

97

2ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**"FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL"**

**T E S I S**

PARA OBTENER EL TITULO DE  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
P R E S E N T A :  
**ISIS IVEETTE VALDEZ IZAGUIRRE**



MEXICO, D. F.

1998.

26 8413

TESIS CON



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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 esta 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.

---

A mis padres, por su ejemplo, apoyo y confianza:

Francisco Javier Valdez Vega  
Josefa Irma Izaguirre Borrego

A mis hermanos, con mucho cariño:

Irma Alicia,  
Francisco Zacbolay,  
Javier Salomon y  
Xochitl Ivonne

A mi compañero y amigo:

Eduardo Cerezo García

A mis amigos, por su ayuda para la realización de este trabajo:

Luis Del Olmo Dacosta  
Luis Romero Urióstegui

Y por su apoyo a:

M. I. Arturo Nava Mastache  
Ing. Héctor Sangines García  
Ing. Jesús Gallegos Silva  
Lic. Rigoberto Argaez Ceballos  
Ing. Víctor Manuel Luna Castillo

---



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-125/96

Señorita  
**ISIS IVEETTE VALDEZ IZAGUIRRE**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. ARTURO NAVA MASTACHE**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL"**

**INTRODUCCION**

- I. ANTECEDENTES**
- II. GENERALIDADES DEL PROYECTO**
- III. DISEÑO HIDRAULICO**
- IV. CUANTIFICACION Y PROGRAMA DE OBRA**
- V. OPERACION HIDRAULICA**
- VI. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS**
- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 27 de septiembre de 1996.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP\*nil

---

# FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL

## INDICE

	Pág.
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
OBJETIVO	4
ALCANCES	4
<b>CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES</b>	<b>5</b>
1.1 DESARROLLO SUSTENTABLE EN EL TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL	6
1.2 PROTECCIÓN Y RESCATE DE LOS CUERPOS RECEPTORES NATURALES	8
1.3 TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL	12
1.4 REUSO DEL AGUA	14
<b>CAPÍTULO 2. GENERALIDADES DEL PROYECTO</b>	<b>16</b>
2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	18
2.2 DATOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO	22
<b>CAPÍTULO 3. DISEÑO HIDRÁULICO</b>	<b>25</b>
3.1 OBRA DE TOMA DE DERIVACIÓN EN EL EMISOR FINAL DE AGUAS RESIDUALES	26
3.2 CRIBAS GRUESAS	26
3.3 DESARENADOR	27
3.4 CANAL PARSHALL	28
3.5 CARCAMO DE BOMBEO	30
3.6 HIDROTAMICES	32
3.7 REPARTIDOR BIOLÓGICO	34
3.8 REACTOR BIOLÓGICO	38
3.9 CLARIFICADORES	50
3.10 DESINFECCIÓN	54
3.11 MEDIDOR PARSHALL	55
3.12 EFLUENTE	57
3.13 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS	59
<b>CAPÍTULO 4. CUANTIFICACIÓN Y PROGRAMA DE OBRA</b>	<b>73</b>
4.1 PROYECTO EJECUTIVO	74
4.2 CUANTIFICACIÓN DE OBRA	76
4.3 PROGRAMA DE OBRA	83

---

---

<b>CAPÍTULO 5. OPERACIÓN HIDRÁULICA</b>	<b>85</b>
5.1 CRIBAS GRUESAS	88
5.2 DESARENADOR	90
5.3 CANAL PARSHALL	93
5.4 CARCAMO DE BOMBEO	96
5.5 HIDROTAMICES	101
5.6 DISTRIBUIDOR BIOLÓGICO	111
5.7 REACTOR BIOLÓGICO	114
5.8 CLARIFICADORES	117
5.9 DESINFECCIÓN	120
5.10 MEDIDOR PARSHALL	122
5.11 EFLUENTE	122
PERFIL HIDRÁULICO GENERAL	123

<b>CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS</b>	<b>124</b>
---	------------

**REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

**GLOSARIO**

**ANEXOS**



## INTRODUCCIÓN

El agua ha sido un factor indispensable para la existencia y el desarrollo del hombre. El uso de este líquido tan preciado se ha diversificado tanto a través del tiempo, que actualmente son muy variadas las actividades donde se requiere. El agua al usarse, pierde su calidad de potable con que fue entregada a la población, pues se le agrega una gran cantidad de residuos de diversos tipos, los cuales modifican sus características físicas, químicas y biológicas.

Las aguas que han sido utilizadas por la población se denominan en forma general aguas residuales. Estas se componen de las aguas de desechos domésticos, industriales, comerciales, municipales o de cualquier otra índole, ya sea pública o privada y que debido a su uso han sufrido degradación en su calidad original.

Por otra parte, las aguas de lluvia denominadas aguas pluviales, que caen en una población, también requieren un buen control para evitar posibles inundaciones.

Las aguas residuales y las pluviales son captadas por un sistema de alcantarillado, el cual esta integrado por:

- Obras de captación, que tiene como fin captar directamente el agua residual de las fuentes de emisión y el agua pluvial que escurre por las calles;
- Obras de conducción, cuya finalidad es conducir las aguas captadas al lugar de su tratamiento;
- Obras de tratamiento, se utilizan para el tratamiento de agua residual por medios físicos, químicos y biológicos, en forma rápida y controlada; y
- Obras de descarga o disposición final, que tienen por función disponer de las aguas residuales.

En cuanto al tratamiento de las aguas residuales, la relación entre disposición de desechos y enfermedades humanas, aceleró su desarrollo como una respuesta de protección a la salud pública. Así, el tratamiento de las aguas residuales emergió a finales del siglo XIX, apareciendo los procesos biológicos de tratamiento como los tanques "Imhoff", las lagunas de estabilización, los filtros rociadores y los lodos activados. Aparece también la aplicación de cloro como desinfectante.

La investigación de los procesos biológicos de tratamiento para simular y acelerar los fenómenos naturales similares a la autopurificación de las corrientes, con la remoción principalmente de materia orgánica y sólidos suspendidos, mediante procesos controlados, han llevado a las teorías de diseño racional de los procesos de biomasa fija y biomasa suspendida que son comúnmente conocidos como filtros rociadores y biodiscos en el primer caso y lodos activados con todas sus variantes, en el segundo. Los sistemas de tratamiento de lagunas de estabilización que se clasifican aparte, también han sido objeto de numerosas investigaciones.



El conocimiento de los distintos procesos de tratamiento existentes de uso común, nos permitirá entender de mejor manera el manejo hidráulico en cada uno de ellos; así, podemos observar particularidades hidráulicas en cada unidad de proceso como son: desarenadores, cárcamos de bombeo, sedimentadores primarios, reactores biológicos, sedimentadores secundarios, tanques de contacto de cloro y estructuras de descarga, en el tren de agua y, extracción de lodos de los sedimentadores, espesadores, estabilización, secado y disposición final, así como el manejo de los sobrenadantes de las unidades, en el tren de lodos.

A pesar de la diversidad de los procesos de tratamiento y de operaciones unitarias, las estructuras hidráulicas que se requieren para la conducción y control del agua que pasa a través de las plantas de tratamiento pueden ser similares, independientemente del proceso utilizado. Así, tenemos el uso de tuberías, piezas especiales, canales, orificios, múltiples alimentadores y vertedores de diversas formas.

El entendimiento del funcionamiento y los procedimientos de cálculo de estas estructuras hidráulicas, nos permitirán controlar los flujos mínimo, medio y máximo que pasarán a través de ellas. Algunas de estas estructuras son conocidas como "estructuras de control" porque su diseño permite tener puntos conocidos dentro del perfil hidráulico, lo que normalmente se logra con el uso de vertedores.

La hidráulica clásica se encarga de analizar todos los fenómenos relacionados con el agua, el agua residual no es la excepción, por lo que es importante analizar los fenómenos y cambios que pueda tener el agua durante los procesos del tratamiento, para prevenir un mal funcionamiento hidráulico.

Las plantas de tratamiento de agua residual son obras de ingeniería sanitaria, donde el funcionamiento de estas es lento para lograr todos los cambios físicos, químicos y biológicos con lo que se obtiene el nivel de tratamiento deseado para su disposición final.

Al resultado del tratamiento del agua residual se le conoce como agua tratada; el grado de tratamiento de ésta dependerá de la disposición o uso final, el uso del agua potable de forma irracional da pauta para el uso del agua tratada, lo cual puede ser una solución para la escasez existente de agua y utilizar el agua tratada para actividades en las cuales la calidad de potable no es necesaria.

El diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales involucra actividades típicas de diferentes especialidades como son los proyectos: funcional, hidráulico, bioquímico, estructural, arquitectónico y electromecánico. Cada uno de estos segmentos del diseño debe realizarse correctamente para que la planta sea funcional y logre la eficiencia del tratamiento para la que fue proyectada a lo largo de su período útil.

## **OBJETIVO**

Señalar la importancia de la ingeniería hidráulica en una obra de ingeniería sanitaria, tomando como caso particular una planta de tratamiento de aguas residuales. Así como la justificación de la construcción de este tipo de estructuras.

## **ALCANCES**

Los diseños funcionales dentro de los proyectos ejecutivos de las plantas de tratamiento de aguas residuales, incluyen los cálculos hidráulicos para dimensionar tuberías, canales, canaletas, vertedores y seleccionar dispositivos hidráulicos y equipos de bombeo. Con los resultados de este trabajo es posible definir detalladamente el perfil hidráulico de la planta de tratamiento en el tren de agua; en ocasiones los proyectistas soslayan estos cálculos, que pueden ser muy simples, y que, por otro lado pueden tener graves consecuencias en el funcionamiento hidráulico de las plantas. Las experiencias han mostrado que los diseños hidráulicos deficientes han conducido a rehabilitaciones costosas e incluso al abandono de las instalaciones.



## CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES

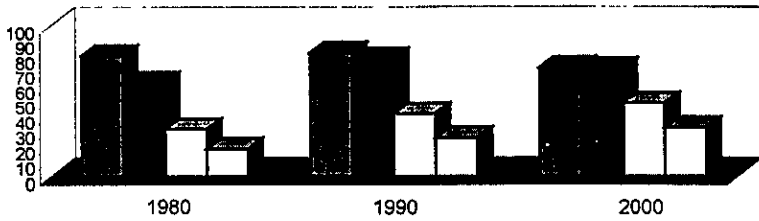
### 1.1 DESARROLLO SUSTENTABLE EN EL TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL

El desarrollo sustentable establece el compromiso de llevar a cabo estrategias que permitan a la humanidad acceder a grados de bienestar y de justicia en armonía con la naturaleza (Ref. 1)

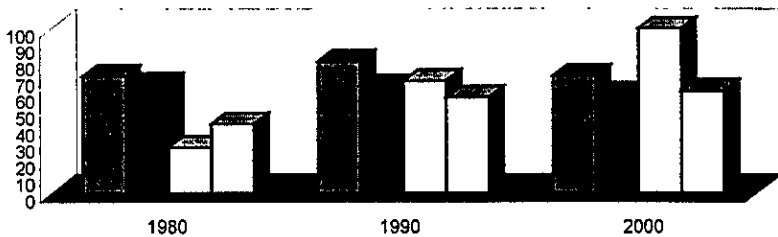
La conferencia de Naciones Unidas sobre el Medio Ambiente y Desarrollo, celebrada en 1992, en Río de Janeiro, Brasil, representa indudablemente un acontecimiento sin precedentes y decisivo en la lucha por la conservación de la naturaleza. El compromiso mundial para acceder a un desarrollo sostenible, quedó plasmado en el documento *Programa 21* que establece el compromiso de las naciones para llevar a cabo estrategias que permitan a la humanidad acceder a grados de bienestar y de justicia en armonía con la naturaleza. *El Programa 21* plantea un ambicioso plan de trabajo para el siglo XXI y traduce el consenso al que llegaron 179 países; México fue asignado en dicho compromiso a elaborar un documento, el cual, con la participación del Gobierno Federal, de educación superior, los grupos ambientalistas mexicanos, las organizaciones y cámaras de industriales, así como los grupos organizados de la sociedad, trazará el camino de nuestro país en el próximo milenio. Dentro de este contexto el *Programa 21* explica que la población, el consumo y la tecnología son las principales fuerzas determinantes del cambio ecológico. Se enfatizó claramente la necesidad de reducir en ciertos lugares del mundo las modalidades de consumo ineficaces y con elevado desperdicio, fomentando en otras un desarrollo más intenso y sostenido.

Como precedente al desarrollo sustentable en el tratamiento del agua residual, la *Sección II: Gestión de desechos sólidos y aguas residuales; del Programa 21* señala que el rápido aumento del volumen de basura y de las aguas residuales de las ciudades constituye una amenaza para la salud y el medio ambiente. Cerca de 5.2 millones de personas, incluidos cuatro millones de niños, mueren anualmente debido a enfermedades provocadas por la inadecuada eliminación de desechos sólidos y el indebido tratamiento de las aguas residuales, los cuales contaminan el aire, la tierra, acuíferos, mares y océanos en extensas zonas. En los países en desarrollo se procede al tratamiento de menos del diez por ciento de los desechos urbanos, y tan sólo una mínima proporción con arreglo a normas aceptables. A fines de siglo, cerca de dos mil millones de personas carecerán de servicios básicos de saneamiento y cerca de la mitad de la población urbana no se beneficiará de servicios adecuados para la eliminación de desechos. Los servicios insostenibles de consumo vigentes, en particular en los países industrializados, aportan más cantidad y variedad de desechos, calculándose que en el año 2025 las estadísticas serán cuatro o cinco veces superiores a las actuales – Gráfica 1. Se prevé que, antes de finalizar el decenio, los costos de eliminación de desechos se habrán duplicado o triplicado, en particular en los países industrializados. En una adecuada administración de los costos, se deberá cuidar por la imputación del precio total de la eliminación segura de desechos a quienes los generan. De esta manera, existirá un equilibrio costo-beneficio en el reciclaje de desechos y la recuperación de recursos.

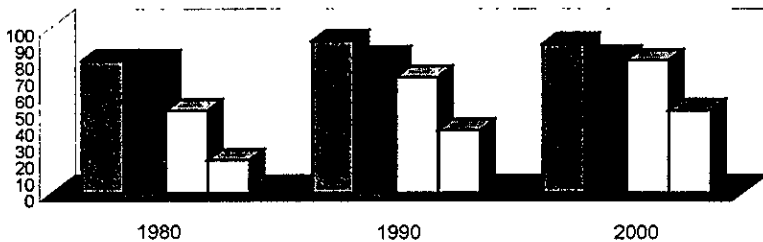
AFRICA



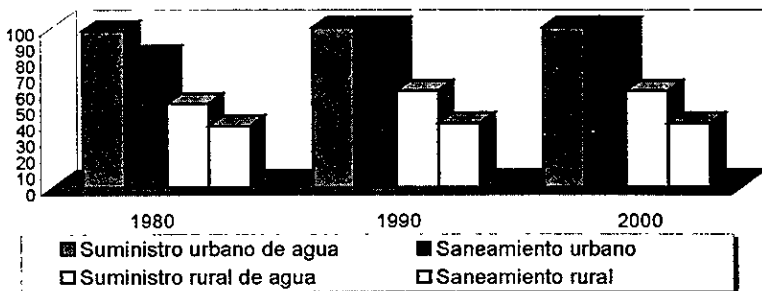
ASIA Y EL PACÍFICO



AMÉRICA LATINA Y EL CARIBE



ASIA OCCIDENTAL



Gráfica 1. Porcentaje de servicios de saneamiento y suministro de agua potable, por región.

## 1.2 PROTECCIÓN Y RESCATE DE LOS CUERPOS RECEPTORES NATURALES.

Para la protección y rescate de los cuerpos receptores es necesario comprometerse a trabajar contra la degradación del medio marino y los recursos de agua dulce, y reducirla, a fin de preservar y mejorar su aptitud productiva y de sustento de la vida (Ref. 1).

### ***Gestión de los océanos.***

Los océanos y mares, son parte esencial del sistema mundial de sustento de la vida. Cubren gran parte de la superficie de la Tierra, influyen en las condiciones climáticas, meteorológicas, atmosféricas, además proporcionan alimentos y otros recursos para la población mundial en constante aumento.

El convenio sobre el Derecho del Mar establece normas básicas para la protección y el aprovechamiento sostenible de los mares y recursos marinos. Sin embargo, la contaminación, la pesca excesiva, la degradación de las zonas costeras y de los arrecifes coralinos ejercen creciente presión sobre los océanos.

Cerca de un 70 por ciento de la contaminación de las zonas marítimas proviene de actividades en tierra, incluidas la de poblados y ciudades, la industria, la construcción, la agricultura, la silvicultura y el turismo.

Las fuentes de contaminación más funestas para los medios marinos son las aguas residuales, los productos químicos, los sedimentos, la basura, los plásticos, los metales, los desechos radiactivos y el petróleo.

Para lo que será necesario:

- Anticipar y prever toda deterioración adicional del entorno marino y reducir el riesgo de efecto a largo plazo.
- Cuidar la evaluación del impacto ambiental de actividades que podrían causar deterioro al entorno marino.
- Integrar la protección del medio marino en las políticas generales de carácter ecológico, socioeconómico y de desarrollo.
- Aplicar el principio de *quien contamina, paga* y recurrir a incentivos económicos para reducir la contaminación de los mares.
- Mejorar los niveles de vida de los habitantes de las zonas costeras, en particular en los países en desarrollo, para que puedan contribuir a la protección del entorno en esas zonas y en el mar.

Se deberán construir y mantener las **plantas de tratamiento de agua residual** y prohibir la desembocadura de éstas a la proximidad de industrias pesqueras, tomas de agua y zonas accesibles a bañistas. Asimismo, se deberá supervisar y tratar de modo conveniente los desechos industriales.

Habr  de modificarse la administración de alcantarillados y desechos, así como las prácticas agrícolas, mineras, de construcción y de transporte, para controlar la filtración de agentes contaminantes de fuentes difusas.

Los países deberán insistir en:

- Reducir o eliminar el desecho de compuestos químicos sintéticos que podrían acumularse en peligrosas proporciones en los recursos marinos vivos.
- Controlar y reducir la eliminación de desechos tóxicos y establecer, con esa finalidad, sistemas seguros en tierra, en lugar de proceder a desecharlos en el mar.
- Lograr la vigencia de una reglamentación internacional más estricta para reducir el riesgo de accidentes y de contaminación debidos a la navegación de buques de carga.
- Controlar las emisiones de nitrógeno y fosfato, provocadas por el uso excesivo de fertilizantes químicos en la agricultura, que amenazan con modificar el medio ambiente marino.
- Favorecer el recurso a prácticas de utilización de las tierras que reduzcan la erosión del suelo y la llegada de desechos a ríos y mares.
- Fomentar el uso de plaguicidas y fertilizantes menos nocivos para el entorno y prohibir aquellos que sean perjudiciales, indicándose el recurso de otras opciones para combatir las plagas.
- Terminar con la incineración de desechos peligrosos en alta mar. Estableciendo instalaciones portuarias para recoger aceite, desechos químicos y basura, al igual que normas más rigurosas para controlar la contaminación proveniente de embarcaciones.

### ***Gestión de los recursos de agua dulce***

Los recursos de agua dulce son vitales para satisfacer la necesidad del consumo humano, así como para el saneamiento, la agricultura, la industria, la piscicultura, el transporte, el esparcimiento y otras actividades, que son de fundamental importancia para la preservación de la naturaleza.

En muchos lugares del mundo se observa la escasez generalizada, la destrucción paulatina y la creciente contaminación de los recursos del agua. Entre las causas cabe señalar el tratamiento inadecuado de aguas residuales y desechos industriales, la pérdida de remansos naturales, la deforestación y la utilización en agricultura de plaguicidas y otras sustancias químicas que terminan por infiltrarse en los cursos de agua. Todo ello atenta contra los ecosistemas y pone en peligro los recursos que viven en agua dulce.

Muchos de estos problemas resultan de un esquema de desarrollo inadecuado y perjudicial para el medio ambiente, así como de la falta de conciencia y de educación de la población en cuanto a la necesidad de proteger los recursos del agua y de la ausencia de medios para hacerlo.

Se observa una generalizada ineficacia para comprender la relación entre las diversas formas de desarrollo y sus consecuencias con respecto a los recursos del agua.

Uno de tres habitantes de los países en desarrollo carecen de suministro adecuado de agua potable y servicios de saneamiento, condiciones básicas para vivir con dignidad y buena salud.

Se calcula que, en esos países un 80 por ciento de las enfermedades y una tercera parte de las defunciones se deben al consumo de agua no potable.

Por todo lo anterior es necesario que se realice un desarrollo sustentable en el tratamiento de agua residual para que se reduzca la contaminación de los recursos naturales, para que permita a la humanidad acceder a grados de bienestar y de justicia en armonía con la naturaleza.

Para lo que será necesario:

- Mantener la investigación sobre la disponibilidad y la calidad de los recursos del agua destinados a satisfacer las crecientes necesidades económicas y demográficas.
- En la comisión de recursos del agua deberá reconocerse la importancia de proteger la integridad de los ecosistemas del agua y preservarlos mediante la conservación de las cuencas hidrográficas. Deberán fomentarse comportamientos cautelosos para reducir y prevenir la contaminación.
- Los países deberán determinar la localización de fuentes de agua, protegerlas y vigilar que se utilicen de manera sostenible.
- Elaborar programas eficaces de prevención y de lucha contra la contaminación. Existe, en particular, la necesidad de encontrar tecnologías adecuadas para el saneamiento y la eliminación de desechos en zonas urbanas de escasos recursos y densa población.
- Establecer la obligatoriedad de estudios de impacto ambiental para todos los grandes proyectos hidráulicos de desarrollo que podrían perjudicar la calidad del agua y los ecosistemas acuáticos.
- Promover el recurso a fuentes distintas del agua dulce, como por ejemplo, la desalinización del agua de mar, el embalse de agua de lluvia en especial en las islas pequeñas y el reuso de aguas residuales. En esos proyectos convendrá utilizar tecnologías hidráulicas de bajo costo a las que pueden recurrir los países en desarrollo.
- En el estudio y la utilización de los recursos del agua se procurará, ante todo, satisfacer las necesidades humanas básicas y proteger los ecosistemas. Además, deberá imputarse a los usuarios los costos que correspondan.
- Un requisito previo indispensable para el estudio sostenible de los recursos del agua, tomando en cuenta su escasez y vulnerabilidad, es el reconocimiento de su verdadero costo en la planeación y ejecución de cualquier proyecto.
- Proteger las zonas verdes aledañas a los cursos de agua y reducir en lo posible la utilización agrícola de agentes que puedan contaminar el agua.



- La gestión de la piscicultura de agua dulce deberá tender a la óptima producción viable de alimentos de modo ambientalmente satisfactorio. Deberá vigilarse que la pesca y la piscicultura no afecten los ecosistemas acuáticos.
- La ganadería necesita del suministro adecuado de agua y la calidad de esta no deberá sufrir contaminación de desechos animales.
- Todo nuevo proyecto de irrigación puede tener consecuencias significativas para el entorno, deberá ser objeto de estudios de impacto ambiental mientras se encuentran en la fase de planeación.
- Se necesita un mayor número de personas calificadas para la evaluación y el estudio de los recursos de agua dulce, así como para la administración de proyectos con miras al aprovechamiento sostenible de estos. Deberá en particular, favorecerse el acceso de los países de escasos medios a las tecnologías que los capaciten para evaluar sus propios recursos de agua (Ref.1).

### 1.3 TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL

El *Tratamiento de las aguas residuales* es un proceso previo a su disposición, el cual permite que sean descargadas a cuerpos receptores naturales sin interferir con el empleo de éstas, tomando en cuenta la capacidad de los cuerpos receptores naturales para asimilar la descarga que se agrega por dilución. Como el empleo de las aguas receptoras puede ser desde un agua para beber o inclusive hasta para fines culinarios, el grado de tratamiento que se le dé a las aguas residuales variará de acuerdo con ello.

Debe procurarse un tratamiento para los sólidos y líquidos que constituyen el agua residual mediante un proceso en el cual los sólidos sedimentables que el líquido contiene son separados (sólidos que por un proceso físico se sedimentan). La magnitud de esta sedimentación depende del proceso de tratamiento empleado (Ref. 2).

A pesar de que son muchos los métodos usados para el tratamiento de aguas residuales de acuerdo a su disposición, todos pueden incluirse dentro de los cuatro procesos siguientes:

- 1) Tratamiento preliminar
- 2) Tratamiento primario
- 3) Tratamiento secundario
- 4) Tratamiento de lodos

La cloración no es un proceso tiene como principal objetivo la desinfección, en todos los procesos del tratamiento de aguas residuales y aun antes del tratamiento preliminar. La determinación de la aplicación de la cloración, estará en función del grado que se requiere para que sean destruidos los organismos patógenos en el efluente (salida) de la planta de tratamiento de aguas residuales.

#### ***Tratamiento preliminar***

En la mayoría de las plantas, el tratamiento preliminar sirve para proteger el equipo de bombeo y hacer más fáciles los procesos subsecuentes del tratamiento. Los dispositivos para el tratamiento preliminar están destinados a eliminar o separar los sólidos mayores o flotantes, eliminar los sólidos inorgánicos pesados y eliminar cantidades excesivas de aceites o grasas.

Para alcanzar los objetivos de un tratamiento preliminar se emplean comúnmente los siguientes dispositivos (Ref. 2):

- 1) Rejas de barras o más finas. Con el objeto de separar los sólidos de gran tamaño que flotan o están suspendidos. Estos consisten generalmente en trozos de gran tamaño, telas, madera, papel, basura, junto con algo de materia fecal.

- 2) Desmenuzadores, ya sean molinos, cortadoras o trituradoras. Con el objeto de disminuir el tamaño de los sólidos orgánicos grandes que flotan o están suspendidos.
- 3) Desarenadores. Con el objeto de separar los sólidos inorgánicos pesados, como arenas, gravas e incluso objetos metálicos; a todo lo cual se le llama *arenas*.
- 4) Tanques de preaireación. Con el objeto de separar cantidades excesivas de grasas y aceites.

### ***Tratamiento primario***

Por medio de este tratamiento se separan o eliminan de las aguas residuales los sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables, mediante el proceso físico de ***sedimentación***. Esto se lleva a cabo ***reduciendo la velocidad del flujo*** durante el cual se depositan como ***arenas***, los sólidos inorgánicos más pesados en un tanque de asentamiento o sedimentación, durante el tiempo suficiente, para dejar que se depositen la mayor parte de los sólidos sedimentables, que son principalmente orgánicos, separándose de la corriente de aguas residuales, en tanques de sedimentación o tanques primarios.

### ***Tratamiento secundario***

Este tratamiento debe hacerse cuando las aguas residuales todavía contienen sólidos inorgánicos en suspensión o en solución que no fueron retenidos en el tratamiento primario los cuales no pueden ser asimilados por las aguas receptoras para su uso normal adecuado.

El tratamiento secundario depende principalmente de la cantidad de organismos aerobios (organismos que necesitan de oxígeno para su respiración, además de alimento), para establecer tiempo y dimensiones del tanque destinado para este tratamiento o tanque secundario.

### ***Tratamiento de lodos***

Los lodos de las aguas residuales están constituidos por los sólidos que se eliminan en las unidades de tratamiento primario y secundario, junto con el agua que se separa con ellos. Este tratamiento tiene dos objetivos, el primero, eliminar parcial o totalmente el agua que contienen los lodos para disminuir su volumen en gran proporción y, el segundo, lograr la descomposición de todos los sólidos orgánicos putrescibles para que se transformen en sólidos minerales o sólidos orgánicos estables.

## 1.4 REUSO DEL AGUA

A continuación se presenta el marco de clasificación de los usos del agua tratada. Para cada uno de dichos usos se establecen criterios que toman en cuenta la recomendación de normas de calidad (Ref.3), estos son:

### ***Agricultura***

El agua tratada usada para el riego de cultivos destinados al consumo humano como es: el ***riego restringido***, para las frutas, legumbres y leguminosas que se consumen crudas, y el ***riego no restringido*** para las frutas, legumbres y leguminosas que se consumen cocidas, donde se considera que las aguas de riego serán utilizadas en forma continua todo el año, en todo tipo de suelo.

### ***Industrias***

El agua tratada también puede ser usada en:

- *Enfriamiento* en plantas termoeléctricas y otras industrias, en intercambiadores de calor sobre la base de un solo paso o en recirculación.
- *Procesos de producción* en la industria alimenticia, en lavado, enjuague, transporte, etc.; en la industria de la celulosa y el papel, en la molienda de madera, lavado de pulpa, transporte de fibra, etc. y en la industria de la petroquímica, en refinación, desalación, etc.
- *Servicios*, para el riego de áreas verdes, lavado de calles y automóviles, además de agua para hidrantes o dispositivos contra incendios.

### ***Esparcimiento y recreación***

Los principales usos que se le dan son los siguientes:

- *Contacto Directo*, cuando el ser humano esta sumergido o en contacto prolongado con ella, como son: natación, esquí acuático, entre otras.
- *Sin Contacto Directo Prolongado*, en donde el ser humano entra en contacto sólo, ocasionalmente y por períodos de tiempo limitados, como son: el remo, chapoteo, veleo, entre otras.

### ***Recarga de acuíferos***

Este uso puede ser a corto y largo plazo, dependiendo del tipo de suelo o del método de recarga del acuífero.

- *Infiltración superficial*, se define como el movimiento de agua, a través de la superficie de suelo y hacia dentro del mismo producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares, en donde el agua tratada de calidad equiparable al agua superficial es apta para consumo humano y usos domésticos después de un proceso de potabilización.
- *Inyección directa*, el agua tratada de calidad equiparable a la del agua subterránea que es apta para consumo humano y uso doméstico con sólo un proceso de desinfección.

**CAPÍTULO 2. GENERALIDADES DEL PROYECTO**

---

## CAPÍTULO 2. GENERALIDADES DEL PROYECTO

La Ciudad de Hermosillo en materia de agua residual, cuenta con una compleja red de recolección domiciliaria, subcolectores, colectores y emisor final de las aguas, cuenta además con una planta de tratamiento de aguas residuales cuyo gasto es de  $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ , generado por la totalidad de sus 620,000 habitantes (Ref. 4).

El tratamiento del agua tiene como finalidades, cumplir con la normatividad ambiental en materia de aguas residuales, la protección y rescate de la contaminación del bajo río de Sonora, y estar en posibilidad de reusar el agua en diversos lugares de la región donde su disponibilidad es cada vez más escasa.

La planta está diseñada para tratar el volumen de agua residual de tipo doméstico generada en la Ciudad de Hermosillo, Sonora. La capacidad de tratamiento es de  $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$  (gasto medio de diseño) correspondiente a la población estimada.

Con base en el nivel de eficiencia de eliminación de contaminantes requerido, el proceso biológico que se seleccionó es del tipo **Lodos Activados** en su modalidad convencional con desinfección en el efluente. Este proceso asegura una elevada eficiencia de eliminación de las concentraciones de contaminantes, lo que permite alcanzar los valores para los diferentes parámetros fisicoquímicos y biológicos requeridos en el efluente. El sistema opera bajo el régimen hidráulico de flujo en pistón con recirculación celular (fig. 1), en el cual las partículas del fluido pasan a través del tanque y son descargadas en el mismo orden en que entran. Las partículas conservan su identidad y permanecen en el tanque durante un tiempo igual al tiempo teórico de retención (Ref. 5).

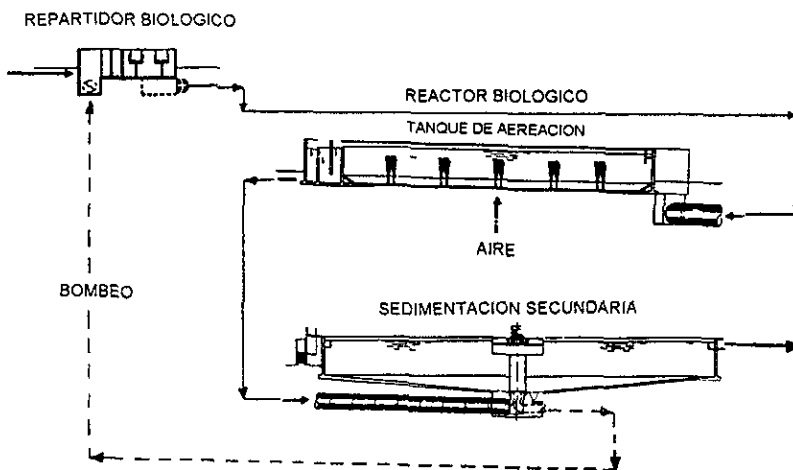


Fig. 1 Régimen hidráulico de flujo en pistón con recirculación celular

## 2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROCESO

El proceso de lodos activados convencional está constituido fundamentalmente por un reactor biológico (tanque de aereación), un sedimentador secundario (clarificador) y una línea de retorno de lodo y purga.

El principio fundamental del proceso se basa en el contacto de las aguas residuales con una población microbiana mixta (bacterias, protozoarios, algas y larvas de insectos y ácaros), en forma de suspensión floculenta (flóculos) en un sistema aereado y agitado. La mezcla del agua residual y la población microbiana se conoce como **licor mezclado**.

El ambiente aerobio en el reactor se logra mediante la inyección artificial de aire usando aereadores de alto gasto y baja carga y difusores de burbuja fina, con este proceso se logra, además de poner en contacto directo al oxígeno con el cultivo bacteriano, mantener el líquido mezclado.

La eliminación de material contaminante presente en forma coloidal y en suspensión, se lleva a cabo por adsorción, aglomeración y asimilación en los flóculos microbianos. El tiempo de retención hidráulico promedio para lograr estos procesos es de 4 a 8 horas.

Una vez que el agua residual ha sido tratada en el reactor, la masa biológica resultante (lodos) se separa del líquido en un tanque de sedimentación y parte de los sólidos biológicos se retornan al reactor, la masa sobrante es eliminada o purgada. La cantidad que se debe mantener de masa biológica depende principalmente de la eficiencia establecida para el tratamiento.

Gran parte de la eficiencia del proceso de sedimentación depende de la estructura del flóculo, la cual a su vez se encuentra estrechamente relacionada con el control de los diferentes parámetros de operación: oxígeno disuelto, carga orgánica, relación de nutrientes, etc.

En la ciudad de Hermosillo normalmente se tienen arenas y arcillas que son los tipos de residuos que se pueden eliminar por medio de una serie de operaciones físicas que consisten fundamentalmente en la eliminación de sólidos gruesos suspendidos. Esto contribuye a que el sistema de lodos activados funcione en condiciones idóneas.

La planta opera con dos fases:

*Fase líquida.* Esta fase considera al agua residual y tratada.

*Fase sólida.* En este apartado se incluyen los residuos sólidos que se generan en los procesos de separación física (cribado y desarenación) y los lodos separados del sedimentador secundario (clarificador).



Las operaciones físicas y procesos biológicos asociados al tratamiento de las dos fases indicadas son los siguientes (en el orden señalado como se muestra en la fig. 2):

### ***Fase líquida***

- a) Obra de toma de derivación en el emisor final de aguas residuales.
- b) Cribado grueso. El sistema que se considera es de cribas gruesas con limpieza automática, para la remoción de sólidos grandes.
- c) Desarenación. La separación de arenas y arcillas es el objetivo de este tanque. El desarenador es de tipo centrífugo con extracción continua del sedimento.
- d) Medidor Parshall. Este canal sirve para aforar el agua residual que se incorpora al proceso biológico. Las principales ventajas de este dispositivo son facilidad de construcción, presenta características hidráulicas propias, una sola determinación de nivel es suficiente, la pérdida de energía es reducida y no hay obstáculos capaces de provocar la formación de depósitos.
- e) Cárcamo de Bombeo. El objetivo de este cárcamo es la elevación de las aguas residuales que salen del desarenador al proceso de cribado fino.
- f) Cribado fino (hidrotamices estáticos). Este equipo se utiliza para remover sólidos suspendidos finos. La limpieza de los hidrotamices es por gravedad y en forma continua.
- g) Distribuidor biológico. Los objetivos de este tanque son mezclar el gasto de recirculación con el efluente del proceso de cribado fino y la distribución de esta mezcla a los reactores biológicos.
- h) Sistema de lodos activados. La eliminación de material disuelto y coloidal son los principales objetivos de este sistema, integrado por el reactor biológico, sedimentador secundario y línea de recirculación y purga. El efluente del clarificador (sedimentador secundario), se colecta en un canal para ser conducido por gravedad a la fase de desinfección.
- i) Tanque de contacto de cloro. El agua que se colecta de los cuatro clarificadores se recibe en este tanque para su desinfección. El agua se mezcla con el cloro en un sistema de mamparas en laberinto horizontal. En este tanque se dosifica la solución gas cloro en niveles tales que se logre la reducción del 99% de los coliformes totales para ubicarse en el nivel de calidad (menor de 10,000 colonias como NMP en 100 ml), determinado por la Comisión de Agua Potable y Alcantarillado del Estado de Sonora (COAPAES). El cloro residual se controlará en la dosificación en niveles tales que se eliminen antes de que el agua se aplique a riego.
- j) Medidor Parshall. Este canal sirve para aforar el agua tratada al final del tratamiento. El agua tratada se destinará para usos múltiples, que no requieran calidad potable.

### ***Fase sólida***

Los residuos generados en los sistemas de cribado (grueso y fino) así como de los sistemas de desarenación se dispondrán como basura.

---

De los lodos separados en el clarificador una fracción es retornada al tanque de aireación mientras que la restante es extraída del sistema (purga). Esta última fracción requiere tratamiento, ya que posee características biológicas indeseables. El tratamiento de estos lodos es el siguiente:

- a) Acondicionamiento de lodos. El objetivo de este proceso es facilitar la remoción de agua durante el espesamiento.
- b) Espesamiento de lodos en filtros de banda. El incremento en la concentración de sólidos y la reducción en el volumen del lodo a tratar son los resultados que se logran con este proceso.
- c) Tanto el acondicionamiento de lodos como el espesamiento se realizarán en filtros banda. Este equipo presenta las ventajas de ser compacto y es posible acondicionar y deshidratar al lodo rápidamente (20 minutos aproximadamente), lo cual evita malos olores.
- d) Digestión aerobia de lodos. Con este proceso se logra disminuir hasta un 99 % la actividad biológica de los organismos presentes en el lodo, de tal forma que su disposición final, no daña al medio ambiente ni causa desequilibrios ecológicos.
- e) En la digestión aerobia se utiliza oxígeno a partir del aire, este último se aplica de manera artificial para la degradación de los residuos biológicos en un tanque abierto. La principal ventaja de este proceso es la sencillez en la operación y se evita el problema de malos olores.
- f) Acondicionamiento de lodo. Este proceso tiene básicamente el mismo objetivo que el acondicionamiento antes del espesamiento. En este caso, se facilita la eliminación de agua durante el proceso de deshidratación que se describe a continuación.
- g) Deshidratación en filtros banda. La eliminación de agua de tal forma que se produzca una torta de lodo fácilmente manejable es el principal objetivo de este proceso.
- h) Carga a vehículos de transporte.
- i) Disposición final. Las principales alternativas son:

Disposición sobre terreno. Esta primera opción considera la aplicación de lodos tratados para la recuperación de tierras poco fértiles, dañadas o estériles.

Aplicación en tierras agrícolas. Esta alternativa es una de las opciones más atractivas, ya que el lodo contiene *macronutrientes importantes, principalmente nitrógeno y fósforo*, que favorecen el desarrollo de diferentes especies agrícolas, sin llegar a ser un fertilizante.

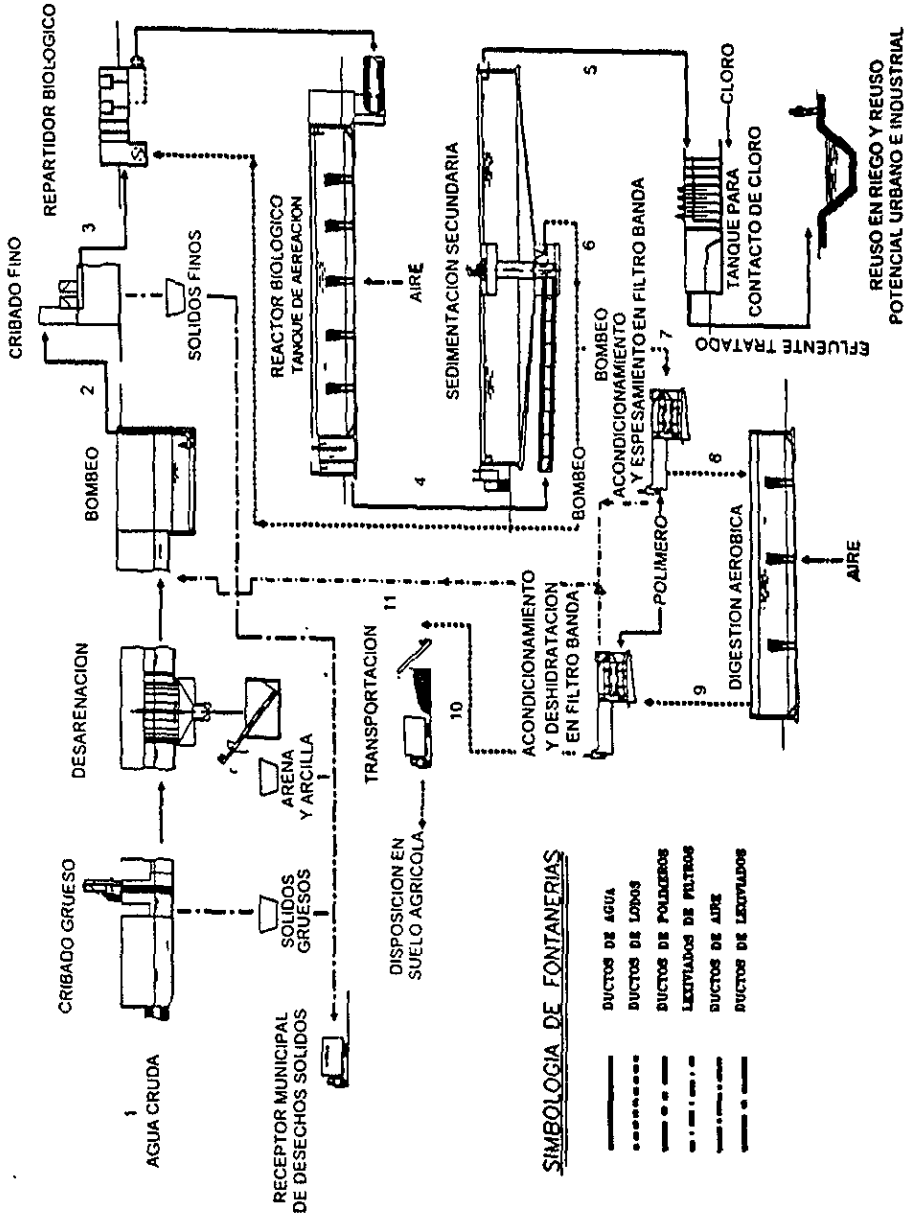


Fig. 2 Operación Líquida y Sólida de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

## 2.2 DATOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO

La información técnica básica en la que se fundamenta el diseño de la planta para tratamiento de aguas residuales es la siguiente (Ref. 6):

### Gastos de Diseño:

Gasto	l/s	m <sup>3</sup> /s
Mínimo	1,200	1.20
Medio	2,500	2.50
Máximo	3,160	3.16

### Parámetros de calidad del agua cruda

DBO <sub>5</sub>	170 mg/l
DQO	397 mg/l
SST	257 mg/l
SDT	859 mg/l
ST	1,116 mg/l
Nitrógeno total	30 mg/l
Fosfato total	21 mg/l
Grasas y aceites	66 mg/l
Temperatura	26°C
Coliformes	2.4 x 10 <sup>7</sup> NMP en 100 ml

### Parámetros del agua tratada

DBO <sub>5</sub>	60 mg/l
DQO	300 mg/l
SST	90 mg/l
SDT	-
ST	-
Nitrógeno total	30 mg/l
Fosfato total	-
Grasas y aceites	6 mg/l
Temperatura	40°C
Coliformes	10,000 NMP en 100 ml

Eficiencias esperadas

DBO <sub>5</sub>	64.71 %
DQO	24.43 %
SST	64.98 %
SDT	-
ST	-
Nitrógeno total	-
Fosfato total	-
Grasas y aceites	90.91 %
Temperatura	-
Coliformes	99.96 %

**BALANCE DE MATERIA**

Las principales consideraciones para realizar el balance de materia son las siguientes:

- a. En hidrotámices se remueve el 30% de DBO<sub>t</sub>, DQO, SSF, SSV y SST.
- b. La eficiencia del proceso de lodos activados que se consideró es del 90% de remoción de DBO.
- c. Se estima que 80% de SST corresponden a SSV.
- d. Las pérdidas de agua debidas principalmente a evaporación se estiman en 10%.
- e. La eficiencia de remoción de SST que se considera es de 90%.
- f. Se considera una reducción de 15% en estos nutrientes por procesos de asimilación celular.
- g. La obtención de este parámetro se realizó suponiendo una relación DQO/SSV de 2.7 (Ref. 6).
- h. Estos valores se obtuvieron considerando que del por ciento en peso de sólidos secos 5.6 corresponde a nitrógeno y 5 a fósforo, medido como P<sub>2</sub>O<sub>5</sub>.
- i. Se estimó una remoción de SSV de 40% en esta parte del proceso.

A. BALANCE DE MATERIA DEL PROCESO

No. de corriente	Corriente	Gasto l/s	DBO <sub>5</sub> mg/l	DBO <sub>r</sub> mg/l	DQO mg/l	SSF mg/l	SSV mg/l	SST mg/l	PO <sub>4</sub> mg/l	N <sub>total</sub> mg/l
1	Agua cruda	2,500.00	87.00	170.00	397.00	128.00	129.00	257.00	21.00	30.00
11	Filtrado de bandas+agua de lavado	50.00	50.00	50.00	2,600.00	680.00	2,720.00	3,400.00	100.00	200.00
2	Efluente de cárcamo de bombeo	2,550.00	86.27	176.47	440.19	138.82	179.80	382.62	22.54	33.30
3	Efluente de cribado fino	2,550.00	86.27	123.53	308.13	97.17	125.86	223.03	22.54	33.30
4	Efluente de tanque de aireación	5,492.40	8.60	-	-	750.00	3,000.00	3,750.00	-	-
5	Efluente de clarificador	2,295.00	8.60	12.35	28.77	4.46	17.84	22.30	19.10	28.30
6	Recirculación de lodos	1,821.40	-	15,552.00	19,440.00	1,800.00	7,200.00	9,000.00	196.44	504.00
7	Purga de lodos	30.87	-	15,552.00	19,440.00	1,800.00	7,200.00	9,000.00	196.44	504.00
8	Lodo espesado	6.94	-	69,119.81	86,398.95	8,000.00	32,000.00	40,000.00	873.05	2,240.00
9	Lodo digerido	6.94	-	47,001.47	58,751.28	8,000.00	19,200.00	27,200.00	873.05	2,240.00
10	Lodo deshidratado	1.05	-	311,062.00	388,823.70	52,945.00	127,068.00	180,000.00	5,778.00	14,824.61

B. BALANCE DE MATERIA DEL PROCESO

No. de corriente	Corriente	Gasto m <sup>3</sup> /d	DBO <sub>5</sub> kg/d	DBO <sub>r</sub> kg/d	DQO kg/d	SSF kg/d	SSV kg/d	SST kg/d	PO <sub>4</sub> kg/d	N <sub>total</sub> kg/d
1	Agua cruda	216,000.00	18,792.00	36,720.00	85,752.00	27,648.00	27,864.00	56,512.00	4,536.00	6,480.00
11	Filtrado de bandas+agua de lavado	4,320.00	216.00	108,000.00	561,600.00	146,880.00	587,520.00	734,400.00	21,600.00	43,200.00
2	Efluente de cárcamo de bombeo	220,320.00	19,007.01	38,117.52	95,081.04	29,985.12	38,836.80	82,645.92	4,868.64	7,192.80
3	Efluente de cribado fino	220,320.00	19,007.01	26,682.48	66,556.08	20,988.72	27,185.76	48,174.48	4,868.64	7,192.80
4	Efluente de tanque de aireación	474,543.36	4,081.07	-	-	162,000.00	648,000.00	810,000.00	-	-
5	Efluente de clarificador	198,268.00	1,705.28	2,667.60	6,214.32	963.36	3,853.44	4,816.80	4,125.60	6,112.80
6	Recirculación de lodos	157,368.96	-	3,359,232.00	4,199,040.00	388,800.00	1,555,200.00	1,944,000.00	42,431.04	108,864.00
7	Purga de lodos	2,667.17	-	3,359,232.00	4,199,040.00	388,800.00	1,555,200.00	1,944,000.00	42,431.04	108,864.00
8	Lodo espesado	599.62	-	14,929,878.96	18,662,173.20	1,728,000.00	6,912,000.00	8,640,000.00	188,578.80	483,840.00
9	Lodo digerido	599.62	-	10,152,317.52	12,680,276.48	1,728,000.00	4,147,200.00	5,875,200.00	188,578.80	483,840.00
10	Lodo deshidratado	90.72	-	67,189,392.00	83,985,919.20	11,436,120.00	27,446,688.00	36,890,000.00	1,248,048.00	3,202,115.76

**CAPÍTULO 3. DISEÑO HIDRÁULICO**

---

## CAPÍTULO 3. DISEÑO HIDRÁULICO

### 3.1 OBRA DE TOMA DE DERIVACIÓN EN EL EMISOR FINAL DE AGUAS RESIDUALES

El emisor es generalmente el conducto al cual ya no se conectan descargas de aguas residuales ni de aguas pluviales, y tiene como objetivo el conducir los volúmenes de agua captados por todo el sistema de tuberías, que constituye la red de alcantarillado hasta la planta de tratamiento de agua residual (Ref. 7).

### 3.2 CRIBAS GRUESAS

El objetivo de este proceso es la separación de sólidos gruesos. El sistema para cribado está constituido básicamente de una rejilla vertical, un mecanismo de limpieza a contracorriente, una estructura en acero y un mecanismo de arrastre.

Se considera la instalación de tres sistemas para cribado: dos en operación y uno para mantenimiento (fig. 3).

#### ***Dimensionamiento del canal para cribas gruesas***

Las principales consideraciones de diseño para este equipo son las siguientes (Ref. 6):

Caudal máximo	1.58 m <sup>3</sup> /s
Velocidad (entrada/salida)	1.20 m/s

Con base en estas características se seleccionó una criba estándar de 1.40 m de ancho, valor que determina también el ancho del canal. Las principales características del canal, determinadas por el equipo para cribado y las consideraciones de diseño indicadas en la tabla anterior, son las siguientes (Ref. 6):

Ancho del canal	1.40 m
Nivel máximo de agua	1.50 m
Profundidad del canal	2.50 m

#### ***Características de las rejillas***

La criba está constituida por dos tamaños diferentes de barras, dispuestos alternadamente. En la tabla siguiente se muestran las principales características de las rejillas de la criba:



## Especificaciones de las rejillas

Material	Acero
Espesor	0.0095 m (3/8")
Ancho	0.076 m (3")
Altura	1.524 m (60")
	1.626 m (64")
Espaciamiento entre barras	0.025 m (1")

### 3.3 DESARENADOR

La función del desarenador es separar cualquier material pesado que tenga velocidad de sedimentación o peso específico superiores a los de los sólidos orgánicos contenidos en el agua residual, entre estos están las arenas, gravas, cenizas, etc.

Los desarenadores protegen a los equipos mecánicos, susceptibles de la abrasión y desgaste anormales, reducen la formación de depósitos pesados en las tuberías, canales y conductos y la frecuencia de limpieza del digestor, debido a la acumulación de arena en tales unidades.

Los desarenadores se sitúan aguas arriba del resto de las unidades, para facilitar la eliminación de las arenas. Es necesario señalar que la instalación de las rejillas de limpieza mecánica, facilitará aún más la operación, eliminación de arenas y materiales similares.

Los desarenadores están constituidos básicamente de una cabeza de engranajes, un agitador y un motor. Es necesario colocar un sistema de extracción de arena del pozo del desarenador. Se considera la instalación de dos desarenadores. uno en operación y otro para mantenimiento (fig. 3).

#### **Dimensionamiento**

La principal consideración de diseño para el dimensionamiento de los tanques es el valor para caudal máximo que es de  $3.16 \text{ m}^3/\text{s}$  y debido a especificaciones del equipo se considerará un caudal máximo de  $3.20 \text{ m}^3/\text{s}$ . Basándose en este valor y a las dimensiones del equipo mecánico, se eligió un equipo estándar con las siguientes características (Ref. 6):

## Principales características de los desarenadores

Diámetro del tanque	7.30 m
Nivel mínimo de agua para operación	1.43 m
Ancho del canal influente	1.80 m
Ancho del canal efluente	3.30 m
Profundidad del tanque	6.28 m
Pendiente entre desarenador y pozo de arena	30°

**3.4 CANAL PARSHALL**

La instalación de este equipo tiene dos objetivos:

1. Aforar el agua residual que se incorpora al proceso biológico.
2. Mantener los niveles adecuados de agua para el funcionamiento de los desarenadores (1.43 m).

***Dimensionamiento***

El canal Parshall es un medidor de régimen crítico. Está constituido por una sección convergente, una sección estrecha de paredes verticales paralelas llamada garganta y una sección divergente, dispuestas en planta (fig. 3).

Los principales parámetros que se consideraron para dimensionar este medidor son los siguientes (Ref. 6):

- Sección crítica.
- Tirantes de agua correspondientes a las cotas piezométricas.
- Canal sin sobreelevación del fondo.

***a) Ancho de garganta***

Los medidores Parshall se definen por el ancho de la garganta. Considerando los posibles gastos influentes de esta planta, el ancho de garganta que se requiere es de 7 pies (Anexo A).

***b) Sección convergente***

En esta sección el fondo a nivel es inclinado en la garganta con una pendiente de 9:24 (vertical:horizontal), cualquiera que sea su tamaño.

**c) Sección divergente**

En este caso el fondo es ascendente a razón de 1:6 (vertical:horizontal). En esta planta se requiere un medidor de 1 a 8 pies, para el cual la diferencia de nivel entre aguas arriba y el extremo aguas abajo es de 3 pulgadas.

**d) Determinación de cargas**

La expresión para la determinación de las cargas para las diferentes condiciones de gasto es la siguiente:

$$Q = K H^n$$

Para una garganta de 2.1336 m (7'), K y n son iguales a:

$$K = 5.306$$

$$n = 1.601$$

El tirante localizado a 2/3 de la longitud de la transición medido a partir del inicio de la garganta será igual a:

$$d^1 = \frac{2}{3} B$$

donde:

B es el tirante que gobernará el espejo de agua en el cárcamo de bombeo.

Para gastos máximo, mínimo y medio se tiene:

Con garganta  $W = 2.1336$  m

En el tanque se tiene:

Para  $Q_{\max} = 3.16$  m<sup>3</sup>/s

$$3.16 \text{ m}^3/\text{s} = 5.306 (H)^{1.601}$$

$$H_{\max} = \left( \frac{3.16}{5.306} \right)^{\frac{1}{1.601}}$$

$$H_{\max} = 0.72 \text{ m}$$

Para  $Q_{\min} = 1.20$  m<sup>3</sup>/s

$$H_{\min} = \left( \frac{1.20}{5.306} \right)^{\frac{1}{1.601}}$$

$$H_{\min} = 0.40 \text{ m}$$

El gasto mínimo será de 1.20 m<sup>3</sup>/s pero el medidor podrá registrar gastos de hasta 0.1154 m<sup>3</sup>/s.

Para  $Q_{med} = 2.50 \text{ m}^3/\text{s}$

$$H_{med} = \left( \frac{2.50}{5.306} \right)^{\frac{1}{1.801}}$$

$$H_{med} = 0.62 \text{ m}$$

### 3.5 CARCAMO DE BOMBEO

Los principales parámetros para diseñar esta estructura son:

- Cálculo de la potencia total requerida
- Condiciones de operación para paros y arranques
- Dimensionamiento

#### *Cálculo de la potencia total requerida*

La principal consideración para realizar el cálculo de este parámetro, adicional a los valores para los gastos mínimo, máximo y medio, es la carga de la bomba, la cual en este caso tiene un valor de 15.0 m

$$P = \frac{\gamma Q H}{76 \eta}$$

donde:

P	potencia total requerida (HP)
$\gamma$	densidad del agua; $\text{T/m}^3$
Q	gasto total de diseño; $\text{m}^3/\text{s}$
H	carga de la bomba; m
$\eta$	eficiencia del equipo; %

Sustituyendo se obtiene:

$$P = \frac{1,000\text{T/m}^3 \times 3.16\text{m}^3/\text{s} \times 15.0 \text{ m}}{76 \times 0.85} = 733.75 \text{ HP}$$

Se consideró la implementación de 5 equipos de bombeo de la misma capacidad: 4 en operación y uno en stand by (Ref. 6).

$$P_{unitaria} = 733.75 \text{ HP} / 4 \text{ equipos} = 183.44 \text{ HP}$$

$$Q_{unitario} = 3.16 \text{ m}^3/\text{s} / 4 \text{ equipos} = 0.790 \text{ m}^3/\text{s} \text{ por equipo}$$

Equipo recomendado:

Bomba Sumergible de 715 r.p.m. y 185 HP de potencia teniendo diámetro de 20" en la succión y descarga.

**Condiciones de operación para paros y arranques**

Consideraciones:

Gasto de diseño	3.16 m <sup>3</sup> /s
Tiempo de retención mínimo	2 Minutos

El tiempo de retención mínimo se determinó considerando el tiempo necesario de descanso entre paro y arranque.

**Dimensionamiento**

Volumen

$$V = 3.16 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 2 \text{ minutos} \times \frac{60 \text{ segundos}}{1 \text{ minuto}} = 379.20 \text{ m}^3$$

Área

Considerando la profundidad del cárcamo de bombeo de 2.5 m se tiene:

$$A = \frac{379.20 \text{ m}^3}{2.5 \text{ m}} = 151.68 \text{ m}^2$$

Sección cuadrada

$$\text{Largo} = \sqrt{151.68 \text{ m}^2} = 12.32 \text{ m}$$

Largo = 12.00 m

Ancho = 12.00 m

Con base en las dimensiones indicadas en el apartado de dimensionamiento se tienen las siguientes condiciones de operación:

1. Nivel de paro de la bomba: Se localizará a 0.5 m sobre del piso del cárcamo.
2. Nivel de arranque de la bomba: Se localizará a 2.5 m sobre del piso del cárcamo.
3. Volumen de operación:

$$V = 12.0 \text{ m} \times 12.0 \text{ m} \times (2.5 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) = 288.00 \text{ m}^3$$

4. Tiempo de retención hidráulico (TRH) para gasto mínimo

$$\text{TRH} = \frac{288.00 \text{ m}^3}{1.2 \text{ m}^3/\text{s}} = 4 \text{ minutos}$$

5. Tiempo de descarga (TD) para gasto mínimo

$$T.D. = \frac{288.00 \text{ m}^3}{3.16 \text{ m}^3/\text{s} - 1.2 \text{ m}^3/\text{s}} = 2.45 \text{ minutos}$$

6. Tiempo de retención hidráulico para gasto máximo

$$TRH = \frac{288.00 \text{ m}^3}{3.16 \text{ m}^3/\text{s}} = 1.52 \text{ minutos}$$

### 3.6 HIDROTAMICES (CRIBAS FINAS)

El desarrollo de mejores materiales y equipos para la fabricación de hidrotamices, ha incrementado el uso de estos equipos para sustituir o mejorar el comportamiento de los tanques de sedimentación primaria (Ref. 5).

En el proyecto se considera incorporar a la descarga del cárcamo de bombeo un hidrotamiz estático (sin equipo electromecánico) que en combinación con las cribas gruesas y el desarenador evitará en un 90 % a un 95 % el ingreso al sistema de basura, arenas y fibras, abatiendo la carga orgánica sobre el proceso biológico. Este hidrotamiz con separación de basura de hasta 3 mm, cuenta con una placa de acero inoxidable con retiro manual de la basura (Ref. 6).

A partir de la información obtenida de varias instalaciones a escala industrial, se ha demostrado que utilizando tamices finos puede lograrse una remoción de DBO del 15 al 30% (Ref. 5).

Se han reportado remociones de DBO y SST en hidrotamices del 20 al 35%. En esta misma referencia se señala que es posible alcanzar remociones de SST tan altas como 60%, en estos casos particulares, necesariamente aumenta la remoción de DBO a valores superiores de 20 o 35% (Ref. 8).

Con base en las referencias anteriores se asume una remoción de 30% para la DBO en hidrotamices (valor considerado en la memoria de cálculo).

#### **Dimensionamiento**

La consideración que se hizo para determinar el número y tamaño de los equipos es basándose en el gasto máximo (3.16 m<sup>3</sup>/s) y se definió el siguiente equipo:

1. Dos tamices estáticos de cribado fino para un gasto máximo de 0.178 m<sup>3</sup>/s, con las siguientes dimensiones:

Frente	1.83 m
Costado	3.20 m
Altura	2.00 m

2. Ocho tamices estáticos para un gasto máximo de  $0.356 \text{ m}^3/\text{s}$

Frente	3.70 m
Costado	3.20 m
Altura	2.00 m

Se requieren, por lo tanto, 10 hidrotamices (fig. 3) los cuales presentan las siguientes capacidades de remoción:

Remoción de basura	90%
Remoción de SST	35%

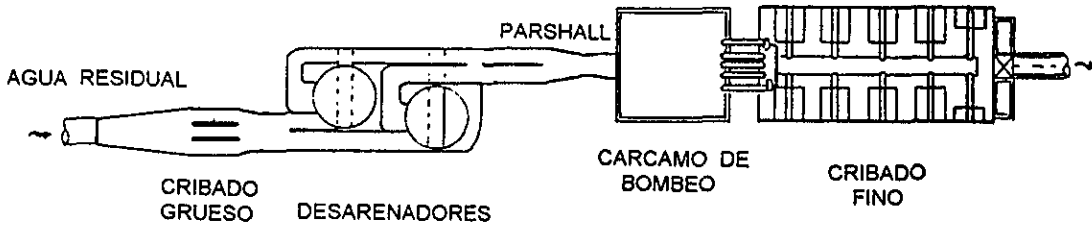


Fig. 3 Planta del proceso de cribado grueso a los hidrotamices

### 3.7 REPARTIDOR BIOLÓGICO

Los objetivos de este tanque son mezclar el gasto de recirculación con el efluente del proceso de cribado fino y la distribución de esta mezcla a los tanques de aereación.

#### *Dimensionamiento*

Consideraciones de diseño:

$$Q = Q_{\text{recirculación}} + Q_{\text{máximo influente}}$$

$$Q = 1.16 \text{ m}^3/\text{s} + 3.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 4.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

Velocidad mínima del fluido = 0.3 m/s

Número de vertedores = 4

$$Q_{\text{vertedor}} = 4.32 / 4 = 1.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### **a) Cálculo de la longitud del vertedor (L)**

Utilizando la fórmula de Francis (Ref. 9):

$$Q = 1.83 LH^{3/2}$$

Despejando se tiene:

$$L = \frac{Q}{1.83 H^{3/2}}$$

Considerando una cresta para el vertedor (H) de 20 cm se tiene, sustituyendo en la última fórmula:

$$L = \frac{1.08 \text{ m}^3 / \text{s}}{1.83 (0.20 \text{ m})^{3/2}} = 6.60 \text{ m}$$

Basándose en las determinaciones experimentales de Francis y con el fin de reducir la longitud del vertedor se propone aumentar el tirante de la cresta a 22.5 cm.

Recalculando L se obtiene:

$$L = \frac{1.08 \text{ m}^3 / \text{s}}{1.83 (0.225 \text{ m})^{3/2}} = 5.50 \text{ m}$$

Este último valor es el que se considera para fines de diseño.



**b) Cálculo del área por canaleta**

Consideraciones:

$Q = 2.16 \text{ m}^3/\text{s}$  (Este gasto se debe a que habrá dos vertedores por canaleta)

Velocidad del fluido =  $1 \text{ m/s}$

Tirante del canal =  $0.8 \text{ m}$  (valor propuesto)

$$A = \frac{Q}{V}$$

Sustituyendo:

$$A = \frac{2.16 \text{ m}^3/\text{s}}{1 \text{ m/s}} = 2.16 \text{ m}^2$$

Considerando esta área y un tirante de canaleta de  $0.8 \text{ m}$  se obtiene un ancho de canaleta de  $2.7 \text{ m}$ . Se considera la construcción de dos canaletas (Ref. 6).

**c) Cálculo del área superficial del tanque**

Consideraciones

Velocidad mínima del fluido ( $V_{\min}$ ) =  $0.3 \text{ m/s}$

$$\text{Área superficial} = \frac{Q_{\text{total}}}{V_{\text{mínima}}}$$

Sustituyendo se obtiene:

$$\text{Área superficial} = \frac{4.32 \text{ m}^3/\text{s}}{0.30 \text{ m/s}} = 14.40 \text{ m}^2$$

Área total = área de canaletas + área superficial

Ancho = longitud del vertedor ( $5.5 \text{ m}$ )

$$\text{Largo} = \frac{\text{Área total}}{\text{Ancho del tanque}}$$

Sustituyendo:

$$\text{Largo} = \frac{44.10 \text{ m}^2}{5.50 \text{ m}} = 8.00 \text{ m}$$

La configuración de este tanque (fig. 4) permite un régimen hidráulico completamente mezclado y una distribución equitativa del flujo hacia los tanques de aereación, lo cual cubre los objetivos señalados al inicio de este capítulo.

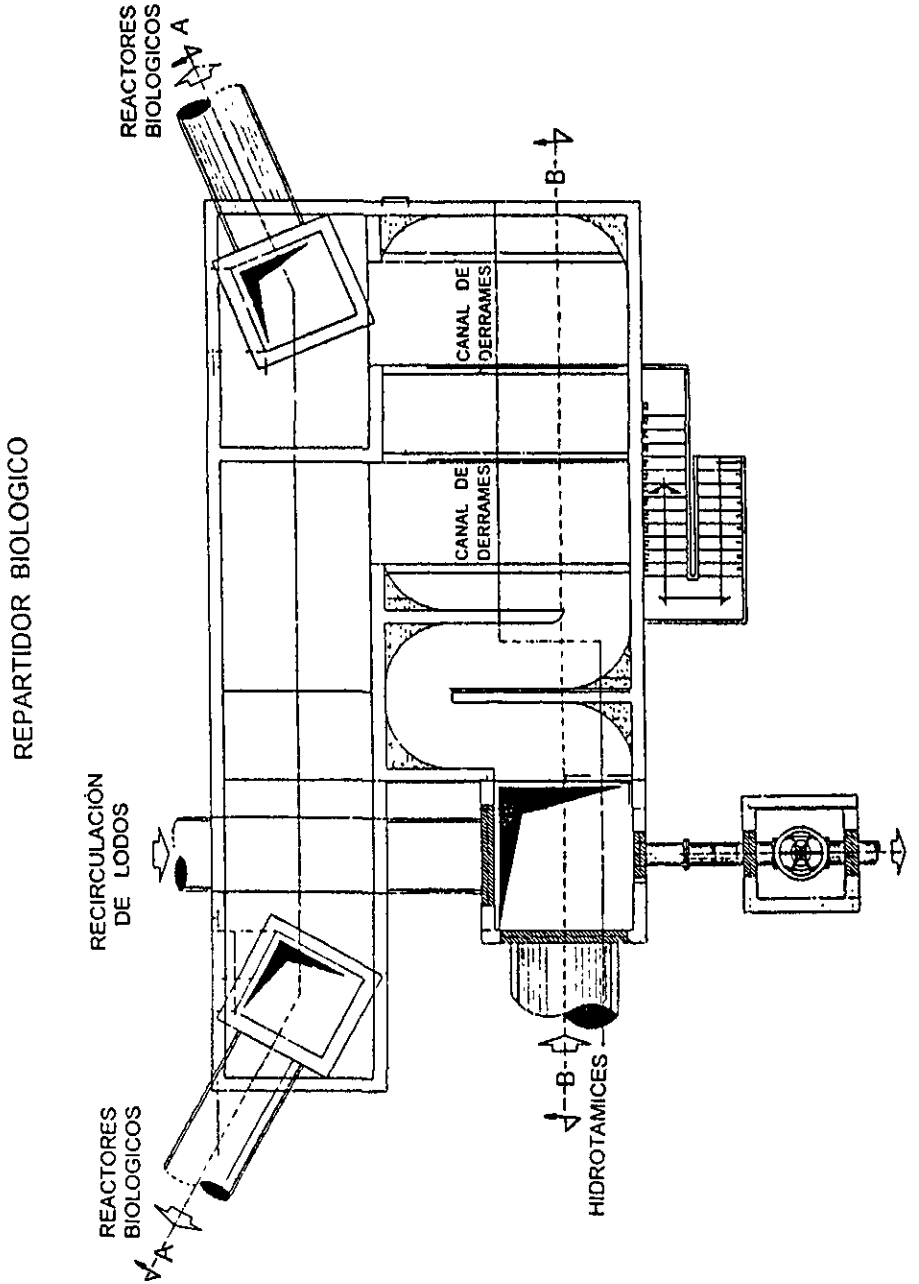


Fig. 4 Planta del Repartidor Biológico

CARGAMO DE BOMBEO

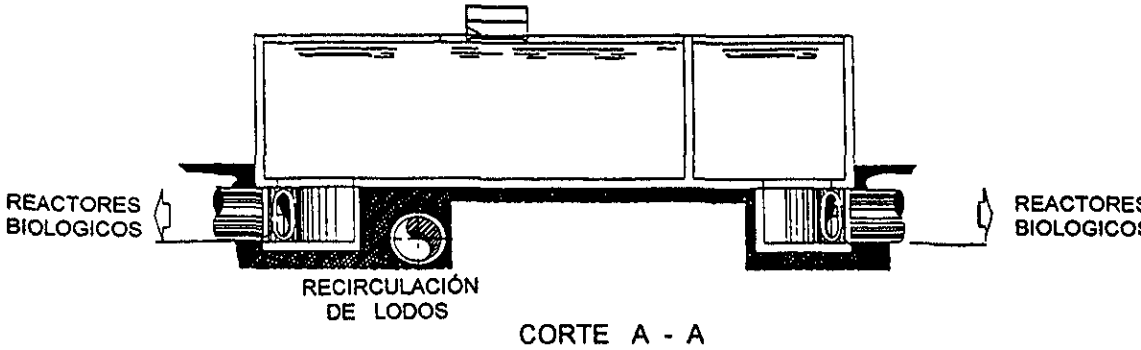


Fig. 4a Corte A - A del Repartidor Biológico

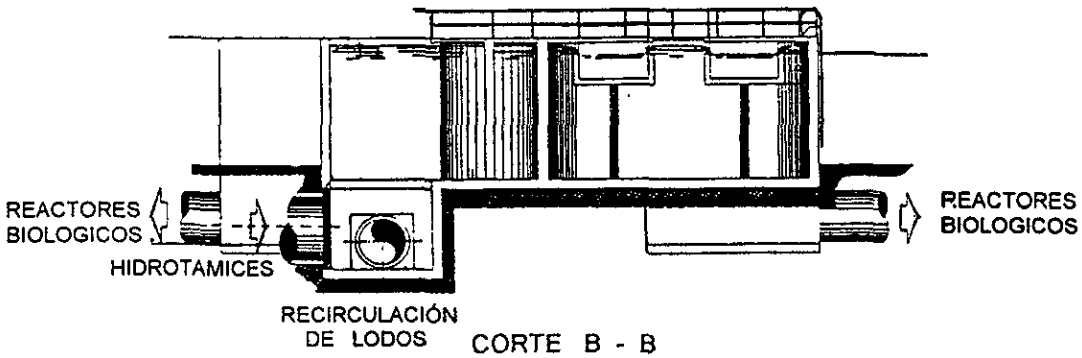


Fig. 4b Corte B - B del Repartidor Biológico

### 3.8 REACTOR BIOLÓGICO (TANQUE DE AEREACIÓN)

El objetivo de este proceso es la eliminación de material disuelto y coloidal.

#### *Obtención del volumen del tanque*

El criterio de diseño que se consideró para la obtención del volumen del reactor biológico es la carga orgánica. Este parámetro se define como la cantidad de contaminantes (medidos como DBO) a degradar en un día, por los microorganismos presentes en el tanque de aereación. Se reporta que en sistemas de lodos activados convencionales se recomienda una carga orgánica máxima de 0.25 kg. DBO/kg. SST d (Ref. 10). El proyecto se diseñó con 0.22 kg. DBO/kg. SST d, este valor permite que el sistema elimine el material carbonoso presente y se logre una eliminación parcial de material nitrogenado.

#### *Consideraciones de diseño*

Los parámetros de diseño que se utilizaron fueron obtenidos del balance de materia que son los siguientes:

Q es el caudal a tratar; m<sup>3</sup>/d

$$Q = 2.55 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86,400 \frac{\text{s}}{\text{d}} = 220,320 \text{ m}^3 / \text{d}$$

Considerando cuatro (4) módulos se obtiene:

$$Q = 637.50 \text{ l/s (55,080 m}^3/\text{d) para cada módulo}$$

S<sub>0</sub> es la DBO<sub>5</sub> de las aguas a tratar; kg/m<sup>3</sup>

$$S_0 = 123.53 \text{ mg DBO}_5/\text{l} = 0.124 \text{ kg. DBO}_5/\text{m}^3$$

X<sub>a</sub> son los sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado (SSVLM), kg/m<sup>3</sup> (Ref. 10)

$$X_a = 3,000 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times \frac{1 \text{ kg}}{10^6 \text{ mg}} \times \frac{1,000 \text{ l}}{1 \text{ m}^3} = 3.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

CO es la carga orgánica del sistema

$$CO = 0.22 \text{ kg. DBO/kg. SST d}$$

Eficiencia del proceso = 90% (Ref. 5)

V<sub>a</sub> es el volumen del tanque de aereación; m<sup>3</sup>

La obtención del volumen del tanque se realizó utilizando la fórmula de carga hidráulica (Ref. 5):

$$CO = \frac{Q S_o}{V_a X_a}$$

Despejando  $V_a$  de esta última ecuación se obtiene:

$$V_a = \frac{Q S_o}{X_a CO}$$

Sustituyendo:

$$V_a = \frac{55,080 \text{ m}^3 / \text{d} \times (0.124 \text{ kgDBO}_5 / \text{d} - 0.0124 \text{ kgDBO}_5 / \text{d})}{3.00 \text{ kgSSVLM} / \text{m}^3 \times 0.22 \text{ kgDBO}_5 / \text{kgSSVLM}}$$

$$V_a = 9,313.53 \text{ m}^3 \text{ (volumen unitario)}$$

### Dimensionamiento

Las dimensiones de cada uno de los tanques de aereación (cuatro tanques, Ref. 6), considerando el volumen obtenido (9,313.53 m<sup>3</sup>) son las siguientes:

Ancho	33.00 m
Largo	65.00 m
Tirante de Agua	4.50 m
Bordo Libre	0.50 m
Altura Total	5.00 m

$$\text{Area total} = 33.00 \text{ m} \times 65.00 \text{ m} = 2,145.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen real} = 2,145.00 \text{ m}^2 \times 4.50 \text{ m} = 9,652.50 \text{ m}^3$$

### Revisión de carga volumétrica

La carga volumétrica se define como la cantidad de DBO<sub>5</sub> que se aplicará por unidad de volumen aereado por día. La obtención de este parámetro se realiza con la fórmula:

$$\text{Carga volumétrica} = \frac{Q S_o}{V_a}$$

Sustituyendo valores se obtiene:

$$\text{Carga volumétrica} = \frac{55,080 \text{ m}^3 / \text{d} \times 0.1116 \text{ kgDBO}_5 / \text{m}^3}{9,313.53 \text{ m}^3} = 0.66 \text{ kgDBO}_5 / \text{m}^3 - \text{d}$$

El intervalo permitido (Ref. 5) es de 0.33 - 0.64 kg. DBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup> - d. El valor obtenido (0.66) se considera válido tomando en cuenta que no existe diferencia significativa con el valor límite superior para carga volumétrica.

### **Recirculación de lodos**

El propósito de recircular lodos es mantener una concentración adecuada de lodos activados en el tanque de aereación, de modo que se pueda obtener el grado requerido de tratamiento en el intervalo de tiempo manejado. Comúnmente la recirculación de lodo activado se realiza desde el fondo del sedimentador secundario hasta la entrada en el tanque de aereación.

Con base en el balance de materia en el tanque de aereación, se obtiene la ecuación para determinar el gasto de recirculación ( $Q_r$ ).

$$Q_r = Q \frac{X}{X_r - X}$$

donde:

$Q_r$  es el caudal de recirculación (l/s)

$X$  son los Sólidos Suspendedos Totales en el Licor Mezclado (mg SSTLM / l)

$X_r$  son los Sólidos Suspendedos Totales (SST) en el fondo del sedimentador secundario (mg/l)

El intervalo de valores adecuado para sólidos suspendidos totales en el fondo de los sedimentadores secundarios es de 8,000 -10,000 mg/l. En el proyecto (Ref. 6) se tomó como valor de diseño 9000 mg/l, considerando que el agua a tratar es agua débil (poco contaminada).

Sustituyendo para obtener el caudal de recirculación ( $Q_r$ ) se obtiene:

$$Q_r = \frac{3,750 \text{ mg SSTLM/l}}{9,000 \text{ mg SST/l} - 3,750 \text{ mg SSTLM/l}} \times 637.50 \text{ l/s} = 455.35 \text{ l/s}$$

El caudal de recirculación es igual a 0.72 veces el caudal influente.

### **Tiempo de retención hidráulico**

El tiempo de retención hidráulico teórico ( $\theta$ ) se determina a partir del caudal influente y del volumen del tanque, como (Ref. 5):

$$\theta = \frac{V_a}{Q} = \frac{9,313.53 \text{ m}^3}{55,080 \text{ m}^3/\text{d}} = 0.169 \text{ d} \times 24 \text{ h/d} = 4.06 \text{ h}$$

El intervalo adecuado para este parámetro es de 4 a 8 h para un sistema de lodos activados convencional (Ref. 5). El valor obtenido está dentro del intervalo señalado, sin embargo se encuentra en el límite inferior.

Cabe señalar nuevamente que el agua tratar es agua débil, la cual no demanda tiempos de retención elevados.

Recalculando el tiempo de retención hidráulico, considerando el volumen real se obtiene:

$$\theta = \frac{V_a}{Q} = \frac{9,652.50 \text{ m}^3}{55,080 \text{ m}^3/\text{d}} = 0.175 \text{ d} \times 24 \text{ h/d} = 4.20 \text{ h}$$

Este último valor se encuentra dentro del intervalo teórico señalado.

### **Purga de lodos**

Se considera realizar la purga de la misma línea de recirculación. La obtención del valor de este parámetro se realiza a través de la ecuación de tiempo de retención celular ( $\theta_c$ ), (Ref. 12):

$$\theta_c = \frac{V_a X}{Q_{\text{purga}} X_r + Q X_{\text{efluente}}}$$

donde:

$\theta_c$  es el tiempo de retención celular (días)

$Q_{\text{purga}}$  es el caudal de purga de lodos ( $\text{m}^3/\text{d}$ )

$Q$  es el caudal de aguas residuales ( $\text{m}^3/\text{d}$ )

$X_{\text{efluente}}$  son los Sólidos Suspendedos Totales en el efluente (mg/l)

Despejando caudal de purga se obtiene:

$$Q_{\text{purga}} = \frac{1}{X_r} \left( \frac{V_a X}{\theta_c} - Q X_{\text{efluente}} \right)$$

Los valores para las variables involucradas en la fórmula anterior ya han sido definidas con anterioridad, a excepción de  $X_{\text{efluente}}$ , la cual es igual a 22.3 mg/l, suponiendo un 90% de eficiencia del proceso.

**Determinación del tiempo de retención celular**

La fórmula para obtener el caudal de purga (Ref. 5) involucra al tiempo de retención celular. La obtención de este parámetro se realizó con base en las siguientes consideraciones:

Carga orgánica	0.22 Kg. DBO/ Kg. SSV d (carga que asegura nitrificación parcial del sistema) (Ref. 5)
Gasto	220,320 m <sup>3</sup> /d
DBO	124 mg/l
NTK	30 mg/l
T mínima promedio del agua	15 °C. (Este valor se fijó con base en la temperatura ambiente mínima promedio para la Cd. de Hermosillo, la cual es de 16.6 °C)
OD <sub>mínimo</sub>	2 mg/l
PH	7.1

La obtención del tiempo de retención celular se realizó con la fórmula (Ref. 5):

$$\mu_m^1 = \mu_m e^{0.008(T-15)} \frac{OD}{K_{O_2} + OD} [1 - 0.833(7.2 - pH)]$$

donde:

$\mu_m^1$  es la rapidez de crecimiento máxima bajo las condiciones especificadas

$\mu_m$  es la rapidez máxima de crecimiento específico

T es la temperatura

OD es el oxígeno disuelto

$K_{O_2}$  es la constante de velocidad para el oxígeno disuelto

pH es el valor para el potencial de hidrógeno

Considerando los valores (Ref. 5):

$\mu_m$  0.8 d<sup>-1</sup> (valor promedio)

$K_{O_2}$  1.3

Sustituyendo con los parámetros especificados para el agua residual de Hermosillo se obtiene:

$$\mu_m^1 = (0.8) \left( e^{0.008(15-15)} \right) \left( \frac{2}{1.3 + 2} \right) [1 - 0.833(7.2 - 7.1)] = 0.4444 \text{ d}^{-1}$$

Considerando 1 y 0.7 para  $\mu_m$ , valores límites superior e inferior para este parámetro, se obtienen 0.5555 y 0.3889 para  $\mu_m^1$ , respectivamente.



La rapidez de utilización del sustrato, del valor  $k$  es igual a:

$$k = \frac{\mu_m^1}{Y}$$

$$\mu_m^1 = 0.4444 \text{ d}^{-1}$$

$$Y = 0.2$$

$$k = \frac{0.4444 \text{ d}^{-1}}{0.2} = 2.22 \text{ d}^{-1}$$

Los valores máximo y mínimo para  $k$  considerando  $\mu_m^1$  máxima y mínima (0.5555 y 0.3889) son 2,777 y 1.944  $\text{d}^{-1}$ , respectivamente.

Sustituyendo el valor de  $k$  en la fórmula para la obtención del tiempo de retención celular se tiene:

$$\frac{1}{\theta_c^M} \approx Yk - k_d$$

$$Y = 0.2$$

$$k = 2.22 \text{ d}^{-1}$$

$$k_d = 0.05$$

$$\frac{1}{\theta_c^M} = (0.2 \times 2.22 \text{ d}^{-1}) - 0.05 = 0.394 \text{ d}^{-1}$$

$$\theta_c^M = 2.53 \text{ d}$$

Los valores para el tiempo de retención celular considerando los valores máximo y mínimo para  $\mu_m$  (1 y 0.7) son de 1.8 y 2.95 d, respectivamente.

Los efectos de sustancias inhibitoras, variaciones ambientales, de pH, oxígeno disuelto y disponibilidad de nutrientes se pueden tomar en cuenta con la inclusión de un factor de seguridad (generalmente de 2 a 2.5) al especificar el tiempo de retención celular de operación, de tal manera que se evite el lavado aun en el caso de que el crecimiento de los nitrificantes se inhiba de manera accidental.

Winkler (Ref. 11) señala que la inclusión de este factor es una exageración en el diseño e implica un aumento en el costo de la planta. Este autor propone la sustitución del factor mencionado por sistemas de control para mantener condiciones ambientales óptimas. Estos sistemas controlan la concentración de oxígeno disuelto, micronutrientes, pH y temperatura cerca de niveles óptimos, además de ser económicos.

En el proyecto (Ref. 6), para efectos de seguridad, se consideró la inclusión del factor de seguridad, en consideración a los bajos tiempos de retención celular obtenidos.

Tomando el tiempo de retención celular promedio se obtiene:

$$\theta_c^M = 2.53 \text{ d} (2) = 5.06 \text{ d}$$

El tiempo de retención celular que se consideró en el proyecto es de 6 días. Un incremento mayor en este valor se reflejará en un aumento en los costos de operación, ya que se requerirá más aire para satisfacer los requerimientos celulares de las poblaciones presentes.

### ***Determinación del número de etapas del sistema***

El proceso de nitrificación se puede realizar en una sola etapa (procesos combinados) o en varias etapas. La selección del número de etapas para la planta de tratamiento de aguas residuales de Hermosillo se basó en el valor para el cociente DBO/NTK.

Cuando el cociente DBO/NTK es mayor que 1 en sistemas de biomasa suspendida, el proceso puede ser clasificado como un proceso combinado de oxidación de carbono-nitrificación (una etapa), cuando el cociente es menor que 1 el proceso seleccionado requiere nitrificar en una etapa separada (Ref. 12).

Los valores para DBO y NTK, en el agua tratada en Hermosillo son 124 y 30 mg/l, respectivamente. El valor para la relación DBO/NTK en este caso es de 4.1 por lo que se considera factible un proceso combinado de oxidación de carbono-nitrificación en una sola etapa.

Winkler (Ref. 11) señala que un sistema combinado de una sola etapa, en el que la remoción de DBO y la nitrificación se efectúan simultáneamente utiliza un diseño más simple para la planta, con una sola etapa de sedimentación y un costo más bajo para la construcción de la planta. Para poder realizar un alto grado de nitrificación, el sistema combinado de una sola etapa opera a bajos niveles de carga y en términos de la remoción de la DBO resulta en una baja utilización de la planta, como tasa de remoción de DBO por volumen unitario de la planta.

Retomando el cálculo del gasto de purga (Ref. 6), considerando el valor obtenido para el tiempo de retención celular, se obtiene, sustituyendo los valores correspondientes la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{purga}} = \frac{1}{9,000 \text{ mg/l}} \left( \frac{9,313.53 \text{ m}^3 \times 3,750 \text{ mg/l}}{6 \text{ días}} - 55,080 \text{ m}^3/\text{d} \times 22.3 \text{ mg/l} \right)$$

$$Q_{\text{purga}} = 510.29 \text{ m}^3/\text{d} \times 4 \text{ tanques} = 2,041.18 \text{ m}^3/\text{d} (23.61 \text{ lps P. Húmedo}).$$

Por otro lado, con base en la producción de lodo y en la concentración de SST en los lodos en la purga se obtiene:

Producción estimada de lodos = 24,014.88 kg. SST/d

$$Q_{\text{purga}} = \frac{24,014.88 \text{ kgSST / d}}{9 \text{ kg SST / m}^3} = 2,668.32 \text{ m}^3 / \text{d} = 30.87 \text{ l/s}$$

Este último valor es el que se consideró para el balance de materia y para la selección del equipo de bombeo, ya que es el límite superior (valor crítico) para el gasto de purga (Ref. 6).

**Equipo de aireación**

Para la determinación de la potencia necesaria para suministrar el oxígeno suficiente se tomará como base la siguiente consideración:

$$1.1 \text{ Kg. O}_2 / \text{Kg. DBO}_5$$

**Determinación de la cantidad de oxígeno por día (por módulo)**

El gasto másico ( $Q_m$ ), medido como DBO, para el tanque de aireación es el siguiente:

$$Q_m = (124\text{mg/l} - 6.2\text{mg/l}) 637.5\text{l/s} \frac{86,400 \text{ s}}{1 \text{ día}} \frac{1 \text{ kg}}{10^6 \text{ mg}} = 6,489.00 \text{ kgDBO} / \text{d}$$

El requerimiento de oxígeno, considerando la cantidad de contaminantes a eliminar (gasto másico) es el siguiente:

$$1.1 \text{ kg. O}_2 / \text{kg. DBO}_5 \times 6,489 \text{ kg. DBO/d} = 7,137.3 \text{ kg. O}_2/\text{d}$$

**Cálculo del oxígeno necesario, considerando la transferencia de O<sub>2</sub> en el agua**

Consideraciones de Diseño:

DBO <sub>5</sub> Influyente	124.00 mg/l
DBO <sub>5</sub> Efluente	6.20 mg/l
Q <sub>másico</sub>	6,489.00 Kg DBO/d
O <sub>2</sub> /d	7,137.30 Kg. O <sub>2</sub> /día 15,702 lb O <sub>2</sub> /d

Para determinar la cantidad de oxígeno necesario, considerando la transferencia de O<sub>2</sub> en el agua, se utiliza la siguiente expresión (Ref. 5):

$$N_{TW} = \frac{N_w C_{S20}}{(\beta C_{ST} - C_L) \alpha \theta_T}$$

donde:

$N_w$  es el oxígeno requerido para el agua residual a una temperatura T y un nivel de oxígeno disuelto específico (OD) en lb O<sub>2</sub>/d

$C_{S20}$  es la concentración para la saturación de oxígeno a 20° C en mg/l (9.092 mg/l a nivel del mar)

Para el cálculo de este valor se utilizó la fórmula (Ref. 5):

$$C_{S20} = \frac{C_{W20} + 0.433 S}{29.40} + \frac{O_T}{42}$$

donde:

$C_{W20}$  es el valor para la saturación de oxígeno en agua a una presión de 14.7 psi a 20° C en mg/l (9.02 mg/l)

$S$  es la sumersión del difusor en pies (ft)

$O_T$  es el % de volumen de oxígeno en el aire

$\beta$  es el coeficiente de saturación de oxígeno 0.90

$C_{ST}$  es el valor para la saturación de oxígeno en el agua a la temperatura del agua residual y la presión barométrica local en mg/l

La obtención de  $C_{ST}$  se realiza con la fórmula (Ref. 5):

$$C_{ST} = C_{WT} \left( \frac{P_b + 0.433 S}{29.4} + \frac{P_b O_T}{14.7 \cdot 42} \right)$$

donde:

$C_{WT}$  es la concentración para saturación de oxígeno en el agua de la llave a la temperatura del agua residual a nivel del mar en mg/l

$P_b$  es la presión local barométrica a la elevación del sitio en psi

$O_T$  es el % de volumen de oxígeno en el aire

La fórmula para obtener  $O_T$  es la siguiente (Ref. 5):

$$O_T = \frac{21(1 - E)100}{79 + 21(1 - E)}$$

donde:

$E$  es la eficiencia de transferencia de oxígeno del sistema de difusión en el agua de la llave en condiciones estándar, fracción decimal 0.15

$C_L$  es el oxígeno disuelto requerido en el agua residual en mg/l

$\alpha$  es el coeficiente de transferencia de agua residual a agua de la llave, fracción decimal 0.85

$\theta_T$  es el factor de corrección por temperatura (para 26° C  $\theta_T = 1.156$ )

Sustituyendo se obtiene:

Cálculo de  $O_T$

$$O_T = \frac{21(1 - 0.15)100}{79 + 21(1 - 0.15)} = 18.43$$

Cálculo de  $C_{S20}$

$$S = 4.00 \text{ m} = 13.124 \text{ ft}$$

$$C_{S20} = 9.092 \left[ \frac{14.7 + 0.433(13.124)}{29.40} + \frac{18.43}{42} \right] = 10.293$$

Cálculo de  $C_{ST}$

$$C_{ST} = 8.113 \left( \frac{14.30 + 0.433(13.124)}{29.4} + \frac{14.30}{14.7} \frac{18.43}{42} \right) = 8.9773$$

Sustituyendo los valores obtenidos con las fórmulas anteriores en la fórmula para obtener  $N_{TW}$  se tiene:

$$N_{TW} = \frac{15,702 \text{ lbO}_2 / \text{d} \times 10.293}{(0.90 \times 8.9773 - 2) 0.85 \times 1.156} = 27,055.00 \text{ lbO}_2 / \text{d}$$

**Cálculo del aire requerido en condiciones estándar**

$$Q_A = \frac{N_{TW}}{E d f_w K}$$

donde:

$Q_A$  es el volumen de aire requerido para satisfacer  $N_{TW}$

$E$  es la eficiencia de transferencia de oxígeno del sistema de difusión en el agua de la llave en condiciones estándar, fracción decimal (0.15).

$d$  es la densidad del aire en condiciones estándar; 0.075 lb/ft<sup>3</sup> a 70° F y 14.7 psi

$f_w$  es la fracción en peso del oxígeno en el aire; 0.2315 lb O<sub>2</sub>/lb aire seco

$K$  es el factor de conversión para tiempo; 1400 minutos en un día

Sustituyendo se obtiene:

$$Q_A = \frac{27,055.00 \text{ lb O}_2 / \text{d}}{0.15 \times 0.075 \text{ lb} / \text{ft}^3 \times 0.2315 \text{ lb O}_2 / \text{lb aire seco} \times 1,440 \text{ min} / \text{d}}$$

$$Q_A = 7,214.1 \text{ ft}^3 / \text{min} = 7,214.1 \text{ CFM}$$

**Potencia requerida para aereación**

A partir del gasto de aire obtenido (Pies Cúbicos por Minuto - CFM) se definieron las características técnicas del equipo que cumplirá con mayor eficiencia y de menor costo de operación.

El equipo generador de aire de 301 HP y 8,000 C.F.M. cumple con los requisitos técnicos.

*Es necesario instalar cuatro sopladores con las características anteriores para que trabajen de forma independiente o combinada, un equipo por modulo, dependiendo de la demanda de oxígeno horaria o estacional (Ref. 6).*

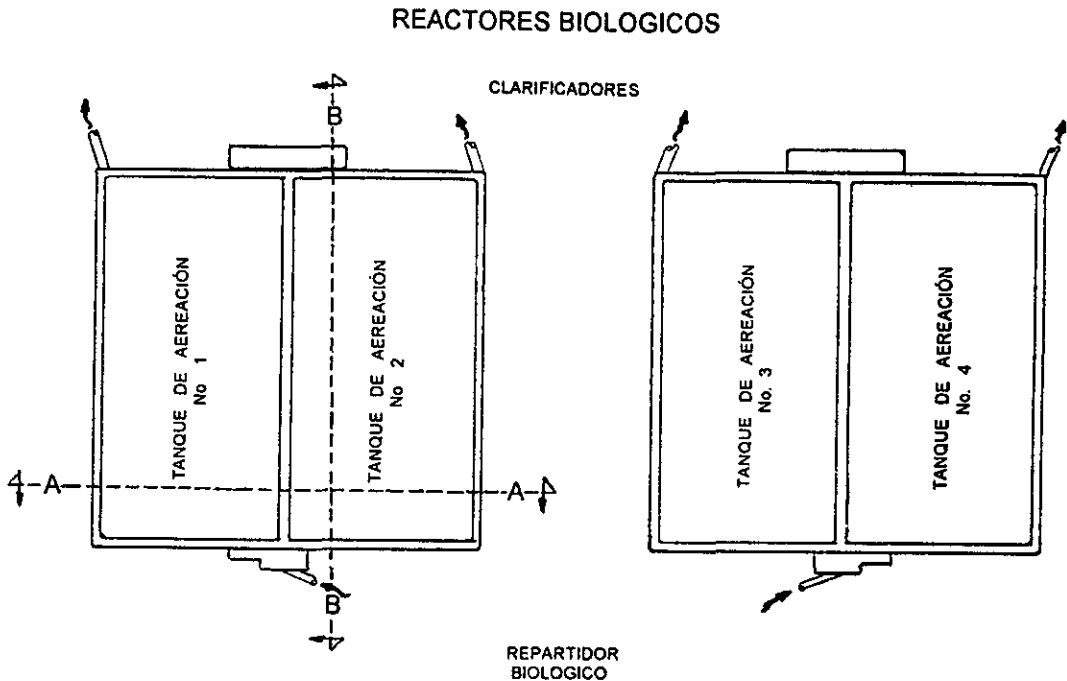
**Número de difusores**

El difusor que se recomienda es de 12" con un suministro de aire de 20.0 CFM por Aereador.

Considerando las características de los sopladores y difusores, se obtuvo la cantidad de difusores que se requiere instalar:

$$\text{No. de difusores} = \frac{8,000 \text{ CFM}}{20.00 \text{ CFM}} = 400 \text{ difusores por tanque}$$

En total se colocarán 1,600 Difusores Marca Mat 12" en los cuatro tanques de aireación (Ref. 6).



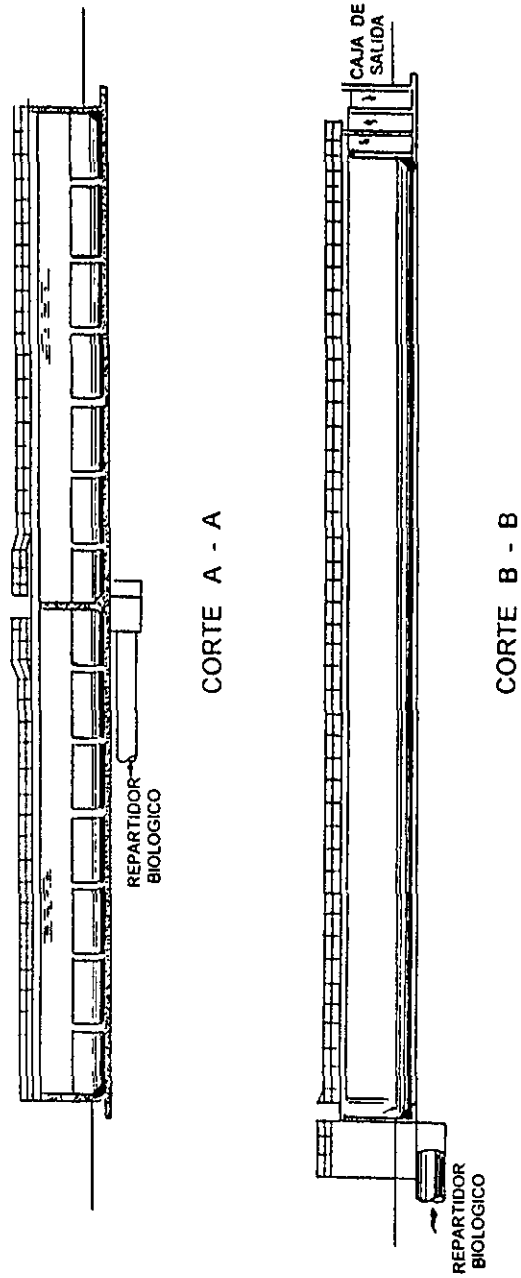


Fig. 5 a Corte A - A y B - B de los Reactores Biológicos No. 1 y No. 2

### 3.9 CLARIFICADORES

#### Consideraciones de diseño

$Q_{\text{Diseño}}$ (Ref. 6)	2.55 m <sup>3</sup> /s (4 módulos de 0.6375 m <sup>3</sup> /s c/u)
Tirante de agua propuesto	4.00 m En el paramento vertical (DWP)
Altura total	4.50 m
Carga hidráulica superficial para gasto medio (Ref. 5)	34 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -d 1.4 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -h
Carga hidráulica superficial para gasto máximo (Ref. 5)	44 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -d 1.8 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -h

#### Área requerida

El valor del área (A) se obtiene a partir de la ecuación de carga hidráulica ( $C_H$ )

Para gasto medio se obtiene:

$$A = \frac{55,080 \text{ m}^3 / \text{d}}{34 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{d}} = 1,620 \text{ m}^2$$

Para gasto máximo el valor para el área es igual a:

$$A = \frac{68,256 \text{ m}^3 / \text{d}}{44 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{d}} = 1,552 \text{ m}^2$$

La mayor área requerida se obtuvo para el gasto medio, por lo que se diseñará con este valor.

#### Cálculo del diámetro

El diámetro del clarificador es igual a:

$$D = \left( \frac{4 \times 1,620 \text{ m}^2}{\pi} \right)^{1/2} = 45.40 \text{ m} = 45 \text{ m}$$

Se proponen cuatro sedimentadores secundarios circulares con un diámetro de 45 m cada uno (fig. 7).

#### Tiempo de retención hidráulico

El tiempo de retención hidráulico en estos tanques se obtuvo con la relación:

$$t = \frac{\text{Volumen}}{\text{Gasto medio}} = \frac{1,620 \text{ m}^2 \times 4 \text{ m}}{0.6375 \text{ m}^3 / \text{s} \times 3,600 \text{ s/h}} = 2.82 \text{ h}$$



**Canaleta perimetral colectora**

Las principales consideraciones de diseño (Ref. 6) son las siguientes:

Ancho de plantilla	0.7 m
Longitud total	$(45 - 1.4) * \pi / 2 = 68.5$ m (perímetro)
Desnivel desde centro opuesto a centro de descarga	0.07 m
Diseño para gasto máximo	0.79 m <sup>3</sup> /s
Tirante máximo dentro de la canaleta	0.62 m

Utilizando la ecuación de Manning (Ref. 13):

$$v = \frac{1}{n} \left( \frac{by}{2y + b} \right)^{2/3} S^{1/2}$$

donde:

v es la velocidad del agua; m/s

n es el coeficiente de rugosidad; 0.013

b es la plantilla del canal; m

y es el tirante de agua; m

s es la pendiente hidráulica; (desnivel / longitud) = 0.07 / 68.5 = 0.001

Sustituyendo los valores en la fórmula anterior:

$$v = \frac{1}{0.013} \left( \frac{0.7 \times 0.62}{2(0.62) + 0.7} \right)^{2/3} 0.001^{1/2}$$

$$v = 0.896 \text{ m/s}$$

**Placa vertedora diente de sierra**

El efluente clarificado verterá sobre una placa dentada perimetral con vertedores V - notch (90°) de 0.20 m de abertura y 0.10 m de altura (fig. 6).

Es necesario señalar que el gasto de recirculación y purga saldrá por el fondo del tanque.

Con los objetivos de poder descargar el gasto máximo (0.790 m<sup>3</sup>/s) y de no separar demasiado los vertedores V - notch, se calculó el gasto por vertedor (q) cuando el tirante sea de 0.065 m (Ref. 6):

$$q = \frac{8}{15} \times 0.584 \sqrt{2(9.81 \text{ m/s}^2)} \tan \frac{90}{2} \times 0.065^{5/2} = 0.00149 \text{ m}^3 / \text{s} = 1.49 \text{ l/s}$$

**Número de vertedores V-notch**

El número de vertedores (N) se obtiene considerando los gastos máximo y el unitario por vertedor:

$$N = \frac{790 \text{ l/s}}{1.49 \text{ l/s}} = 532 \text{ vertedores por se dimentador}$$

**Longitud de la placa vertedora**

El perímetro (P) de la placa es igual a:

$$P = \pi D = \pi (45 \text{ m}) = 141.372 \text{ m}$$

La longitud por vertedor (LV) se obtiene con la relación:

$$LV = \frac{P}{\text{No. de vertedores}}$$

Sustituyendo:

$$LV = \frac{141.372 \text{ m}}{532 \text{ vertedores}} = 0.26 \text{ m}$$

La placa vertedora se construirá de acero al carbón con vertedores V – notch (90°) de 0.20 m de abertura y 0.10 m de altura (fig. 6). Con distancia de 0.26 m de centro a centro entre vertedores (Ref. 6).

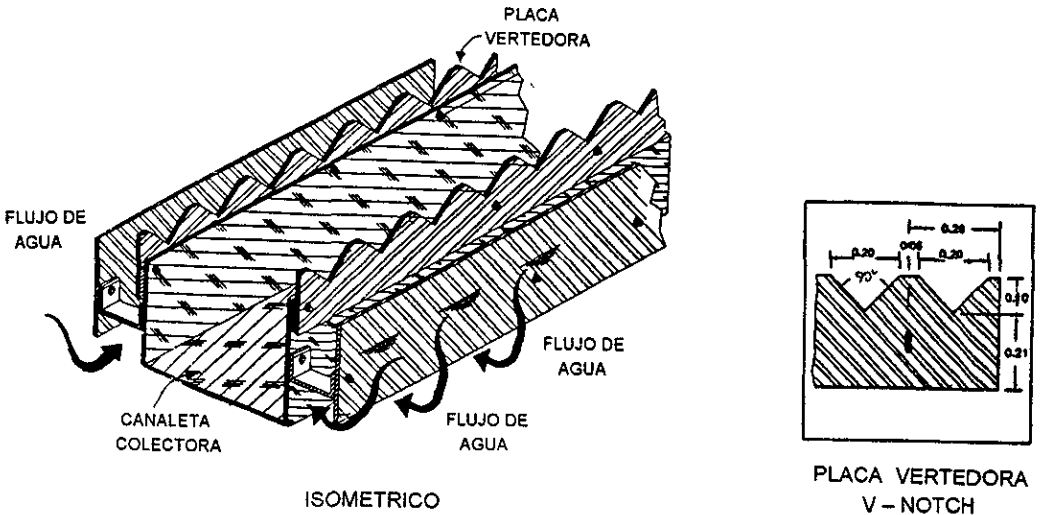


Fig. 6 Placa vertedora V – NOTCH

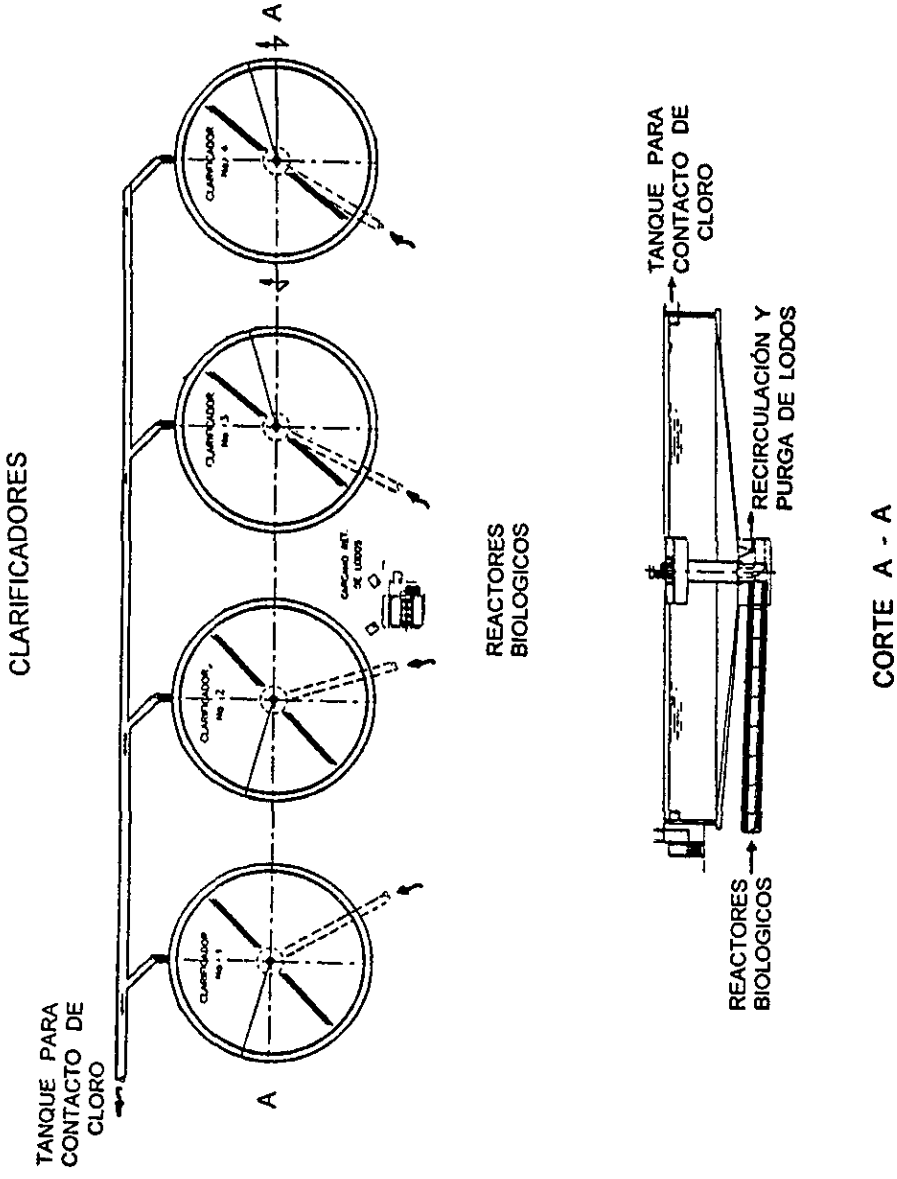


Fig. 7 Planta y corte tipo del Clarificador

### 3.10 DESINFECCIÓN

La desinfección del efluente de los clarificadores secundarios se realizará con gas cloro.

#### *Dimensionamiento del tanque*

Consideraciones de diseño

$Q_{\text{medio}}$ (Ref. 6)	2,500 l/s (2.5 m <sup>3</sup> /s)
TRH para $Q_{\text{medio}}$	25 min. (1500 s)
Velocidad mínima en los canales (Ref. 5)	1.5 – 4.5 m/min.
Velocidad proporcional	3 m/min. (0.05 m/s)
Tirante del agua	2.50 m
Bordo libre	0.50 m
Altura total	3.00 m

Determinación del volumen del tanque

$$\text{Volumen} = Q_{\text{medio}} \text{ TRH} = 2.5 \text{ m}^3/\text{s} \times 1,500 \text{ s} = 3,750 \text{ m}^3$$

#### *Dimensiones*

El área superficial útil es igual a:

$$A = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tirante}} = \frac{3,750.00 \text{ m}^3}{2.5 \text{ m}} = 1,500 \text{ m}^2$$

#### *Longitud del canal*

Considerando una sección cuadrada se tiene:

$$\text{Largo} = \sqrt{1,500.00 \text{ m}^2} = 38.73 \text{ m}$$

Largo = 39.00 m

Ancho = 39.00 m

#### *Claros en el tanque de desinfección*

Para un ancho de canal = 1.95 m

$$\text{No. de claros} = \frac{39.00 \text{ m}}{1.95 \text{ m}} = 20 \text{ claros}$$

**Revisión de la velocidad en el canal**

$$v = \frac{2.5 \text{ m}^3 / \text{s}}{1.95 \text{ m} \times 2.50 \text{ m}} = 0.51 \text{ m/s} > 0.05 \text{ m/s}$$

Las dimensiones definitivas del tanque de desinfección son las siguientes (fig. 8):

Largo	39.00 m
Ancho	39.00 m
Altura hidráulica	2.50 m
Bordo libre	0.50 m
Altura total	3.00 m
Claros del laberinto	20.00
Altura de las mamparas	3.00 m

**3.11 MEDIDOR PARSHALL**

La instalación de este equipo después de la desinfección tiene dos objetivos:

1. Aforar el gasto final de agua tratada para su reuso.
2. Mantener los niveles adecuados de agua para el funcionamiento de las zanjas distribuidoras para riego.

**Dimensionamiento**

El canal Parshall es un medidor de régimen crítico. Está constituido por una sección convergente, una sección estrecha de paredes verticales paralelas llamada garganta y una sección divergente, dispuestas en planta (fig. 8).

Los principales parámetros que se consideraron para dimensionar este canal son los siguientes (Ref. 6):

- Sección crítica.
- Tirantes de agua correspondientes a las cotas piezométricas.
- Canal sin sobreelevación del fondo.

**a) Ancho de garganta**

Los medidores Parshall se definen por el ancho de la garganta. Considerando los posibles gastos influentes de esta planta, el ancho de garganta que se requiere es de 7 pies.

**b) Sección convergente**

En esta sección el fondo a nivel es inclinado en la garganta con una pendiente de 9:24 (vertical:horizontal), cualquiera que sea su tamaño.

**c) Sección divergente**

En este caso el fondo es ascendente a razón de 1:6 (vertical:horizontal). En esta planta se requiere un medidor de 1 a 8 pies, para el cual la diferencia de nivel entre aguas arriba y el extremo aguas abajo es de 3 pulgadas.

**d) Determinación de cargas**

La expresión para la determinación de las cargas para las diferentes condiciones de gasto es la siguiente:

$$Q = K H^n$$

Para una garganta de 2.1336 m (7'), K y n son iguales a:

$$\begin{aligned} K &= 5.306 \\ n &= 1.601 \end{aligned}$$

El tirante localizado a 2/3 de la longitud de la transición medido a partir del inicio de la garganta será igual a:

$$d^1 = \frac{2}{3} B$$

donde:

B es el tirante que gobernará el espejo de agua en el cárcamo de bombeo.

Para gastos máximo, mínimo y medio se tiene:

Con garganta  $W = 2.1336$  m

En el tanque se tiene:

Para  $Q_{\max} = 3.16 \text{ m}^3/\text{s}$

$$3.16 \text{ m}^3/\text{s} = 5.306 H^{1.601}$$

$$H_{\max} = \left( \frac{3.16}{5.306} \right)^{\frac{1}{1.601}}$$

$$H_{\max} = 0.72 \text{ m}$$

Para  $Q_{\min} = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

$$H_{\min} = \left( \frac{1.20}{5.306} \right)^{\frac{1}{1.601}}$$

$$H_{\min} = 0.40 \text{ m}$$

El gasto mínimo será de  $1.20 \text{ m}^3/\text{s}$  pero el medidor podrá registrar gastos de hasta  $0.1154 \text{ m}^3/\text{s}$

Para  $Q_{\text{med}} = 2.50 \text{ m}^3/\text{s}$

$$H_{\text{med}} = \left( \frac{2.50}{5.306} \right)^{\frac{1}{1.601}}$$

$$H_{\text{med}} = 0.62 \text{ m}$$

### 3.12 EFLUENTE

El caudal que resulta del tratamiento será dividido en usos potenciales, el 80% estará destinado al riego donde los productos alimenticios producidos se consumen cocidos o procesados y el 20% se dispondrá para el uso municipal de la Ciudad de Hermosillo (Ref. 6).

La nitrificación considerada en el tratamiento del agua es parcial, para que conserve compuestos de nitrógeno y fósforo que juegan un papel importante como nutrientes en el proceso de cultivo, lo que hace favorable su descarga en dichos campos. Esta disposición del agua ayudará a las zonas áridas y semiáridas de la Ciudad de Hermosillo.

El uso municipal que se le dará a esta porción del agua por el tratamiento al que fue sometido se podrá utilizar para el lavado de calles, automóviles, así como para el riego de pastos y arbustos en parques, jardines y camellones de la ciudad (fig. 8).

Es importante resaltar que el agua residual sometida a un tratamiento puede tener un reuso como ya se menciona en párrafos anteriores, lo cual puede verse reflejado en el ahorro del consumo de agua potable utilizada en distintas actividades (Ref. 14).

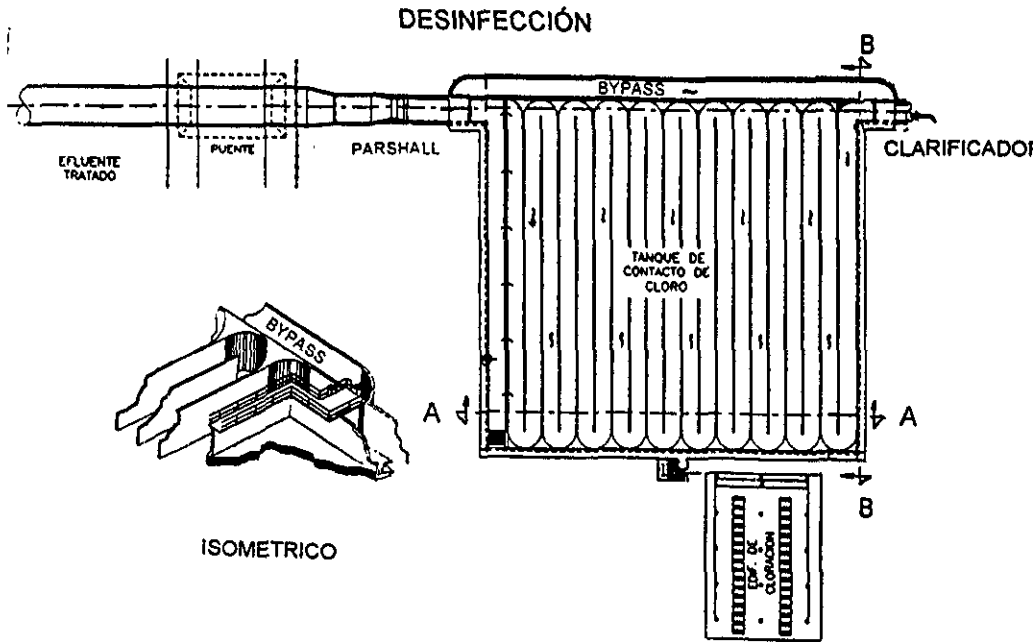


Fig. 8 Planta de Desinfección – Parshall – Efluente final

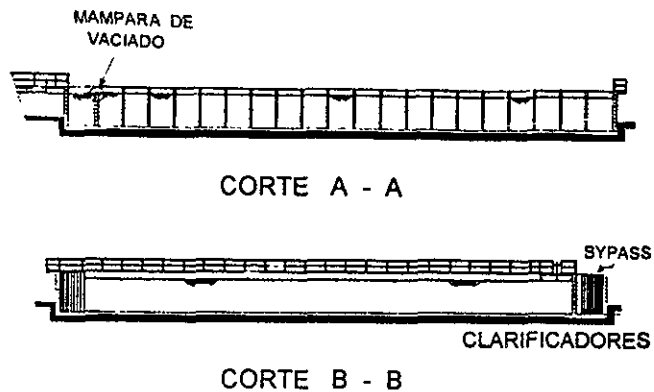


Fig. 8a Cortes A - A y B - B del tanque de desinfección



### 3.13 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS

#### EQUIPO DE BOMBEO DE LODOS (RECIRCULACION)

Las principales consideraciones para especificar el equipo para bombeo de lodos son las siguientes (Ref. 6):

Q recirculación	2.25 m <sup>3</sup> /s
Diámetro de la línea de conducción	0.91 m (36")

#### Revisión de velocidad del agua

El área de la línea de conducción es igual a:

$$\text{Área} = \frac{\pi (0.91\text{m})^2}{4} = 0.6504 \text{ m}^2$$

considerando este valor, la velocidad del agua es igual a:

$$v = \frac{2.25 \text{ m}^3/\text{s}}{0.6504 \text{ m}^2} = 3.46 \text{ m/s}$$

#### Cálculo de pérdidas de carga

##### a) Pérdidas por fricción

Utilizando la ecuación de Hazen y Williams (Ref. 9) se obtiene:

$$Q = 0.355 C_H D^{2.63} \frac{\pi}{4} \left( \frac{h_f}{L} \right)^{0.54}$$

$$2.250 \text{ m}^3/\text{s} = 0.278 \times 110 \times (0.91 \text{ m})^{2.63} \left( \frac{h_f}{15.00 \text{ m}} \right)^{0.54}$$

Despejando, se obtiene que  $h_f = 0.19 \text{ m}$ , donde  $C_H = 110$

##### b) Pérdidas de carga por entrada a la tubería

Las pérdidas de carga por entrada a la tubería ( $h_e$ ) se determinan con la fórmula:

$$h_e = 0.5 \frac{(3.46 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.31 \text{ m}$$

##### c) Pérdidas de carga por salida de la tubería

Las pérdidas de carga por salida a la tubería ( $h_s$ ) son iguales a:

$$h_s = 0.5 \frac{(3.46 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.31 \text{ m}$$

d) *Pérdida total de carga*

El valor para la pérdida total de carga ( $h_t$ ) es igual a la suma de las pérdidas previamente calculadas:

$$h_t = 0.19 \text{ m} + 0.31 \text{ m} + 0.31 \text{ m} = 0.81 \text{ m}$$

**Potencia requerida**

Considerando una carga dinámica total de 3.0 m, se obtiene:

$$P = \frac{1,000 \text{ kg/m}^3 \times 2.25 \text{ m}^3/\text{s} \times 3.00 \text{ m}}{76 \times 0.80} = 111 \text{ HP}$$

Para la potencia requerida se recomienda utilizar CUATRO bombas de 30 HP cada una de tipo vertical con diámetro de succión y descarga de 36" (Ref. 15).

Es necesario construir un cárcamo para alojar a las cuatro bombas mencionadas. La capacidad total de las cuatro bombas es suficiente para enviar cada una de ellas un cuarto del caudal máximo de proyecto (fig. 9).

**EQUIPO DE BOMBEO DE LODOS (PURGA)**

Consideraciones (Ref. 6)

Gasto de purga	0.03087 m <sup>3</sup> /s
Diámetro de la línea de conducción	0.1524 m (6")

**Revisión de velocidad del agua**

El área de la línea de conducción es igual a:

$$\text{Área} = \frac{\pi (0.1524 \text{ m})^2}{4} = 0.0182 \text{ m}^2$$

considerando este valor, la velocidad del agua es igual a:

$$v = \frac{0.03087 \text{ m}^3/\text{s}}{0.0182 \text{ m}^2} = 1.69 \text{ m/s}$$

**Cálculo de pérdidas de carga**a) *Pérdidas por fricción*

Utilizando la ecuación de Hazen y Williams (Ref. 9) se obtiene:

$$Q = 0.355 C_H D^{2.63} \frac{\pi}{4} \left( \frac{h_f}{L} \right)^{0.54}$$

$$0.02891 \text{ m}^3/\text{s} = 0.278 \times 110 \times (0.1524 \text{ m})^{2.63} \left( \frac{h_f}{140.00 \text{ m}} \right)^{0.54}$$

Despejando se obtiene  $h_f = 3.4$  m, donde  $C_H = 110$

*b) Pérdidas de carga por entrada a la tubería*

Las pérdidas de carga por entrada a la tubería ( $h_e$ ) se determinan con la fórmula:

$$h_e = 0.5 \frac{(1.69 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.07 \text{ m}$$

*c) Pérdidas de carga por salida de la tubería*

Las pérdidas de carga por salida a la tubería ( $h_s$ ) son iguales a:

$$h_s = 0.5 \frac{(1.69 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.07 \text{ m}$$

*d) Pérdida total de carga*

El valor para la pérdida total de carga ( $h_t$ ) este parámetro es igual a la suma de las pérdidas previamente calculadas:

$$h_t = 3.4 \text{ m} + 0.07 \text{ m} + 0.07 \text{ m} = 3.53 \text{ m}$$

**Potencia requerida**

Considerando una carga dinámica total de 10.0 m, se obtiene:

$$P = \frac{1,000 \text{ kg/m}^3 \times 0.029 \text{ m}^3/\text{s} \times 10.00 \text{ m}}{76 \times 0.80} = 4.8 \text{ HP}$$

Se instalará una bomba de 10 HP en la misma línea de recirculación de lodos para aprovechar la carga que tiene el clarificador y de esta forma conducir el lodo en exceso hasta los filtros banda duales en operación de espesado (fig. 9a).

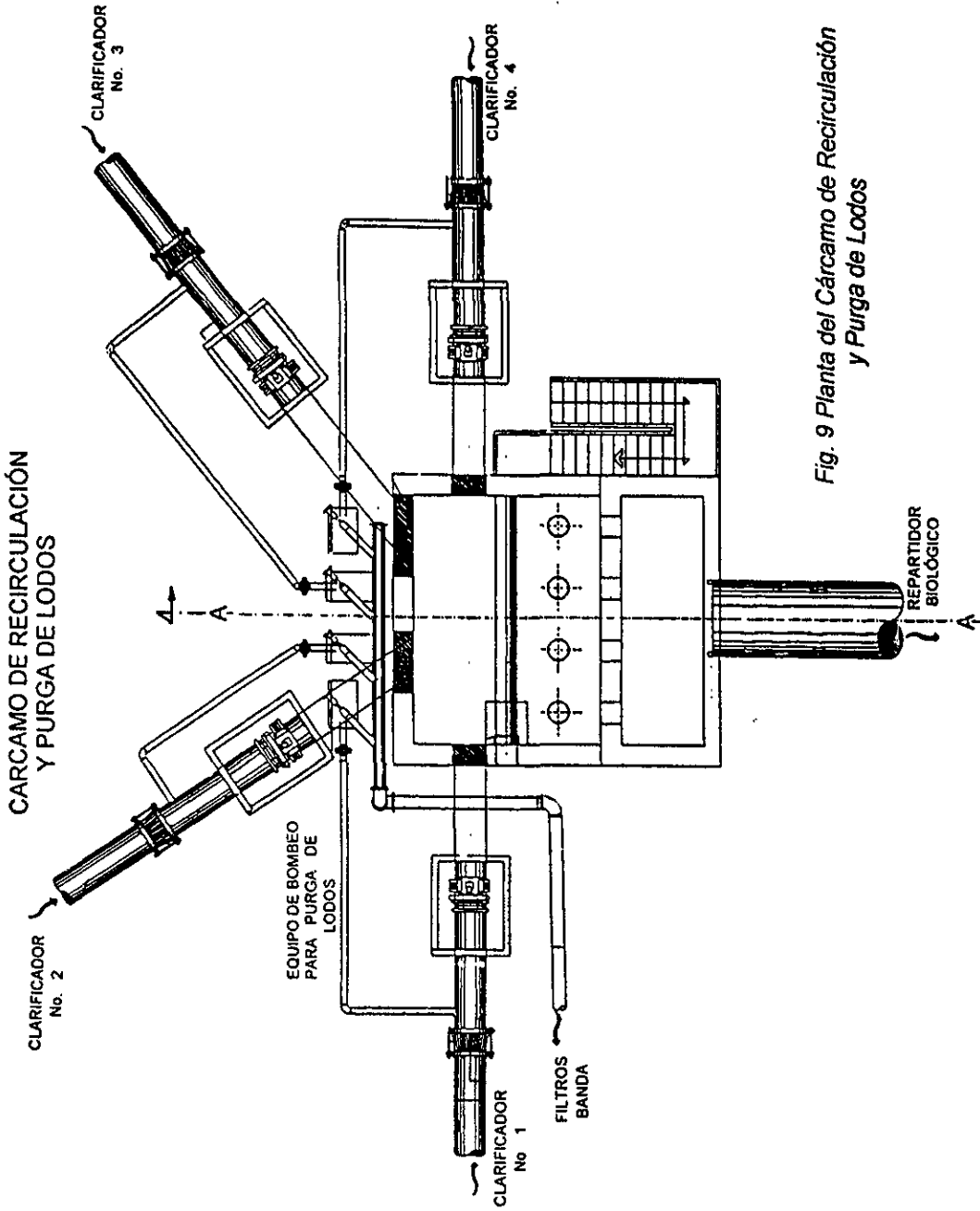
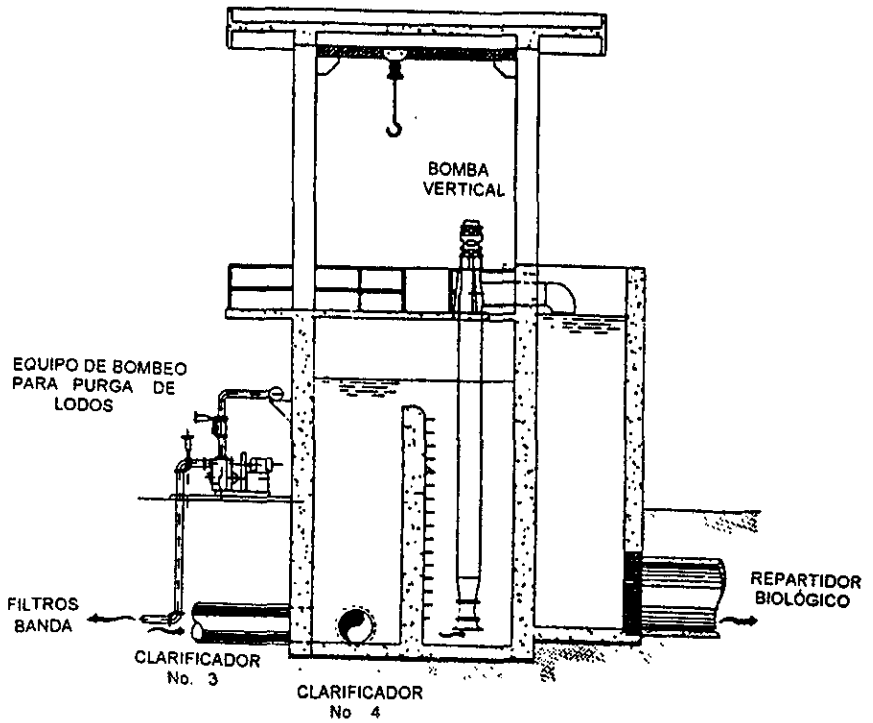


Fig. 9 Planta del Cárcamo de Recirculación y Purga de Lodos

### CÁRCAMO DE RECIRCULACIÓN Y PURGA DE LODOS



CORTE A - A

Fig. 9 a Corte A - A del Cárcamo de Recirculación y Purga de Lodos

## ESPEADOR DE LODOS

El espesamiento se realizará con filtros banda previo acondicionamiento. El gasto de lodos a espesar que corresponde a la purga es de 2668.32 m<sup>3</sup>/d (Ref. 6).

La concentración de este lodo es de aproximadamente el 1%, con este proceso el valor de este parámetro se incrementará al 4%, lográndose un volumen final de lodos de 600.37 m<sup>3</sup>/d (gasto de diseño para el digestor de lodos).

Considerando el valor para gasto de purga, se estima que un solo equipo es suficiente para espesar al lodo.

El equipo seleccionado es capaz tanto de espesar como de deshidratar el lodo generado en la planta. Considerando el gasto de purga se estima que con dos equipos es suficiente tanto para espesar como para deshidratar a los lodos.

Los equipos se colocarán en una caseta ubicada en la parte superior del digestor de lodos (fig. 10). Las dimensiones de los equipos son las siguientes:

Longitud	6.216 m
Ancho	3.222 m
Altura	2.600 m

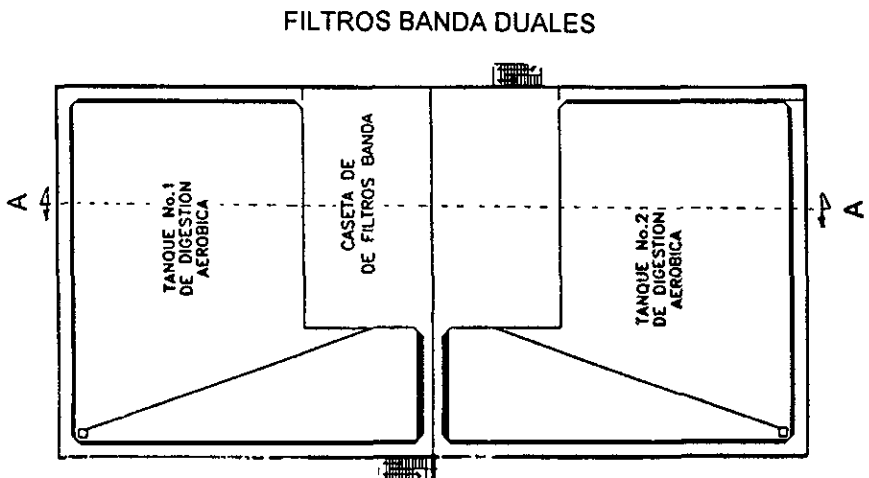


Fig. 10 Planta de Tanques de digestión de lodos y filtros banda

FILTROS BANDA DUALES  
ESPESADORES - DESHIDRATADORES

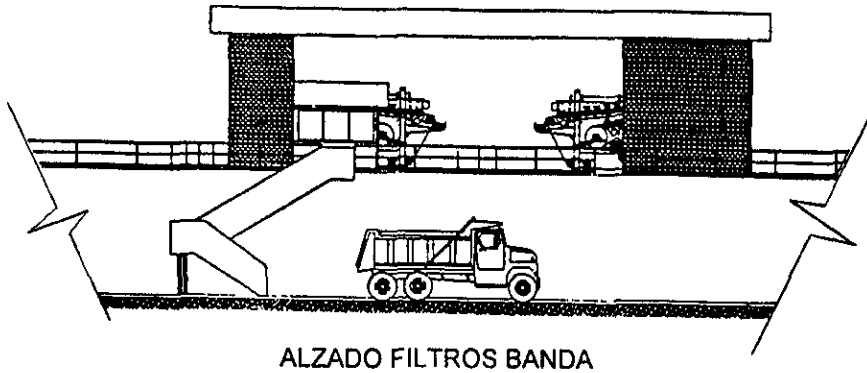


Fig. 10 a *Transportación de lodos en camiones*

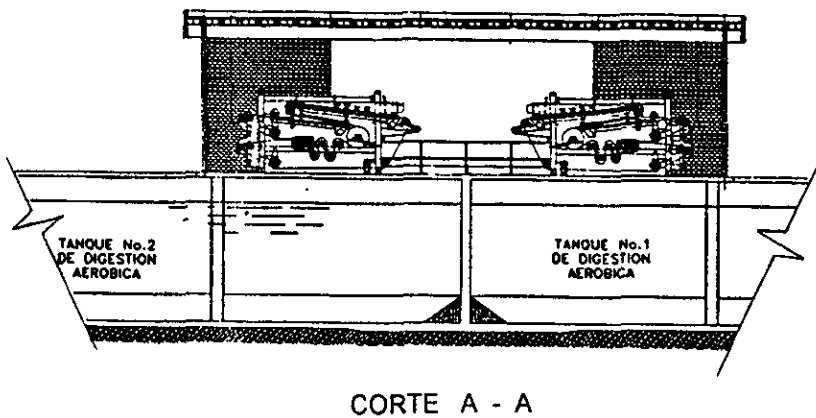


Fig. 10 b *Corte A - A Filtros banda duales*

**DIGESTOR AEROBICO DE LODOS**

Las principales consideraciones de diseño para este tanque son las siguientes (Ref. 6):

$Q_{\text{purga}}$	600.37 m <sup>3</sup> /d
SST	40,000 mg/l
Intervalo de tiempo para tiempo de retención hidráulico (Ref. 5)	12-18 días ( $\theta$ )
Tiempo de retención hidráulico seleccionado (Ref. 5)	14.59 d
Reducción de SSV	40 %
Requerimientos de oxígeno	2.3 Kg. O <sub>2</sub> / Kg. SSV <sub>destruido</sub>

**Dimensionamiento**

Obtención del volumen (V) (Ref. 5)

$$Q_{\text{purga}} = V / \theta_c;$$

Despejando V se obtiene:

$$V = (Q_{\text{purga}}) (\theta_c)$$

Sustituyendo:

$$V = (600.37 \text{ m}^3/\text{d}) (14.59 \text{ días}) = 8759.39 \text{ m}^3$$

Obtención del área (A)

El área para un tirante máximo de líquido de 4.00 m (h) es igual a:

$$V = (A) (h)$$

Despejando A se obtiene:

$$A = \frac{V}{h}$$

Sustituyendo:

$$A = \frac{8,759.39 \text{ m}^3}{4.00 \text{ m}} = 2,189.84 \text{ m}^2$$

Tipo de Sección

Largo 66.40 m

Ancho 33.00 m



Dimensiones funcionales

Las dimensiones propuestas son las siguientes (fig. 11):

Tirante útil (h)	4.00 m
Bordo libre (BL)	1.00 m
Altura total (H)	5.00 m
Longitud (L)	66.40 m
Ancho (b)	33.00 m
Volumen útil	4 m x 33 m x 66.4 m = 8,764.80 m <sup>3</sup>
Volumen real	5 m x 66.4 m x 33 m = 10,956 m <sup>3</sup>

**Comprobación de carga de sólidos**

El cálculo de la carga de sólidos se realiza con la fórmula:

$$\text{kgSSV} / \text{m}^3 - \text{d} = \frac{0.8 \times 24,014.9 \text{ kgSST} / \text{m}^3 - \text{d}}{8,764.80 \text{ m}^3} = 2.20$$

El valor obtenido se encuentra dentro del intervalo recomendado para carga de sólidos, 1.6 kg. SSV/m<sup>3</sup> - d a 4.8 kg. SSV/m<sup>3</sup> - d (Ref. 5).

**Requerimientos de oxígeno**

La determinación de la cantidad de oxígeno requerido se realiza con la relación (Ref. 5):

$$2.3 \text{ kg. O}_2 \text{ por cada kg. de SSV}_{\text{eliminado}}$$

**Determinación de la cantidad de oxígeno por día**

Consideraciones:

Reducción de SSV por biodegradación	40% (0.40)
Fracción de SSV con respecto a SST	80% (0.80)
Gasto másico de purga de lodos	24014.9 kg. SST/d

Sustituyendo para obtener los kilogramos de oxígeno diarios se tiene:

$$\text{kg. O}_2 / \text{d} = 24014.9 \text{ kg. SST} / \text{d} \times 0.8 \times 0.4 \times 2.3 \text{ kg. O}_2 / \text{kg. SSV}_{\text{eliminado}}$$

$$\text{kg. O}_2 / \text{d} = 17,674.96 \text{ kg. O}_2 / \text{d}$$

**Calculo del aire necesario en condiciones estándar**

Considerando que la densidad del aire es  $1.23 \text{ kg/m}^3$  y que el aire tiene un contenido del 23.2% de oxígeno, se tiene:

$$\frac{17,674.96 \text{ kg O}_2 / \text{d}}{1.23 \text{ kg/m}^3 \times 0.232} = 61,939.16 \text{ m}^3 / \text{d}$$

Tomando en cuenta la eficiencia de la transferencia de oxígeno de los equipos de difusión (15%) se obtiene:

$$\frac{61,939.16 \text{ m}^3 / \text{d}}{0.15 \times 1,440 \text{ min} / \text{d}} = 286.75 \text{ m}^3 / \text{min}$$

$$286.75 \text{ m}^3 / \text{min} \times 35.3145 \text{ Ft}^3 / \text{m}^3 = 10,126.43 \text{ CFM}$$

**Potencia requerida para aereación**

A partir del gasto de aire obtenido (Pies Cúbicos por Minuto – C.F.M.) se definieron las características técnicas con las que debe cumplir el equipo con mayor eficiencia y de menor costo de operación, obteniéndose que el equipo generador de aire de 250 HP y 6,000 CFM cumple con los requisitos técnicos (Ref. 6).

Se instalarán dos sopladores con las características anteriores para que trabajen de forma independiente, dependiendo de la demanda de oxígeno horaria o estacional.

**Número de difusores**

El difusor que se recomienda es el aereador de 12" con un suministro de aire de 20.0 CFM por aereador (Ref. 6). Considerando el gasto de aire requerido, así como el suministro de aire por aereador se tiene:

$$\text{No. de difusores} = \frac{6,000 \text{ CFM}}{20.00 \text{ CFM}} = 300 \text{ difusores por tanque}$$

En total se colocarán 600 Difusores de 12" en el digestor aeróbico (figs. 11a y 11b).

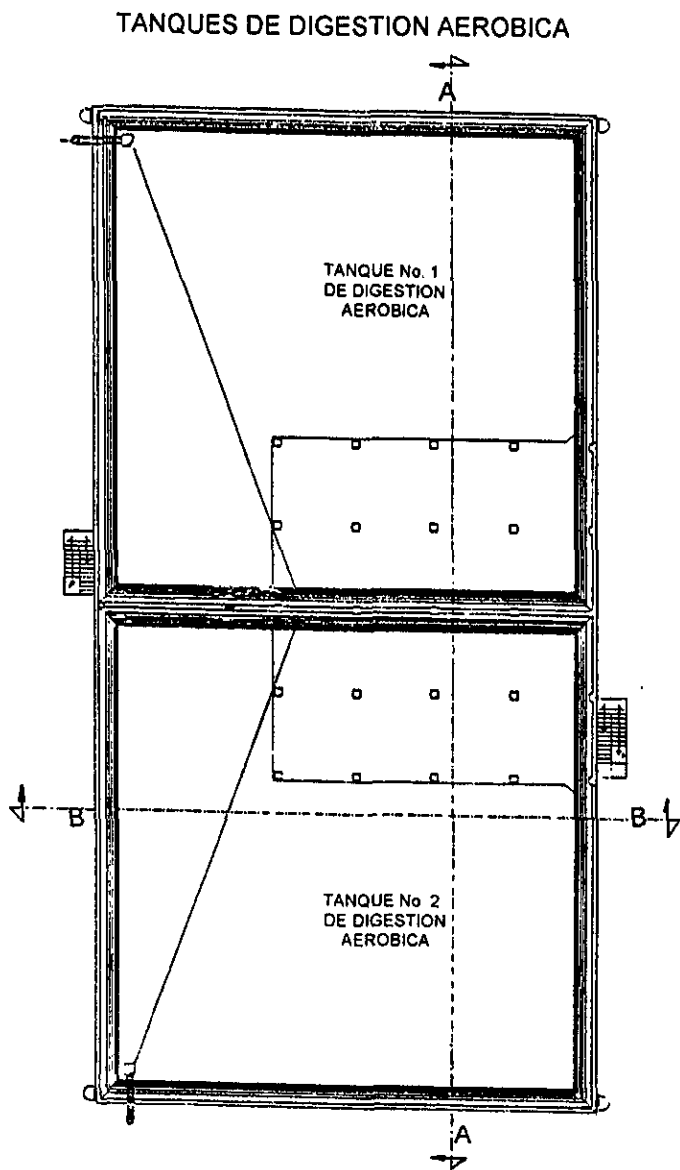
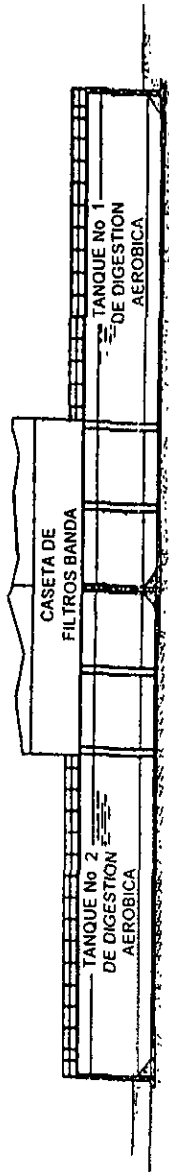
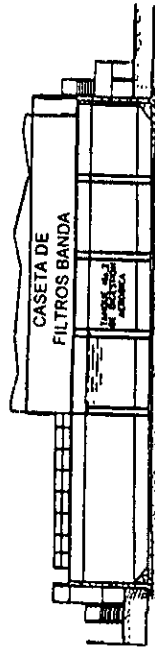


Fig. 11 Planta de tanques de digestión aeróbica



CORTE A - A

Fig. 11 a Corte A - A de los Tanques de Digestión Aeróbica



CORTE B - B

Fig. 11 b Corte B - B del Tanque de Digestión Aeróbica No. 2

## **DESHIDRATACION DE LODOS**

Los lodos digeridos se deshidratarán en filtros banda montados en serie, lográndose un volumen final de lodo deshidratado de  $90.72 \text{ m}^3/\text{d}$  (figs. 10, 10a y 10b).

Los filtros banda están diseñados para la deshidratación en continuo de los lodos producidos. El equipo para deshidratación tiene las mismas características que el de espesado.

El sobrenadante de los lodos y el agua de lavado de las bandas de los filtros banda tanto para espesamiento como para deshidratación se incorporará al cárcamo de bombeo de aguas crudas para su tratamiento. El gasto estimado de este efluente es de 50 litros por segundo.

Una red de lavado de los filtros se instalará. El agua para lavado de bandas será mandada por electroválvulas.

Los lodos deshidratados se recuperarán debajo de los filtros con una banda transportadora.

## **DISPOSICIÓN DEL LODO**

La pasta de lodo deshidratada y estabilizada se transportará en bandas para ser depositada en camiones y llevada al sitio de disposición final. Como se mencionó anteriormente las alternativas posibles son:

1. Disposición sobre terreno.
2. Aplicación en tierras agrícolas.

La disposición sobre terreno se hará en lugares donde sea necesario rellenar con volúmenes de tierra para su aprovechamiento o en lugares de recreación (parques, campos, etc.).

La aplicación en tierras agrícolas es la más común de las disposiciones, ya que estos lodos son ricos en minerales y otros nutrientes para suelos no fértiles o débiles, con lo que ayuda a mejorar las condiciones del cultivo. La planta de tratamiento de aguas residuales no sólo beneficia a las tierras agrícolas con el riego de las mismas sino que además enriquece las tierras y las mejora.

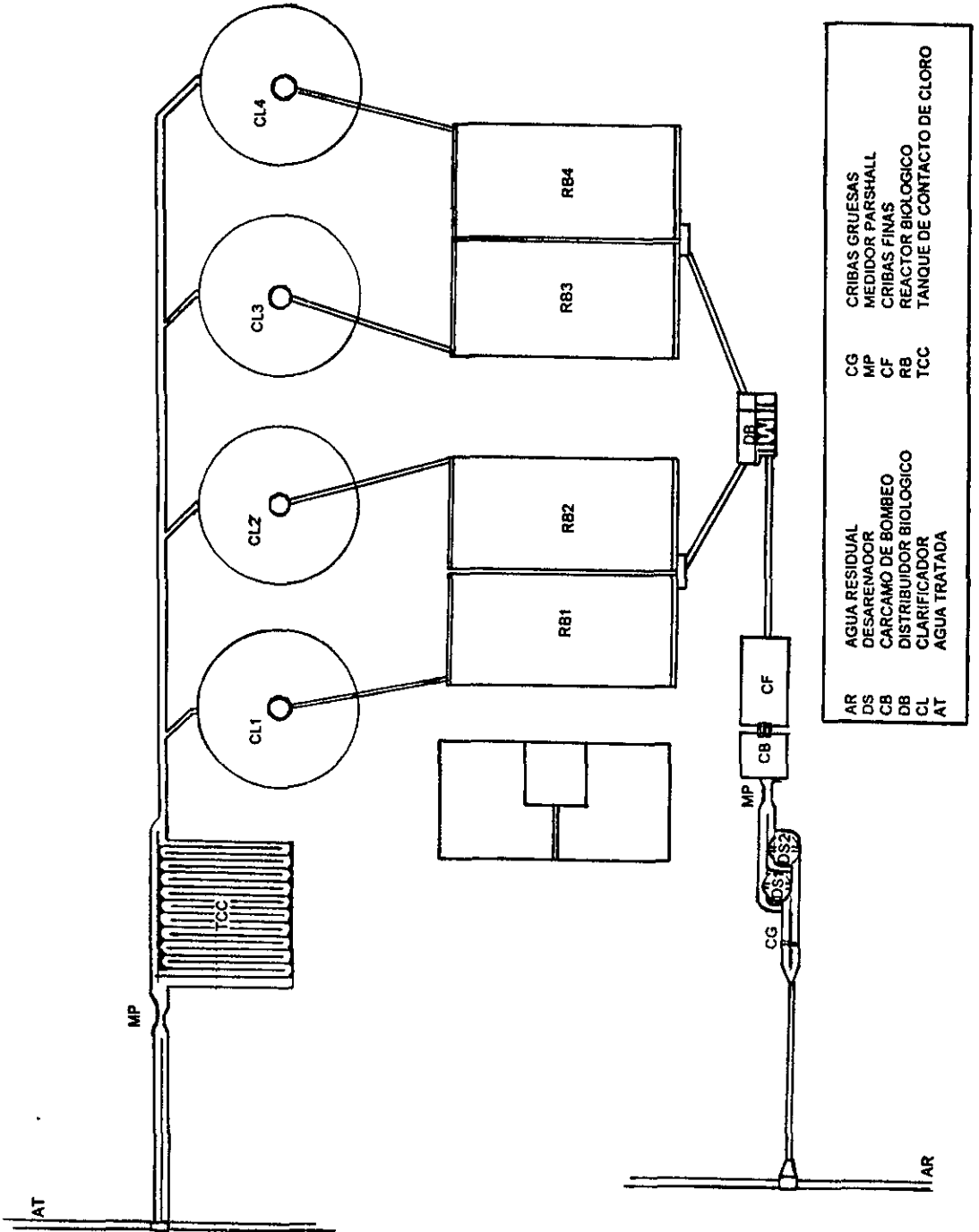


Fig. 12 Arreglo General de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

**CAPÍTULO 4. CUANTIFICACIÓN Y  
PROGRAMA DE OBRA**

---

## CAPÍTULO 4. CUANTIFICACIÓN Y PROGRAMA DE OBRA

En la elaboración de un proyecto, se deben analizar una serie de etapas donde su objetivo final serán los planos finales para su ejecución, los volúmenes y las cantidades de obra, así como el programa de obra del proyecto. Para llegar a dichos resultados es necesario conocer cada una de las etapas de las que se compone un proyecto ejecutivo.

### **PROYECTO EJECUTIVO**

El proyecto ejecutivo consiste en las actividades requeridas para diseñar los componentes involucrados en la construcción y/o rehabilitación de una planta de tratamiento, enmarcando sus características y especificaciones en: planos, diagramas, esquemas, tablas, figuras y fotografías, que permitan una mejor comprensión del trabajo por hacer (Ref. 16). Las etapas del proyecto ejecutivo son:

- Ingeniería Básica
- Ingeniería de Detalle
- Cotización de Equipos y Materiales

A continuación se describe cada uno de estos componentes.

#### *Ingeniería Básica*

En la ingeniería básica se determina el arreglo general del sistema, se definen las *dimensiones* y se establecen las *especificaciones* y *documentos necesarios* para el diseño de los componentes que se requieren en la construcción y/o rehabilitación de una planta de tratamiento.

Para diseñar un sistema operable, seguro y controlable, en la ingeniería básica se definen los siguientes puntos:

- a. Bases de diseño
- b. Criterios de diseño
- c. Descripción del proceso de tratamiento
- d. Memoria de cálculo del proceso de tratamiento
- e. Diagrama de flujo del proceso de tratamiento
- f. Lista de equipos principales del tratamiento
- g. Hoja de datos de equipos principales del tratamiento
- h. Arreglo general de la planta de tratamiento
- i. Diagramas de tubería e instrumentación
- j. Requerimientos de servicios e insumos
- k. Diseño hidráulico (perfil hidráulico)
- l. Filosofía básica de operación



### *Ingeniería de Detalle*

Al terminar la ingeniería básica se comienza la ingeniería de detalle, en donde se especifican y elaboran los planos de las unidades involucradas en la construcción y/o rehabilitación de una planta de tratamiento, los cuales se van ajustando con la información proporcionada por fabricantes y proveedores.

También incluyen los manuales de operación y mantenimiento, ya que son necesarios para la construcción, arranque y operación de la planta (Ref. 16).

La ingeniería de detalle consta de:

- a. Proyecto arquitectónico y de conjunto
- b. Estudios geotécnicos
- c. Diseño estructural
- d. Proyecto mecánico
- e. Diseño de tuberías
- f. Proyecto electrónico
- g. Ingeniería de instrumentación
- h. Manuales, instructivos y recomendaciones

### *Cotización de equipos y materiales*

La cotización consiste en investigar el precio de cada una de las partidas de materiales y equipos que se requieren en la planta de tratamiento para seleccionar el que cumpla con las especificaciones establecidas al menor costo y que su entrega sea dentro de los tiempos especificados en el programa de obra.

Esta etapa se divide en las siguientes fases

- a. Elaboración de requisiciones y solicitud de cotización
- b. Cotización
- c. Comparación de ofertas

Posteriormente se recomienda elaborar hojas de resumen de equipos e instrumentos solicitados en donde se incluyan: características físicas y técnicas, especificaciones de operación y montaje, planos certificados, memoria de cálculo, vida útil, mantenimiento, suministros no incluidos, refacciones y herramientas recomendadas por el proveedor.

Una vez elaboradas las etapas de proyecto ejecutivo anteriormente mencionadas se procede a realizar la cuantificación y programa de obra de materiales y pagos a realizar en el momento requerido.

## CUANTIFICACIÓN DE OBRA

Para poder realizar de una manera adecuada una cuantificación de obra, teniendo como antecedente los planos de proyecto y especificaciones técnicas, se debe formar el catálogo de conceptos si es que no se cuenta con él, tratando de enunciar éstos, en forma ordenada de acuerdo a un proceso constructivo lógico y secuencial, cuidando que se cubran todas las actividades necesarias para llevar a cabo la ejecución de las obras, sin perder de vista que durante la ejecución de cualquier tipo de obra, resultan conceptos que no fueron considerados en el catálogo de conceptos original, creando conceptos extras con los cuales deben cuantificarse inmediatamente y en caso necesario efectuar el análisis de costo respectivo (Ref. 16).

En esta parte del presupuesto hay necesidad de determinar las cantidades de obra, poniendo cada una de ellas en las unidades correspondientes, para lo cual se utilizan formatos variados, pero siempre llevan a los mismos resultados.

Para obtener las cantidades de obra lo más práctico es seguir el orden que nos indica la gráfica;

Partida	Concepto	Unidad	Cantidad	P. U.	Importe

en ella se obtiene, como partes preponderantes, seis columnas en las cuales se anota lo siguiente:

- a) **PARTIDA.** Si se sigue la nomenclatura del índice para llevar a cabo un presupuesto, se encuentra en esta columna, además es necesario asentar con la letra que le corresponda, el capítulo que se está elaborando y con la numeración progresiva, para saber el número de partidas que se tomarán en cuenta.
- b) **CONCEPTO.** Consiste en la descripción de cada uno de los trabajos que intervienen para la integración de una obra. En esta columna se especifica claramente en que consiste la partida, poniendo asimismo, en forma de columna y ordenadamente, los diferentes números generadores o indicación de operaciones que intervienen.
- c) **UNIDAD.** En esta columna se asientan los elementos básicos de medida.
- d) **CANTIDAD.** Prácticamente en esta columna debe anotarse el resultado de todas aquellas operaciones que han quedado indicadas en la segunda columna.
- e) **PRECIO UNITARIO.** Debe anotarse la cantidad que es resultado de incrementar al costo por unidad de medida, el porcentaje que corresponde por gastos generales, gastos administrativos, más la utilidad. A mayor abundamiento, se puede decir que un precio unitario es remuneración pecuniaria por unidad de obra de un concepto específico. Comprende el pago de erogaciones que por material y mano de obra se efectúen, además de los gastos generales que gravan la utilidad, más la utilidad legítima basada en aranceles legalizados tanto para obras de ingeniería, como de arquitectura. Esto es necesario tomar muy en cuenta que es imposible calcular un precio unitario sin el auxilio o apoyo de las especificaciones correspondientes, sobre todo si se toma en cuenta que son las especificaciones las que definen la obra y forma de llevarla a cabo.

f) **IMPORTE.** Es el resultado de multiplicar los productos obtenidos en las columnas anteriores.

CATÁLOGO DE CONCEPTOS (Ref. 6)

**OBRA CIVIL**

DESCRIPCIÓN DEL CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
TRAZO Y NIVELACIÓN	M <sup>2</sup>	44,184.00
EXCAVACION C. BULL MAT. B DE 0 A 4 M.	M <sup>3</sup>	45,117.00
DESMONTE	M <sup>2</sup>	2,281.00
TERACERIAS COMP. MEJOR. CON CEMENTO	M <sup>3</sup>	1,233.00
EXCAVACIÓN TERR. T. "2"C. MAQ. DE 0 A 4 M.	M <sup>3</sup>	26,823.00
EXCAVACIÓN TERR. T. "2"C. MAQ. DE 4 A 8 M.	M <sup>3</sup>	10,072.00
TOTAL TERRACERIAS		
CONCRETO BOM. DE F'c=250 Kg/cm <sup>2</sup>	M <sup>3</sup>	1,681.00
CONCRETO BOM. DE F'c=250 Kg/cm <sup>2</sup> C. IMP.	M <sup>3</sup>	10,146.00
CONC. F'c=250 Kg/cm <sup>2</sup> C. IMP. S. BOMBEAR	M <sup>3</sup>	
CONCRETO CICLOPEO	M <sup>3</sup>	686.00
TOTAL CONCRETO		
ACERO DE REFUERZO 3/8 A 3/4	KG	1,387,517.00
ACERO DE REFUERZO 1" A 1 1/2"	KG	6,176.00
TOTAL DE ACERO DE REFUERZO		
PLANTILLA DE 5cm. DE CONC. F'c=100Kg/cm <sup>2</sup>	M <sup>2</sup>	24,808.00
CARGA Y ACARR. DE MAT. F DE OB.	M <sup>3</sup>	88,203.00
RELL. C. MAT. EN CAPAS DE 20 cm.	M <sup>3</sup>	31,660.00
TOTAL CIMENTACIÓN		
BASE DE 15 cm.	M <sup>2</sup>	10,283.00
RIEGO DE INPREGNACIÓN	M <sup>2</sup>	10,283.00
COLOC. DE GRAVA DE 3/8 A 1 1/2	M <sup>3</sup>	308.00
RIEGO DE LIGA	M <sup>2</sup>	10,283.00
CORDON DE BANQUETAS	ML.	2,670.00
BANQUETA DE F'c=150 Kg/cm <sup>2</sup>	M <sup>2</sup>	216.00
CERCA PERIMETRAL	ML.	1,390.00
HAB. COLOC. CIMBRA MET. MUROS	M <sup>2</sup>	23,850.00
CIMB. E/CIST. MUR. LOSAS APARENT.	M <sup>2</sup>	14,272.00
S. Y COLOC. DE BANDA DE P.V.C. DE 8"	ML.	10,809.00
PISO DE CONC. F'c=200Kg/cm <sup>2</sup> C. MALLA	M <sup>2</sup>	988.00
JUNTA DE EXP. FEXPAN DE 1.3 cm. X13	ML.	0.00
AFINE DE TALÚDES DE CANAL	M <sup>2</sup>	0.00
REVEST. DE CANAL C/PIEDRA DE 30 cm. ESP.	M <sup>3</sup>	0.00
LIMPIEZA	M <sup>2</sup>	45,406.00
EDIFICIO ADMINISTRATIVO Y LABORATORIO	M <sup>2</sup>	159.00
EDIFICIO PARA LABORATORIO	M <sup>2</sup>	0.00

## CATÁLOGO DE CONCEPTOS(Ref. 6)

## OBRA CIVIL

DESCRIPCIÓN DEL CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
EDIFICIO PERSONAL OP. Y DE SERV.	M <sup>2</sup>	113.00
EDIFICIO PARA MANTENIMIENTO	M <sup>2</sup>	98.00
EDIFICIO PARA ALMACEN	M <sup>2</sup>	126.00
CASETA DE VIGILANCIA	M <sup>2</sup>	14.00
EDIF. P. SUB. ELEC.DERIV.	M <sup>2</sup>	250.00
DALA	ML.	220.00
MURO DE BLOCK	M <sup>2</sup>	730.00
CASTILLOS	ML.	132.00
BASE PARA CILINDROS	PZA.	48.00
COBERTIZO	M <sup>2</sup>	270.00
CORTINA DE LONA	ML.	48.00
VENTANA METALICA	M <sup>2</sup>	10.00
REPIZÓN	ML.	6.00
SUM. Y COLOC. DE AC. A.36 P/ESCALERAS	Kg.	3,713.00
SUM. Y COLOC. DE ES.MARINA DE 5 M.C/S	PZA.	44.00
SUM. Y COLOC. DE BARAN. 110cm. D.3.2 C.40	ML.	1,678.00
SUM. Y COLOC. ESCALÓN MET.TIPO A.34 25,5	PZA.	260.00
SUM. Y COLOC. REJ. METALICA ENSA. O SIN	M <sup>2</sup>	718.00
SUM. FAB. Y MONTAJE DE ESTRUCTURA MET.	Kg.	7,405.00
EXC. A MANO P. TUBERIAS DIM. MENORES	M <sup>3</sup>	315.00
PLANTILLA C MAT. PROD. DE EXC.	M <sup>3</sup>	914.00
SUM. TENDIDO TUBO CONC.38cm.DIAM.	ML.	296.00
SUM. TENDIDO TUBO CONC.72cm.DIAM.	ML.	109.00
SUM. TENDIDO TUBO CONC 107cm.DIAM.	ML.	0.00
SUM. TENDIDO TUBO CONC.122cm.DIAM.	ML.	144.00
SUM. TENDIDO TUBO CONC.152cm.DIAM.	ML.	183.00
SUM. TENDIDO TUBO CONC.168cm.DIAM.	ML.	0.00
SUM. TENDIDO TUBO CONC 213cm.DIAM.	ML.	301.00
SUM. TENDIDO TUBO CONC.229cm.DIAM.	ML.	0.00
POZO DE VISITA DE 3 M.	PZA.	3.00
MARTELINADO EN LOSA	M <sup>2</sup>	9,425.00
VARILLA COLD ROLL #4	Kg.	2,015.00
ZARPEO Y AFINE	M <sup>2</sup>	1,133.00
PINTURA VINILICA	M <sup>2</sup>	1,133.00
RELLENO EN AZOTEA	M <sup>2</sup>	201.00
PUERTA DE ALUMINIO	PZA.	8.00
AFINE DE FONDO A MANO	M <sup>2</sup>	3,941.00
SELLADO ELASTICO EN MUROS Y LOSA	ML.	10,809.00
PULIDO EN LOSA CIMENT. CON LLANA MECAN.	M <sup>2</sup>	20,354.00
CORTE CON DISCO DE DIAMANTE EN LOSA	ML.	3,108.00
COMP.SUPER.ADYACENTE A PLANT.EN LOSA	M <sup>2</sup>	23,180.00

CATÁLOGO DE CONCEPTOS(Ref. 6)

## OBRA CIVIL

DESCRIPCIÓN DEL CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
MECANICA DE SUELOS 2° TERRENO	EST.	1.00
IMPACTO AMBIENTAL 2° TERRENO	EST.	1.00
DESMONTE 2° TERRENO	M <sup>2</sup>	117,719.00
SUM. E INSTAL. DE SUBEST. PROV. 2° TERR.	PZA.	1.00
EXCESO DE HUMEDAD EN TERRACERIAS EDIF.	LOTE	1.00
ACARREO DE AGUA EN PIPA	H-M	592.00
FOSA SÉPTICA EN EDIFICIOS	LOTE	1.00
TRAZO Y NIVELACIÓN AREAS PROCE. 2° TERR.	LOTE	1.00
AREAS VERDES EN PLANTA	LOTE	1.00
SUM. E INSTAL. DE SISTEMA DE DRENAJE	LOTE	1.00

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

## CATÁLOGO DE CONCEPTOS(Ref. 6)

## EQUIPO MECÁNICO

DESCRIPCIÓN DEL CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
SUM.Y MONTAJE DE CRIBA CRIBAS GRUESAS	PZA.	3.00
SUM.Y MONTAJE DE COMP. Y VERTEDORES	TON.	39.68
SUM.Y MONTAJE DE TRANS.DE CRIB.GRUESA	PZA.	2.00
SUM.Y MONTAJE DE COMPAC.DE DESECHOS	PZA.	1.00
SUM.Y MONTAJE DE HIDROTAM.ESTÁT. PU144	PZA.	2.00
SUM.Y MONTAJE DE HIDROTAM.ESTÁT. PU288	PZA.	8.00
SUM.Y MONTAJE DE EQU. DE DESARENACIÓN	PZA.	2.00
SUM.Y MONTAJE DE SOPLADOR CENTRIFUGO	PZA.	6.00
SUM.Y MONTAJE DE DIFUSORES	PZA.	1,650.00
SUM.Y MONTAJE DE EQU. CLARIFICADOR	PZA.	4.00
SUM.Y MONT. DE BOMBA P/LODOS ACT.RECIR.	PZA.	10.00
SUM.Y MONTAJE DE EQU. DE CLORACIÓN	PTE.	1.00
SUM.Y MONTAJE DE FILTROS BANDA	PZA.	2.00
SUM.Y MONTAJE CENTRAL DE POLÍMEROS	PTE.	2.00
SUM.Y MONTAJE DE GRUAS VIAJERAS 8 TON.	PZA.	1.00
SUM.Y MONT. GRUA VIAJERA EDIF.CLORACIÓN	PZA.	2.00
SUM.Y MONT. BOMBA AGUA PRENSA ESTOPAS	PZA.	1.00
SUM.Y MONT. DE BOMBA AGUA MOTRIZ CLORA.	PZA.	2.00
SUM.Y MONT. DE BOMBAS INC. UNID. MOTRIZ	PZA.	5.00
SUM.Y MONTAJE TANQ.DE ALMACEN DE CLORO	PZA.	48.00
SUM.Y MONTAJE DE TRNSP.HORIZ. DE LODOS	PZA.	1.00
SUM.Y MONT. DE BOMBA P/AGUA LAV EQPOS.	PZA.	2.00
SUM.Y MONT. DE BOMBA DOSIF.DE POLÍMEROS	PZA.	2.00

## CATÁLOGO DE CONCEPTOS(Ref. 6)

## OBRA TUBERIAS

DESCRIPCIÓN DEL CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
S.MANEJ.TEND.T.AC/C1 1/4M.O.EQ.HERR.M DE C	ML.	300.00
S.MANEJ.TEND.T.AC/C2 1/2M.O.EQ.HERR.M DE C	ML	120.00
S.MANEJ.TEND.T.AC/C 3" M.O.EQ.HERR.M DE C	ML	1,364.38
S.MANEJ.TEND.T.AC/C 4" M.O.EQ.HERR.M DE C	ML.	42.50
S.MANEJ.TEND.T.AC/C 6" M.O.EQ.HERR.M DE C	ML	260.00
S.MANEJ.TEND.T.AC/C 8" M.O.EQ.HERR.M DE C	ML.	205.00
S.MANEJ.TEND.T.AC/C 10" M.O.EQ.HERR.M DE C	ML.	700.00
S.MANEJ.TEND.T.AC/C 12" M.O.EQ.HERR.M DE C	ML.	427.50
S.MANEJ.TEND.T.AC/C 14" M.O.EQ.HERR.M DE C	ML.	102.50
S.MANEJ.TEND.T.AC/C 16" M.O.EQ.HERR.M DE C	ML	65.25
S.MANEJ.TEND.T.AC/C 20" M.O.EQ.HERR.M DE C	ML.	993.00
S.MANEJ.TEND.T.AC/C 24" M.O.EQ.HERR.M DE C	ML.	96.60
S.MANEJ.TEND.T.AC/C 36" M.O.EQ.HERR.M DE C	ML.	45.00
S.MANEJ.TEND.T.AC/C 70" M.O.EQ.HERR.M DE C	ML.	30.00
C.Y BISELTUB.AC1 1/4M.O.EQ.Y MAT.DE CONSU	CTE.	25.00
C.Y BISELTUB.AC2 1/2M.O.EQ.Y MAT.DE CONSU	CTE.	11.00
C.Y BISELTUB.AC 3" M.O.EQ.Y MAT.DE CONSUM.	CTE.	9.00
C.Y BISELTUB.AC 4" M.O.EQ.Y MAT.DE CONSUM.	CTE.	4.00
C.Y BISELTUB.AC 6" M.O.EQ.Y MAT.DE CONSUM.	CTE.	30.00
C.Y BISELTUB.AC 8" M.O.EQ.Y MAT.DE CONSUM.	CTE.	28.00
C.Y BISELTUB.AC 12"M.O.EQ.Y MAT.DE CONSUM.	CTE.	16 00
MANEJO E INSTAL. DE UNIONES DE AC. DE 6" D.	PZA.	48.00
MANEJO E INSTAL. DE UNIONES DE AC. DE 8" D.	PZA.	72.00
MANEJO E INSTAL. DE VÁLVULAS DE 6" D.	PZA.	16.00
MANEJO E INSTAL. DE UNIONES AC. DE 8" D.	PZA.	14.00
SUM.E INSTAL.DE TORNILLO ESPARRAGOS 6" D.	JTA.	16.00
SUM.MANEJO Y COLOC.ESPARRAGOS DE 8" D.	JTA.	24.00
VÁLVULA BOLA DE ACERO AL CARBON DE 3" D.	PZA.	6.00
VÁLVULA EXCENT.AC/CARBON BRIDA DE 6" D.	PZA.	16.00
VÁLVULA EXCENT.AC/CARBON BRIDA DE 8" D.	PZA.	14.00
VÁLVULA EXCENT.AC/CARBON BRIDA DE12" D.	PZA.	6.00
CODO 90° AC/CARBON EXT.BIS 8" DIÁMETRO	PZA.	8 00
COPEL ACERO AL CARBON (DRESSER) 6" D.	PZA.	8 00
COPEL ACERO AL CARBON (DRESSER) 8" D.	PZA.	10.00
BRIDA ADAPTADOR AC/CARBON 6" DIÁMETRO	PZA.	8.00
BRIDA ADAPTADOR AC/CARBON 8" DIÁMETRO	PZA.	2.00
BRIDA SLIP-ON AC/CARBON 3" DE DIÁMETRO	PZA.	12.00
BRIDA SLIP-ON AC/CARBON 6" DE DIÁMETRO	PZA.	32.00
BRIDA SLIP-ON AC/CARBON 8" DE DIÁMETRO	PZA.	48.00
BRIDA SLIP-ON AC/CARBON 12" DE DIÁMETRO	PZA.	12.00
TAPON CACHUCHA AC/CARBON 8" DE DIAMETRO	PZA	4.00
SOLDADURA A TOPE EN CAMPO TUBERIA AC.	P-D	10,130.00
LIMP. MET. BLANC. TUB. 1 A 4"D HASTA 5 M EQ. M.O. Y MATS. CONSUM.	M <sup>2</sup>	85.00

## CATÁLOGO DE CONCEPTOS(Ref. 6)

## OBRA TUBERIAS

DESCRIPCIÓN DEL CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
LIMP. CON CHORRO DE ARENA A METAL BLANCO EN TUBERIAS DE 6" A 70" HASTA 5 M.	M <sup>2</sup>	4,287.19
LIMP., RP4, RA21, VÁLVULA 1 A 4" HASTA 5 M. SUM. DE PINTURA M.O. EQ. MAT. DE CONST.	PZA.	6.00
LIMP., RP4, RA21, VÁLVULA 6 A 70" HASTA 5 M. SUM. DE PINTURA M.O. EQUIPO DE HERR.	PZA.	50.00
LIMP., RP4, RA21, BRIDA 1 A 4" HASTA 5 M. SUM. DE PINTURA M.O. EQUIPO DE HERR.	JGO.	6.00
LIMP., RP4, RA21, BRIDA 6 A 70" HASTA 5 M. SUM. DE PINTURA M.O. EQUIPO DE HERR.	JGO.	60.00
MANEJO E INSTAL. DE UNIONES DE AC 3" D.	PZA.	12.00
MANEJO E INSTAL. DE UNIONES DE AC 12" D.	PZA.	12.00
MANEJO E INSTAL. DE VÁLVULAS DE AC 3" D.	PZA.	6.00
MANEJO E INSTAL. DE VÁLVULAS DE AC 12" D.	PZA.	6.00
SUM. MANEJO Y COLOC. ESPARRAGOS DE 3"D.	JTA.	6.00
SUM. Y COLOC. TUBERÍA PVC RC-21 CED.80 1"D.	ML.	0.00
SUM. Y COLOC. TUBERÍA PVC RC-21 CED.80 1.5"D.	ML.	1,225.00
SUM. Y COLOC. TUBERÍA PVC RC-21 CED.80 2"D.	ML.	1,225.00
SUM. Y COLOC. TUBERÍA PVC RC-21 CED.80 2.5"D.	ML.	1,225.00
SUM. Y COLOC. TUBERÍA PVC RC-21 CED.80 3"D.	ML.	4,382.50
SUM. Y COLOC. TUBERÍA PVC RC-21 CED.80 4"D.	ML.	450.00
SUM. Y COLOC. TUBERÍA PVC RC-21 CED.80 6"D.	ML.	80.00
SUM. Y COLOC. TUBERÍA PVC RC-21 CED.80 8"D.	ML.	20.00
SUM. Y COLOC. TUBERÍA PVC RC-21 CED.80 10"D.	ML.	10.00
SUM. Y COLOC. TUBERÍA PVC RC-21 CED.80 12"D.	ML.	30.00
CORTE TUB.PVC 4" INC.M.O.EQ.Y MAT.CONSU.	CTE.	43.00
CORTE TUB.PVC 6" INC.M.O.EQ.Y MAT.CONSU.	CTE.	17.00
CORTE TUB.PVC 8" INC.M.O.EQ.Y MAT.CONSU.	CTE.	3.00
CORTE TUB.PVC 10" INC.M.O.EQ.Y MAT.CONSU.	CTE.	2.00
CORTE TUB.PVC 12" INC.M.O.EQ.Y MAT.CONSU.	CTE.	6.00
SOLD.TÉRMICA P/TUB. PVC INCL.M.O.EQ.Y M.C.	P-D	2,845.00
PROTEC.MEC.TUB.1 A 4" SUM.PINT.M.O.Y EQ.	ML.	500.00
PROTEC.MEC.TUB.6 A 12" SUM.PINT.M.O.Y EQ.	ML.	580.00



## **PROGRAMA DE OBRA**

· Es el estudio por medio del cual se presupone lo que tardará en realizarse una obra.

El factor tiempo es muy importante y en toda obra se puede prever, cuando se ha fijado de antemano un programa de trabajo. Existe un procedimiento por medio del cual se puede controlar o delinear el curso de un proyecto.

Este procedimiento gráfico consiste en llevar sobre un sistema de coordenadas cartesianas las cantidades de obra y los tiempos en que se realizan dichas cantidades. Al realizar el presupuesto de costo se obtienen las cantidades de obra de cada una de las partidas de que consta (Ref. 16).

Para obtener el tiempo de ejecución se necesita saber las cantidades de obra y los rendimientos para las mismas.

Este gráfico de barras servirá para regular cada una de las partidas. Por medio de ellas se lleva un control del tiempo necesario para la terminación de las mismas. Asimismo, se pueden utilizar las anotaciones sobre cantidades de obra para conocer previamente la cantidad de material que se necesitará para ejecutar cada una de las partidas, y de esta manera, abastecerse con anticipación del mismo (Ref. 16).

PROGRAMA GENERAL DE OBRA (Ref. 6)

No.	Actividad	Duración días	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Obra Civil	269.00	[Barra horizontal desde mes 1 hasta mes 9]											
2	Edificios (existentes)	1.00	[Barra horizontal desde mes 1 hasta mes 1]											
3	Edificio de cloración	61.00	[Barra horizontal desde mes 2 hasta mes 3]											
4	Edificio deshidratación de lodos	64.00	[Barra horizontal desde mes 3 hasta mes 4]											
5	Tuberías de concreto	122.00	[Barra horizontal desde mes 4 hasta mes 5]											
6	Tanques de aeración	229.00	[Barra horizontal desde mes 5 hasta mes 6]											
7	Clarificadores	260.00	[Barra horizontal desde mes 6 hasta mes 7]											
8	Tanque digestor de lodos	96.00	[Barra horizontal desde mes 7 hasta mes 8]											
9	Tanque contacto de claro	137.00	[Barra horizontal desde mes 8 hasta mes 9]											
10	Registro del distribuidor biológico	90.00	[Barra horizontal desde mes 9 hasta mes 10]											
11	Obra llegada y cribas gruesas	83.00	[Barra horizontal desde mes 10 hasta mes 11]											
12	Cárcamo de aguas crudas	133.00	[Barra horizontal desde mes 11 hasta mes 12]											
13	Desarenador	126.00	[Barra horizontal desde mes 12 hasta mes 13]											
14	Canal de aguas tratadas	99.00	[Barra horizontal desde mes 13 hasta mes 14]											
15	Caja dervadora (By - Pass)	21.00	[Barra horizontal desde mes 14 hasta mes 15]											
16	Recirculación de lodos	114.00	[Barra horizontal desde mes 15 hasta mes 16]											
17	Medidor de flujo aguas crudas	50.00	[Barra horizontal desde mes 16 hasta mes 17]											
18	Áreas exteriores	80.00	[Barra horizontal desde mes 17 hasta mes 18]											
19	Obra Mecánica	198.00	[Barra horizontal desde mes 18 hasta mes 19]											
20	Llegada y cribas gruesas	49.00	[Barra horizontal desde mes 19 hasta mes 20]											
21	Bombas de aguas negras (cárcamo)	60.00	[Barra horizontal desde mes 20 hasta mes 21]											
22	Cribas finas (Hidrotamices)	69.00	[Barra horizontal desde mes 21 hasta mes 22]											
23	Desarenador	84.00	[Barra horizontal desde mes 22 hasta mes 23]											
24	Medición aguas crudas	6.00	[Barra horizontal desde mes 23 hasta mes 24]											
25	Tanques de aeración	69.00	[Barra horizontal desde mes 24 hasta mes 25]											
26	Clorificación	87.00	[Barra horizontal desde mes 25 hasta mes 26]											
27	Recirculación de lodos 1	30.00	[Barra horizontal desde mes 26 hasta mes 27]											
28	Recirculación de lodos 2	26.00	[Barra horizontal desde mes 27 hasta mes 28]											
29	Medición aguas tratadas	7.00	[Barra horizontal desde mes 28 hasta mes 29]											
30	Desinfección (edificio de cloración)	30.00	[Barra horizontal desde mes 29 hasta mes 30]											
31	Agua tratada a servicio	34.00	[Barra horizontal desde mes 30 hasta mes 31]											
32	Deshidratación de lodos	56.00	[Barra horizontal desde mes 31 hasta mes 32]											
33	Preparación de polímeros	26.00	[Barra horizontal desde mes 32 hasta mes 33]											
34	Evacuación de lodos deshidratados	10.00	[Barra horizontal desde mes 33 hasta mes 34]											
35	Digestor de lodos	18.00	[Barra horizontal desde mes 34 hasta mes 35]											
36	Evacuación de lodos digeridos	11.00	[Barra horizontal desde mes 35 hasta mes 36]											
37	Pruebas y Arranque	60.00	[Barra horizontal desde mes 36 hasta mes 37]											
38	Pruebas y arranque	60.00	[Barra horizontal desde mes 37 hasta mes 38]											

**CAPÍTULO 5. OPERACIÓN HIDRÁULICA**

## CAPÍTULO 5. OPERACIÓN HIDRÁULICA

Una vez seleccionada la alternativa de tratamiento de las aguas residuales de una localidad o industria, es necesario considerar como pasará el agua a través de las unidades de proceso, se debe tomar en cuenta el costo de bombeo y la profundidad requerida en el desplante de las unidades de proceso, así como la pérdida de carga disponible a través de la planta.

El tipo de suelo, así como su pendiente, son importantes en la toma de decisiones. La profundidad de llegada del alcantarillado con el agua residual es un dato vital para el diseño de la unidad de pretratamiento y de bombeo de agua residual, así como para su localización en planta.

Cuando se tiene una pendiente suave y uniforme del terreno, de acuerdo al proceso seleccionado, es posible tener solamente el bombeo inicial y el bombeo de lodos (o sólo el bombeo de lodos, en el mejor de los casos). Si el terreno es plano, tal vez se requiera bombeo de transferencia y se buscará tener pérdidas de carga reducidas.

El perfil hidráulico de la planta de tratamiento de aguas residuales es un resumen gráfico de los cálculos hidráulicos. Se dibuja un perfil hidráulico para el tren de agua y otro para el tren de lodos.

El perfil hidráulico es necesario para establecer las elevaciones de la superficie del agua y su relación con las elevaciones de las estructuras del proceso, mostrándose los valores de las cotas de terreno, el fondo y corona de las estructuras y del nivel del agua.

La escala importante al dibujar el perfil hidráulico es la escala vertical. Normalmente se hace un rayado a cada metro de elevación. La escala horizontal por lo general no se utiliza (el dibujo queda distorsionado).

Para conocer la secuencia del paso del agua a través de las unidades de proceso tanto en el tren de agua como en el de lodos, se requiere hacer un diagrama de flujo que nos facilite el conocimiento de las unidades y el orden en que deben ir colocadas. Es práctica común hacer un plano que incluya el diagrama de flujo y el perfil hidráulico.

El perfil hidráulico de las plantas de tratamiento de aguas residuales se realiza con el gasto máximo o gasto pico. En el dimensionamiento de tuberías y canales se deben tomar en cuenta las ampliaciones futuras de la planta. Por otro lado se requerirá hacer revisiones a gasto mínimo de unidades de proceso para evitar bajas velocidades y depósitos potenciales de lodos.

Es recomendable dejar una unidad de proceso fuera de servicio por mantenimiento, y repartir el gasto de esta unidad entre las unidades similares de proceso. Cuando esto sucede, el gasto máximo de diseño por unidades de proceso, se excede y se tiene sobrecarga hidráulica. El diseñador debe evaluar estas condiciones de funcionamiento.

Se puede aceptar una sobrecarga hidráulica temporal durante emergencias o reparaciones menores, pero en ningún caso se acepta que las estructuras sobrecargadas presenten derrames.

### *Criterios de diseño*

Aparte de los métodos de cálculo hidráulico existen diversos criterios al hacer el diseño hidráulico. Por ejemplo un criterio conservador es el establecer un perfil hidráulico para gasto máximo en un vertedor, con 10 a 15 cm de caída libre entre la elevación de la cresta del vertedor u la superficie del agua en la canaleta recolectora.

El criterio no conservador para el mismo caso, es el permitir que el vertedor trabaje ahogado en condiciones de gasto máximo, o establecer bordos libres pequeños o grandes (20 a 60 cm). Estos criterios se basan en la pérdida de carga disponible en la planta y en los costos de bombeo. Si la pérdida de carga disponible es alta, se podrá tener un criterio conservador donde podemos perder mucha carga, sin necesidad de un bombeo posterior. Además, estas recomendaciones deben considerar el costo por excavaciones y rellenos adicionales de las estructuras de proceso.

Dada la diversidad de casos, siempre se deben evaluar cuidadosamente las condiciones topográficas, el sitio de llegada y descarga, la configuración de la planta y todos los factores, para obtener el diseño hidráulico adecuado, evitando en lo posible las suposiciones de "pérdidas de carga típicas" para unidades de proceso conocidas.

#### Datos:

- Los gastos de diseño (Ref. 6) para la planta son:

$$Q_{\text{máx}} = 3.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{med}} = 2.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{mín}} = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{rec}} = 1.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cuatro módulos de  $0.6375 \text{ m}^3/\text{s}$  cada uno
- Cota de plantilla del emisor final de llegada 168.760
- Cota de elevación máxima del cuerpo receptor 175.500
- Las dimensiones y longitudes de tuberías así como los detalles se dan unidad por unidad.

A continuación se desarrolla el análisis hidráulico de la planta de tratamiento de aguas residuales.

El emisor final descarga a un canal rectangular, el cual tiene una rampa descendente con una cota de plantilla de 168.300.

El canal de descarga presenta una ampliación de 2.13 m (diámetro de la tubería del emisor final) a 5.20 m. Donde termina la ampliación del canal se divide en tres canales con un ancho de 1.40 m, donde se encuentran alojados los equipos mecánicos de cribas gruesas.

## 5.1 CRIBAS GRUESAS

Se tienen tres canales con equipo mecánico de cribado grueso en cada uno (fig. 13). Las pérdidas de carga a través de las cribas gruesas se han obtenido mediante la experimentación para distintos gastos, obteniendo la tabla siguiente:

Gasto %	Gasto l/s	y entrada mm	h <sub>r</sub> mm	y salida mm	V salida m/s
120.0	3840.0	1567.6	64.6	1503.0	1.88
100.0	3200.0	1438.0	53.3	1384.8	1.70
90.0	2880.0	1369.0	47.6	1321.4	1.61
78.1	2500.0	1282.6	40.9	1241.7	1.49
66.7	2133.4	1193.5	34.4	1159.1	1.37
50.0	1600.0	1050.7	25.0	1025.8	1.16
33.3	1065.6	884.4	15.6	868.7	0.92
25.0	800.0	787.6	11.1	776.5	0.78
15.0	480.0	648.9	5.9	643.0	0.57
10.0	320.0	563.4	3.5	559.9	0.44
0.0	0.0	210.4	0.0	210.4	0.00

Para  $Q_{\text{máx}} = 3.16 \text{ m}^3/\text{s} = 3,160 \text{ l/s}$ , y considerando que dos canales se encuentran en funcionamiento y uno para mantenimiento, se tiene para el diseño de las cribas gruesas:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{3,160}{2} = 1,580 \text{ l/s}$$

Tomando el valor de 1,600 l/s, de la tabla anterior se obtienen los siguientes resultados:

$$y_{\text{entrada}} = 1.0507 \text{ m}$$

$$y_{\text{salida}} = 1.0258 \text{ m}$$

$$V_{\text{salida}} = 1.16 \text{ m/s}$$

Una vez que el agua pasa por el cribado grueso, sale a un canal de un ancho de 4.0 m. Posteriormente dicho canal se divide en dos canales de igual geometría que conduce el agua a la siguiente unidad (fig. 13).

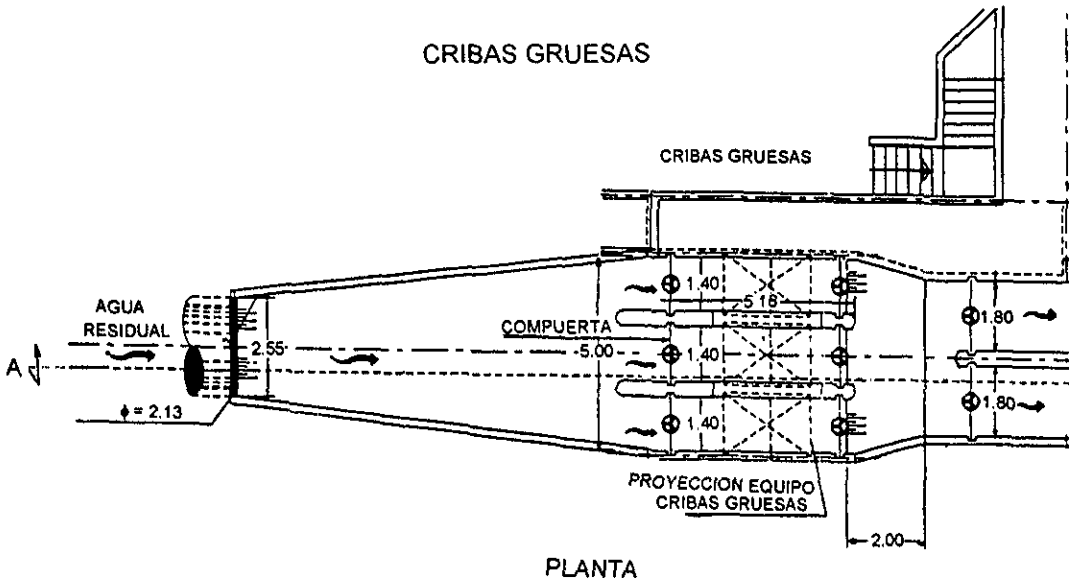
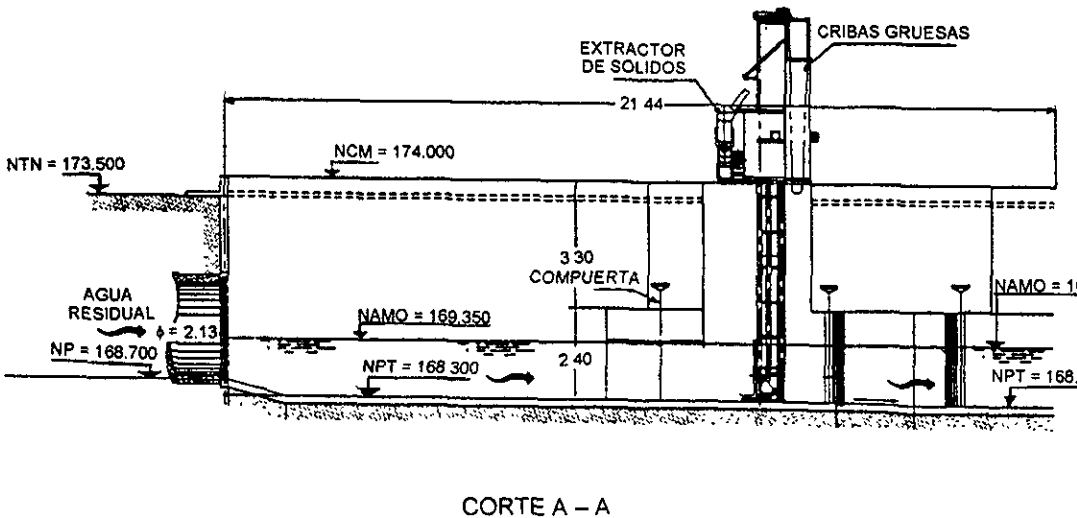


Fig. 13 Planta y corte de las Cribas Gruesas



## 5.2 DESARENADOR

Los canales que conducen el agua a los equipos mecánicos de desarenación tienen 1.80 m de ancho, donde uno de ellos estará en funcionamiento y el otro está para el mantenimiento del equipo. Las pérdidas de carga a través de los desarenadores se han obtenido de la experimentación (Ref. 6) para distintos gastos obteniendo la tabla siguiente:

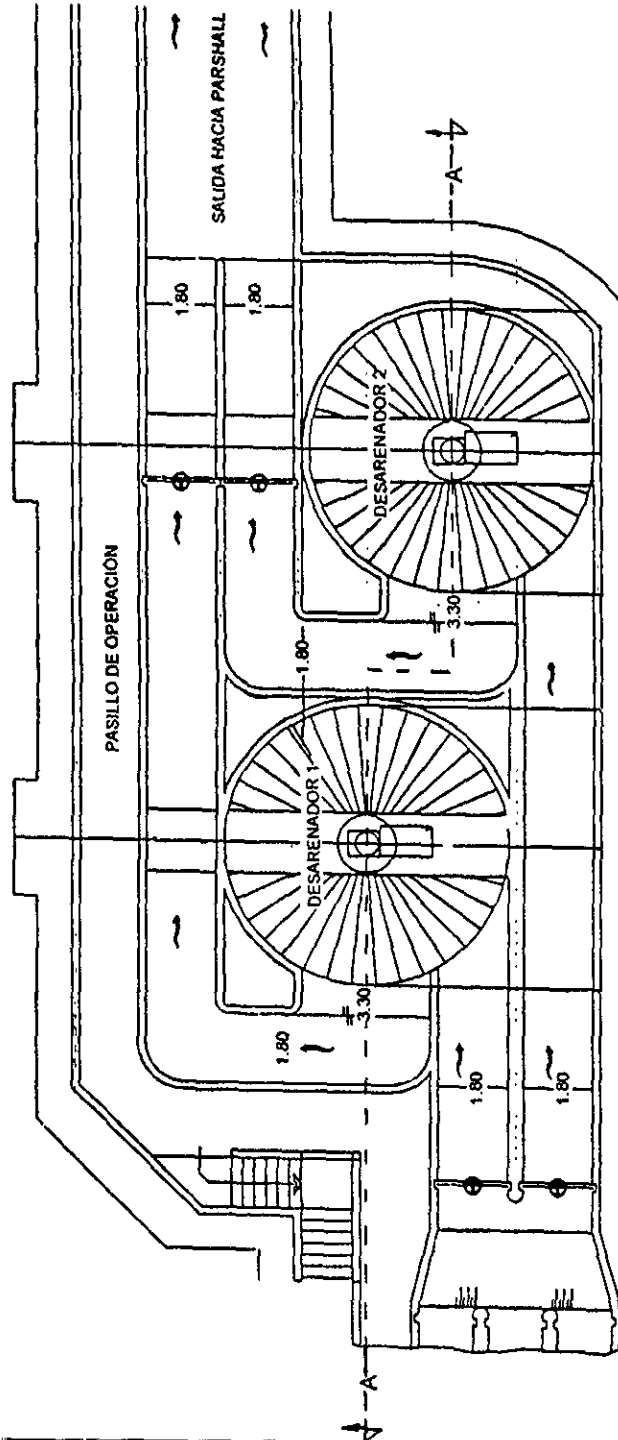
Gasto %	103.8	100.0	80.0	50.0	33.0	15.0
Gasto m <sup>3</sup> /s	3.320	3.200	2.560	1.600	1.056	0.480
Tirante m	1.201	1.178	1.048	0.819	0.659	0.437
v <sub>entrada</sub> m/s	1.3	1.24	1.09	0.83	0.64	0.38
v <sub>salida</sub> m/s	0.8	0.8	0.7	0.6	0.5	0.3

De la tabla anterior se obtiene los valores correspondientes a  $Q = 3.2 \text{ m}^3/\text{s}$ , que cubre las necesidades para  $Q_{\text{máx}} = 3.16 \text{ m}^3/\text{s}$  (Ref. 6).

La velocidad de salida es de 0.8 m/s, siendo la velocidad de entrada de 1.24 m/s. El efluente del desarenador mecánico es conducido a través de un canal de 1.80 m de ancho donde posteriormente sale a un canal de 3.80 m de ancho, con dirección al medidor Parshall (fig. 14).



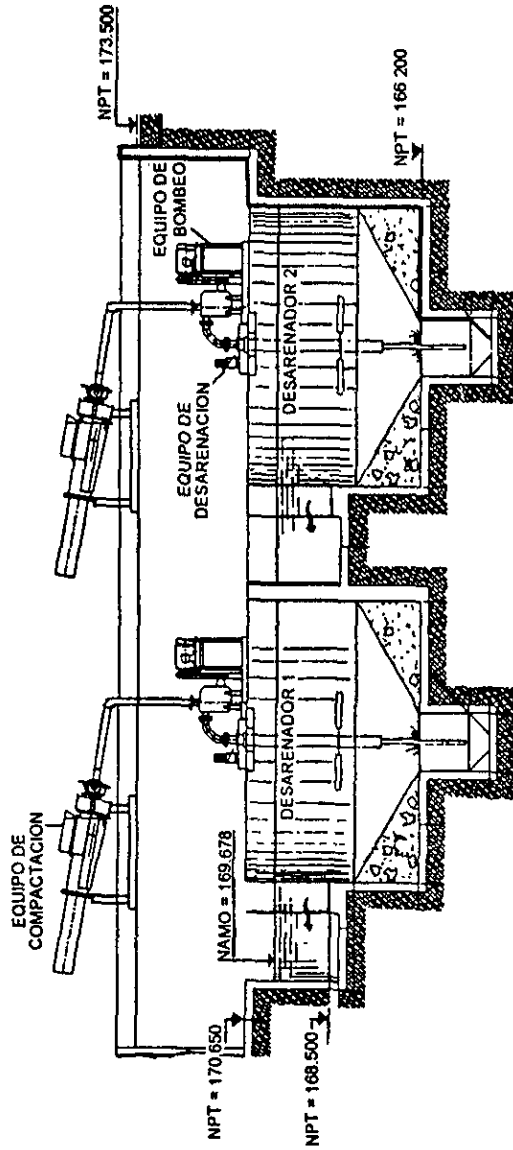
DESARENADORES



PLANTA

Fig. 14 Planta de los Desarenadores

DESARENADORES



CORTE A - A

Fig. 14 a Corte A - A del Equipo de Desarenación

### 5.3 MEDIDOR PARSHALL

Los medidores Parshall son canales que se incluyen entre los de régimen crítico para los que es suficiente medir el nivel para determinar el gasto que pasa por el mismo. La contracción llamada garganta, provoca una carga cuyo valor se relaciona con el gasto de descarga. Estos medidores son indicados normalmente por el ancho de garganta, esta puede ser desde 0.025 m (1"), hasta 15.24 m (50'). El tamaño de la garganta define el resto de las características geométricas del medidor (Anexo A).

La principal ventaja del medidor Parshall es su capacidad de autolimpieza, otras ventajas son: su pérdida de carga relativamente baja, alto rango de operación y se requiere solo medir la carga  $H_a$  (tirante) para obtener el gasto, esta carga se mide a  $2/3$  de A (fig. 15):

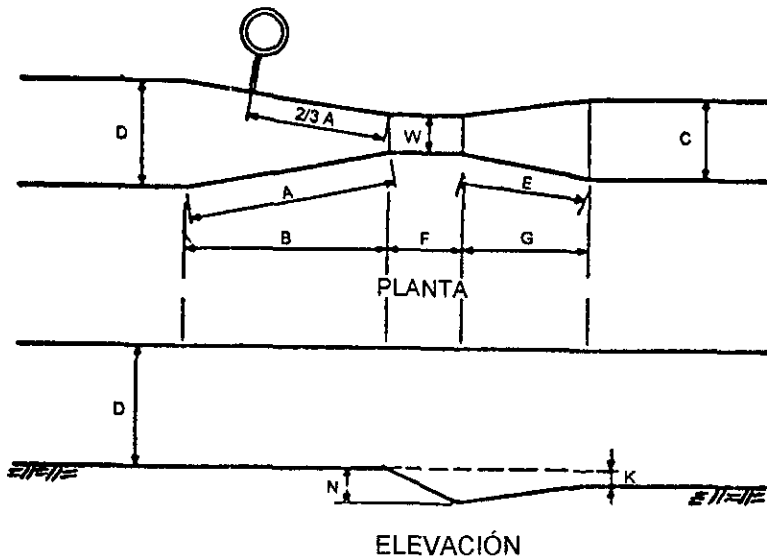


Fig. 15 Dimensiones del Medidor Parshall (Anexo A)

Considerando que el gasto máximo pasa por el medidor Parshall es de  $Q_{\text{máx}} = 3.16 \text{ m}^3/\text{s} = 3,160 \text{ l/s}$  se seleccionó un ancho de garganta de 7 ft según la tabla siguiente:

Límites de aplicación  
Medidores Parshall con descarga libre (Ref. 18)

W In, ft	W cm	Capacidad (l/s)	
		Mín	Máx
3"	7.6	0.85	53.8
6"	15.2	1.52	110.4
9"	22.9	2.55	251.9
1'	30.5	3.11	455.6
1.5'	45.7	4.25	696.2
2'	61.0	11.89	936.7
3'	91.5	17.26	1426.3
4'	122.0	36.79	1921.5
5'	152.5	62.80	2422.0
6'	183.0	74.40	2929.0
7'	213.5	115.40	3440.0
8'	244.0	130.70	3950.0
10'	305.0	200.00	5660.0

El gasto está dado por:

$$Q = K Ha^n$$

Donde:  $K = 5.306$ ,  $n = 1.601$  y  $A = 2.24m$  Ver anexo A

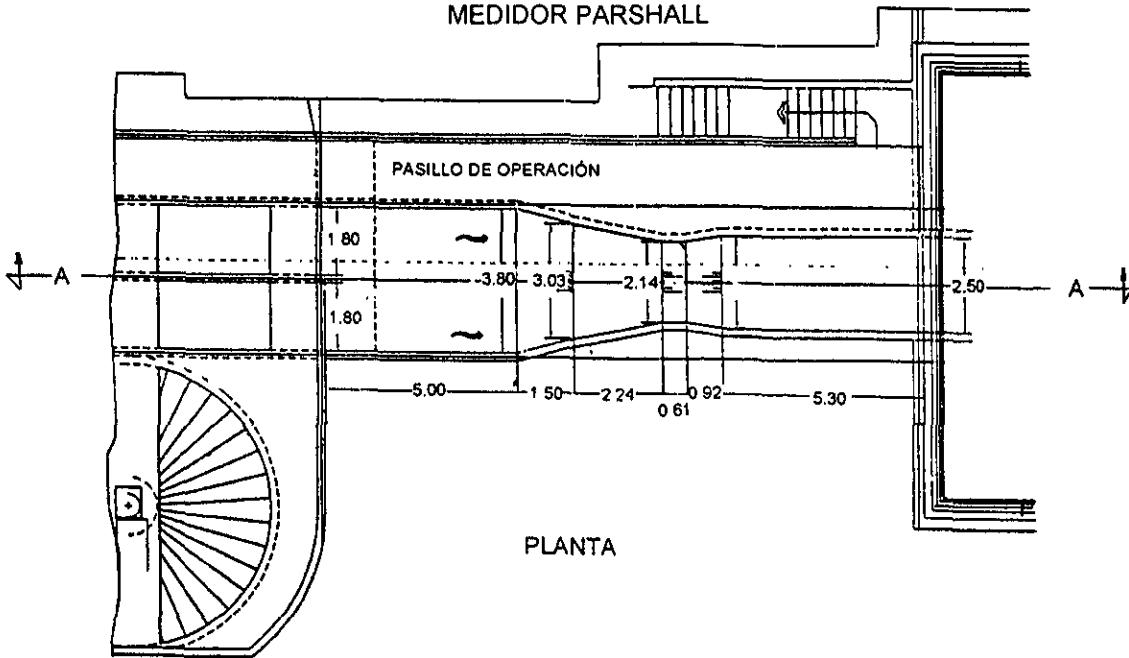
Sustituyendo los valores:

$$3.16 \text{ m}^3/\text{s} = 5.306 Ha^{1.601}$$

$$Ha = 0.72 \text{ m}$$

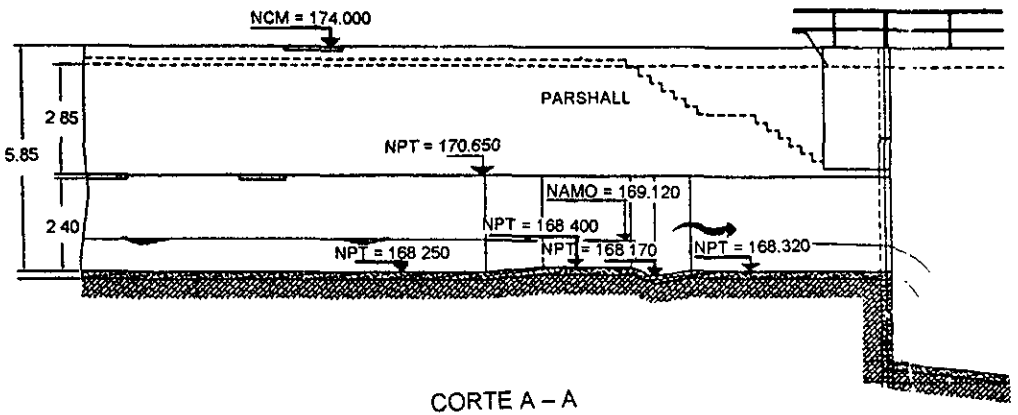
Al término del medidor Parshall se incrementa el ancho del canal a 2.50 m (fig. 16) para disminuir la velocidad, en la descarga libre al cárcamo de bombeo

MEDIDOR PARSHALL



PLANTA

Fig. 16 Planta del Medidor Parshall



CORTE A - A

Fig. 16 a Corte A - A del Medidor Parshall

## 5.4 CÁRCAMO DE BOMBEO

El cárcamo de bombeo debe estar diseñado para absorber las pérdidas que se presentan a lo largo de las unidades de proceso posteriores, considerando el costo del equipo de bombeo. Éste cuenta con una mampara inductora que mantiene estable el nivel y la velocidad de llegada a la tubería de succión (Ref. 15).

Para revisar la carga dinámica total que proporciona el equipo de bombeo se deberá calcular la carga estática ( $h_e$ ) y las pérdidas totales ( $h_f$ , fricción y por accesorios). El cálculo de la carga dinámica total (CDT) o carga de la bomba  $H_B$  se calcula:

$$H_B = \text{CDT} = h_e + h_f$$

$$h_e = 182.3 - 170.1 = 12.2 \text{ m (fig. 17)}$$

Para calcular la pérdidas por fricción ( $h_f$ ), generalmente expresadas en metros de carga de agua, se han desarrollado una serie de modelos matemáticos que finalmente se han transformado en métodos de cálculo, los más utilizados son los expresados con las ecuaciones de Darcy – Weisbach, Hazen – Williams y Manning.

En este trabajo y considerando los alcances del mismo, para fines prácticos, se hará el cálculo de la pérdida de carga cuando se conoce el gasto, el diámetro (o velocidad recomendada) y el tipo de tubería utilizada, que generalmente son datos conocidos en los proyectos de plantas de tratamiento de aguas residuales. Existen dos criterios para su cálculo:

### *Método de la longitud equivalente (Ref. 14)*

En este criterio la pérdida de energía está en función del tipo y diámetro de la pieza especial, y se obtiene de nomogramas o tablas como una longitud de tubería equivalente. Una vez que se suman las longitudes equivalentes de todas las piezas especiales, se calcula la pérdida de energía como si se tratará de pérdidas por fricción.

### *Método de los coeficientes (Ref. 9)*

Este criterio calcula las pérdidas localizadas en el sitio mismo del cambio de geometría o de la alteración del flujo. Tal tipo de pérdida se conoce como pérdida local. Su magnitud se expresa como una fracción de la carga de velocidad, inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produjo la pérdida:

$$h_f = \sum k \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

$h_f$  es la pérdida de carga hidráulica, m

$k$  es el coeficiente de la pieza, adimensional

$v^2/2g$  es la carga de velocidad, aguas abajo, de la zona de alteración del flujo, m

*Método de la longitud equivalente*

$$h_f = S L_e$$

Accesorio	Piezas	Longitud m	$L_e$ m	K
Codo 90° de 24" (610 mm)	5	-	42.67(213.35)	0.6(3.0)
Tubería de acero 24"	-	24.5	24.5	-
Válvula de compuerta 24"	1	-	17.0	0.48
Válvula Check de 24"	1	-	42.0	3.7
Suma			246.85	7.18

La ecuación de Hazen – Williams (Ref. 9) es la expresión más utilizada para el cálculo de pérdida de carga en tuberías, la ecuación es:

$$V = 0.849 C R^{0.63} S^{0.54}$$

Donde:

V es la velocidad media, m/s

C es el coeficiente de rugosidad, adimensional

R es el radio hidráulico, m

S es la pendiente de la línea de energía, m/m

Combinando esta ecuación con la ecuación de continuidad,  $Q=VA$  y sustituyendo el radio hidráulico para tubos llenos  $R=D/4$ , la ecuación queda como:

$$Q = 0.278 C D^{2.63} S^{0.54}$$

Despejando S de la ecuación:

$$S = \left( \frac{Q}{0.278 C D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

Donde:      C = 140                      Tubería de acero  
                   D = 0.61 m                  Diámetro  
                   Q = 0.79 m<sup>3</sup>/s              Gasto unitario por bomba

$$S = \left[ \frac{0.79}{0.278 * 140 * (0.61)^{2.63}} \right]^{1.85} = 0.0082$$

$$h_f = 296.85 (0.0082) = 2.43 \text{ m}$$

*Método de los coeficientes*

$$h_f = \sum k \frac{v^2}{2g} + SL$$

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$A = 0.785 D^2$$

$$A = 0.785 (0.61)^2 = 0.292 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{0.79}{0.292} = 2.70 \text{ m/s}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0.3728 \text{ m}$$

$$h_f = 7.18 (0.3728) + 0.0082 (24.5) = 2.8 \text{ m}$$

Se considera el método de mayor pérdida (condiciones más desfavorables)

$$H_B = CDT = 12.2 + 2.8 = 15.0 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{\gamma Q H}{76 \eta} = \frac{1000 * 3.16 * 15.0}{76 * 0.85} = 733.75 \text{ HP}$$

Se consideraron cuatro bombas, cada bomba requerirá una potencia de:

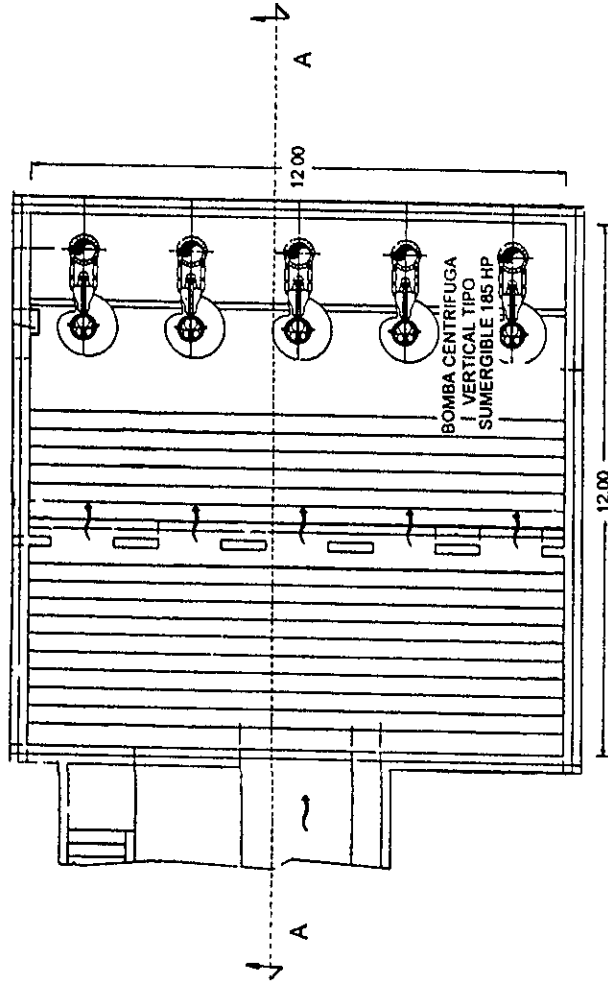
$$P_{\text{unitario}} = 733.75 / 4 = 183.44 \text{ HP}$$

El equipo de bombeo que se seleccionó es el adecuado para proporcionar la carga dinámica total necesaria.

Se consideró una quinta bomba adicional para rotar la operación del equipo de bombeo (1, 2, 3, 4; 1, 3, 4, 5; 1, 2, 4, 5; etc.).



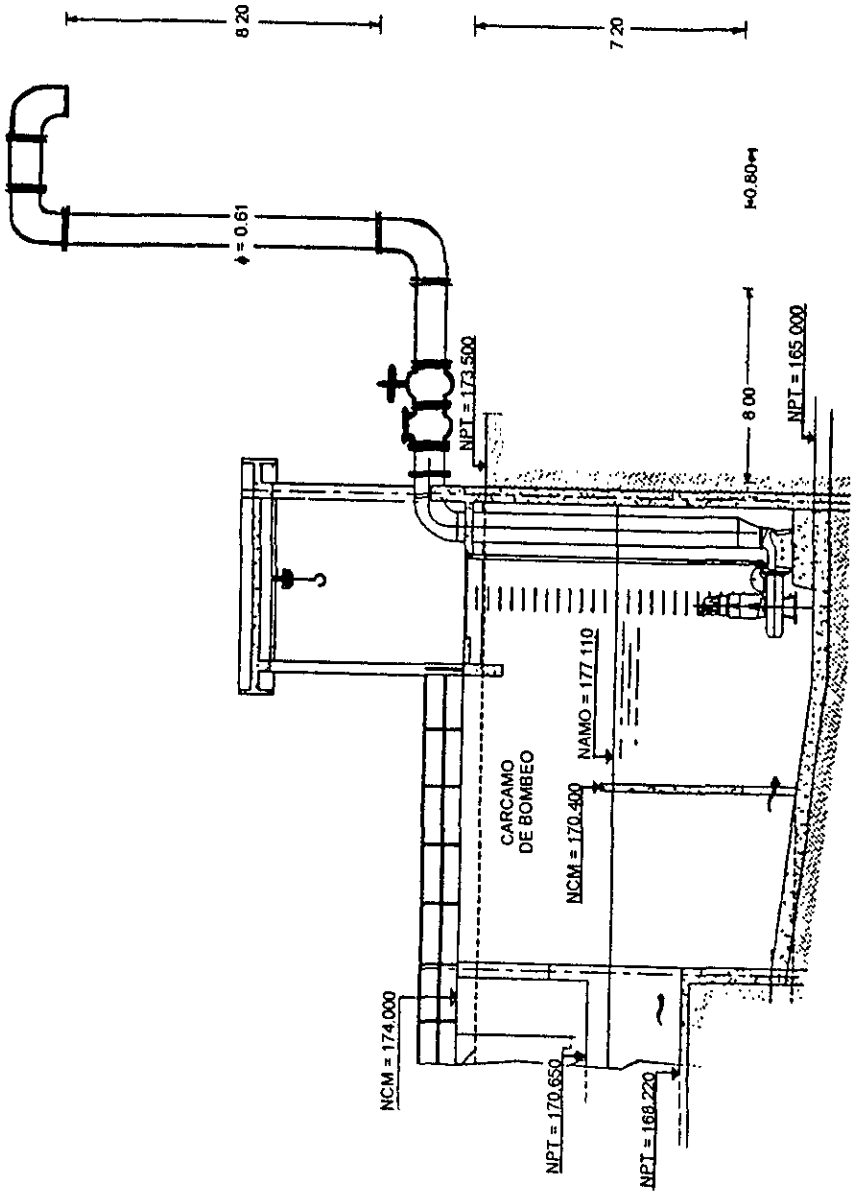
CÁRCAMO DE BOMBEO



PLANTA

Fig. 17 Planta del Cárcamo de Bombeo

CÁRCAMO DE BOMBEO



CORTE A - A

Fig. 17 a Corte A - A del Cárcamo de Bombeo

## 5.5 HIDROTAMICES (CRIBAS FINAS)

El caudal que llega del cárcamo de bombeo a la caja receptora es distribuido por medio de dos alimentadores múltiples, el gasto de cada múltiple es de la mitad del caudal de llegada.

Para obtener el gasto de cada lateral y las pérdidas que ocasionan se aplicará el método de múltiples alimentadores.

### *Múltiples alimentadores*

La aplicación de múltiples alimentadores se tiene cuando el gasto de una planta se distribuye a unidades de proceso similares por medio de una sola tubería. La principal función de los múltiples alimentadores es repartir el gasto en partes sensiblemente iguales. El cálculo de los múltiples alimentadores es complejo, por lo que se desarrolló un procedimiento de cálculo simplificado que se presenta a continuación:

El análisis hidráulico de los múltiples alimentadores indica que la pérdida total del punto 1 al punto 2 (fig. 18) es la suma de:

1. pérdida por fricción el múltiple
2. pérdida por entrada al lateral
3. pérdida por fricción en el lateral y
4. pérdida por salida del lateral

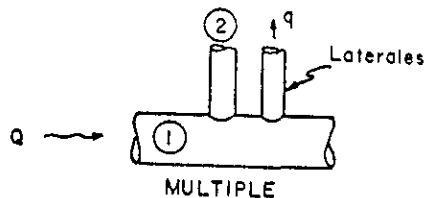


Fig. 18 Análisis de múltiples alimentadores (Ref. 19)

Debido a que las pérdidas por fricción para éste caso, son insignificantes, la pérdida de carga total entre los puntos 1 y 2 puede ser aproximada con la relación:

$$h_f = h_E + \frac{V_L^2}{2g} \quad \dots \quad \text{ec. 1}$$

Donde:

$h_f$  es la pérdida de carga entre 1 y 2, m  
 $h_E$  es la pérdida por entrada al lateral, m  
 $\frac{V_L^2}{2g}$  es la pérdida por salida del lateral, m

$$h_E = \left[ \phi \left( \frac{V_M}{V_L} \right)^2 + \theta \right] \frac{V_L^2}{2g} \quad \dots \quad \text{ec. 2}$$

Sustituyendo la ec. 2 en la ec. 1

$$h_f = \left[ \phi \left( \frac{V_M}{V_L} \right)^2 + \theta \right] \frac{V_L^2}{2g} + \frac{V_L^2}{2g} \quad \dots \quad \text{ec. 3}$$

Agrupando en una variable  $\beta$ :

$$h_f = \beta \frac{V_L^2}{2g} \quad \dots \quad \text{ec. 4}$$

Donde:

$$\beta = \phi \left( \frac{V_M}{V_L} \right)^2 + \theta + 1 \quad \dots \quad \text{ec. 5}$$

Para una distribución perfecta, las pérdidas de carga en cada lateral es la misma:

$$\frac{\beta_1 (V_L)_1^2}{2g} = \frac{\beta_2 (V_L)_2^2}{2g} = \frac{\beta_i (V_L)_i^2}{2g} = \text{CONSTANTE} \quad \dots \quad \text{ec. 6}$$

De acuerdo a la ecuación anterior es posible escribir

$$(V_L)_i = (V_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}} \quad \dots \quad \text{ec. 7}$$

Por otro lado en el balance de gastos de cualquier sistema de múltiples alimentadores, se puede expresar que:

$$Q_0 = A_1 (V_L)_1 + A_2 (V_L)_2 + \dots + A_i (V_L)_i \quad \text{ec. 8}$$

O bien: 
$$Q_0 = q_1 + q_2 + \dots + q_i \quad \text{ec. 9}$$

Donde:

- $Q_0$  es el gasto total del múltiple,  $m^3/s$
- $Q_i$  es el gasto en el lateral  $i$ ,  $m^3/s$
- $A_i$  es el área de la sección del lateral,  $m^2$
- $(V_L)_i$  es la velocidad media en el lateral  $i$ ,  $m/s$

Si se supone que todos los laterales tienen la misma forma y tamaño, sustituyendo la ec. 7 en la ec. 8 obtenemos:

$$Q_0 = A(V_L)_1 + A(V_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_2}} + A(V_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_3}} + \dots + A(V_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}} \quad \dots \quad \text{ec. 10}$$

Agrupando:

$$Q_0 = A(V_L)_1 \left[ 1 + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_2}} + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_3}} + \dots + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}} \right] \quad \dots \quad \text{ec. 11}$$

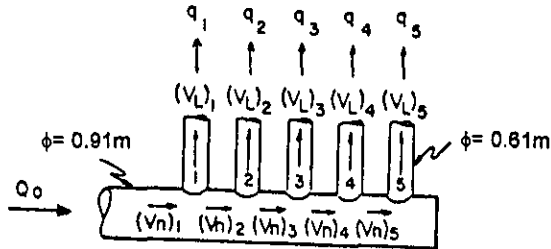
Despejando  $V_L$  se obtiene:

$$(V_L)_1 = \frac{Q_0}{A \sqrt{\beta_1}} \left[ \sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{1}{\beta_i}} \right]^{-1} \quad \dots \quad \text{ec. 12}$$

Donde:

- $(V_L)_1$  es la velocidad en el lateral 1,  $m/s$
- $A$  es el área de la sección de un lateral,  $m^2$
- $n$  es el número de laterales
- $Q_0$  es el gasto en el múltiple,  $m^3/s$
- $B$  es la variable definida en la ec. 5

Para el gasto máximo de  $3.16 \text{ m}^3/\text{s}$  (Ref. 6), el gasto de cada múltiple es de  $Q_0 = 1.58 \text{ m}^3/\text{s}$  con un diámetro de  $36''$  ( $910 \text{ mm}$ ) y con 5 laterales por múltiple de diámetro de  $24''$  ( $610 \text{ mm}$ ). Se supone que la longitud es corta debido a que el diámetro de los laterales en los múltiples es menor a tres veces el diámetro del alimentador.



Primera iteración.

1. Se supone que inicialmente el gasto total se distribuye por igual en los 5 laterales:

$$q_i = \frac{Q_0}{n} = \frac{1.58}{5} = 0.316 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Se calcula la velocidad por cada lateral  $(V_L)_i$

$$A_L = 0.785 D^2 = 0.785 (0.61)^2 = 0.292 \text{ m}^2$$

$$(V_L)_i = \frac{q_i}{A_L} = \frac{0.316}{0.292} = 1.082 \text{ m/s}$$

3. Considerando la reducción del gasto en cada lateral y calculando el gasto en el múltiple aguas arriba de cada lateral.

$$\begin{aligned} Q_1 &= Q_0 &&= 1.58 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_2 &= Q_1 - q_1 &&= 1.264 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_3 &= Q_2 - q_2 &&= 0.948 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_4 &= Q_3 - q_3 &&= 0.632 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_5 &= Q_4 - q_4 &&= 0.316 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

4. Usando los valores de  $(Q_M)_i$ , calculando la velocidad media en el múltiple, aguas arriba de cada salida.

$$A_m = 0.785 (0.91)^2 = 0.650 \text{ m}^2$$

$$(v_m)_i = \frac{Q_i}{A_m}$$

$$(v_m)_1 = \frac{1.58}{0.65} = 2.43 \text{ m/s}$$

$$(v_m)_2 = 1.94 \text{ m/s}$$

$$(v_m)_3 = 1.46 \text{ m/s}$$

$$(v_m)_4 = 0.97 \text{ m/s}$$

$$(v_m)_5 = 0.49 \text{ m/s}$$

5. Cálculo de la relación de velocidades (R).

$$R_i = \left( \frac{v_{mi}}{v_{Li}} \right)^2$$

$$R_1 = \left( \frac{2.43}{1.082} \right)^2 = 5.044$$

$$R_2 = 3.215$$

$$R_3 = 1.821$$

$$R_4 = 0.804$$

$$R_5 = 0.205$$

6. Cálculo de  $\beta_i$  utilizando los valores  $\phi$  y  $\theta$  adecuados y la ec. 5

$$\beta_i = \phi \left( \frac{v_{mi}}{v_{Li}} \right)^2 + \theta + 1$$

Longitud de los laterales	$\theta$	$\phi$
Larga > 3 D	0.4	0.90
Corta < 3 D	0.7	1.67

Considerando que la longitud de los laterales es corta  $\phi = 1.67$  y  $\theta = 0.7$

$$\beta_1 = 1.67 (5.044) + 0.7 + 1 = 10.123$$

$$\beta_2 = 7.069$$

$$\beta_3 = 4.741$$

$$\beta_4 = 3.043$$

$$\beta_5 = 2.042$$

7. Cálculo del término  $\alpha$  para cada lateral

$$\alpha_i = \frac{1}{\beta_i}$$

$$\alpha_1 = 0.314$$

$$\alpha_2 = 0.376$$

$$\alpha_3 = 0.459$$

$$\alpha_4 = 0.573$$

$$\alpha_5 = 0.700$$

Segunda iteración

1. Cálculo de la velocidad en el primer lateral  $(V_L)_1$ :

$$(v_L)_1 = \frac{Q_0}{A_L \sqrt{\beta_1}} \left( \sum_{i=1}^n \alpha \right)^{-1}$$

$$\left( \sum_{i=1}^5 \alpha \right)^{-1} = 0.413$$

$$(v_L)_1 = \frac{1.58}{0.292 \cdot 10.123} \cdot 0.413 = 0.702 \text{ m/s}$$

2. Usando los valores de  $\beta_i$  se calculan las velocidades en cada lateral.

$$(v_L)_2 = (v_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_2}}$$

$$(v_L)_2 = 0.702 \sqrt{\frac{10.123}{7.069}} = 0.840 \text{ m/s}$$



$$(v_L)_3 = 1.026 \text{ m/s}$$

$$(v_L)_4 = 1.280 \text{ m/s}$$

$$(v_L)_5 = 1.563 \text{ m/s}$$

3. Con las velocidades y el área de los laterales se calcula el gasto en cada uno de ellos

$$q_i = (v_L)_i A_L$$

$$q_1 = 0.205 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_2 = 0.245 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_3 = 0.299 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_4 = 0.374 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_5 = 0.456 \text{ m}^3/\text{s}$$

4. Cálculo del gasto en el múltiple antes de cada lateral.

$$Q_1 = Q_0 - \quad = 1.58 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = Q_1 - q_1 \quad = 1.375 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = Q_2 - q_2 \quad = 1.130 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_4 = Q_3 - q_3 \quad = 0.831 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_5 = Q_4 - q_4 \quad = 0.456 \text{ m}^3/\text{s}$$

El cálculo iterativo continúa hasta que los gastos de los laterales para las dos últimas iteraciones estén dentro de un criterio de error especificado. En la iteración 36 (ver Anexo B) se obtienen los siguientes valores que se consideran como resultados finales:

$$q_1 = 0.400 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_2 = 0.124 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_3 = 0.295 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_4 = 0.485 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_5 = 0.636 \text{ m}^3/\text{s}$$

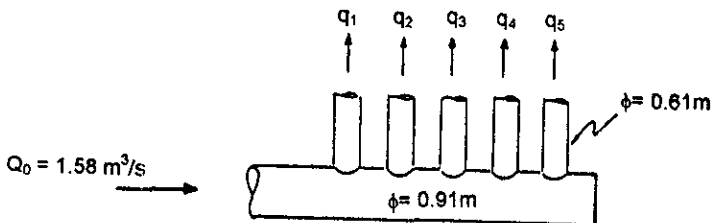


Fig. 19 Resultados finales del múltiple alimentador

Con los gastos de cada lateral son llenados los tanques que se encuentran entre dos hidrotamices hasta llegar a verter en los tamices (malla muy fina), los residuos sólidos son recogidos y llevados junto con los sólidos gruesos, arena y arcilla al receptor municipal. El agua que pasa a través del tamiz cae a una canaleta donde es recolectada y conducida a una caja receptora de agua tamizada (Ref. 6).

El agua de la caja receptora es conducida a través de una tubería de concreto reforzado al distribuidor biológico (fig. 20). Para saber el nivel mínimo de la superficie libre de agua que se requiere en la caja receptora, es necesario obtener las pérdidas que se tendrán en la interconexión entre ambas unidades.

#### Datos

Gasto máximo	$Q = 3.16 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubería de concreto	$\phi = 2.13 \text{ m}$
84" (2.130 m)	$L = 52.6 \text{ m}$
Coefficiente de entrada	$k = 0.5$
Coefficiente de salida	$k = 1.0$

Utilizando la ecuación de Hazen – Williams ( Ref. 9).

$$S = \left( \frac{Q}{0.278 C D^{2.63}} \right)^{1.85} = \left( \frac{3.16}{0.278 * 140 (2.13)^{2.63}} \right)^{1.85} = 0.000243$$

$$h_{f1} = 0.000243 * 52.60 = 0.0127 \text{ m}$$

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$A_{\text{Tub}} = 0.785 (2.13)^2 = 3.56 \text{ m}^2$$

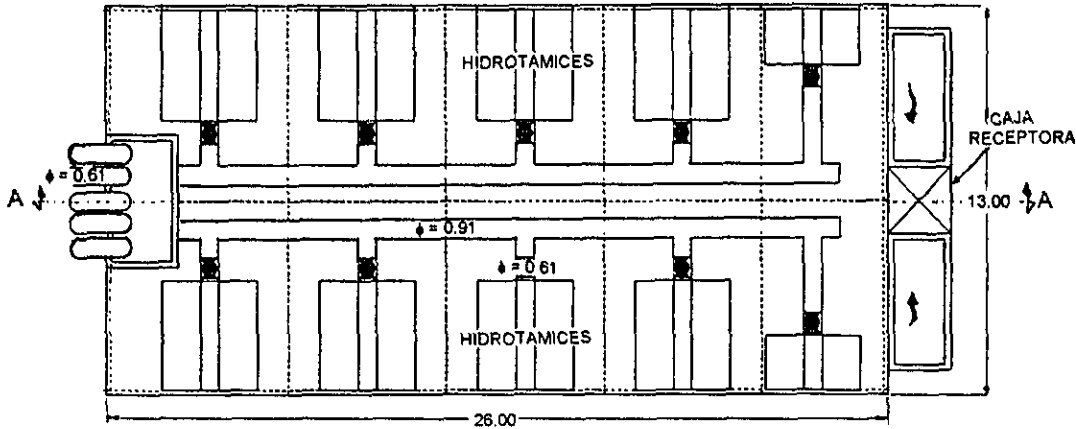
$$v = \frac{3.16}{3.56} = 0.887 \text{ m/s}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0.040 \text{ m}$$

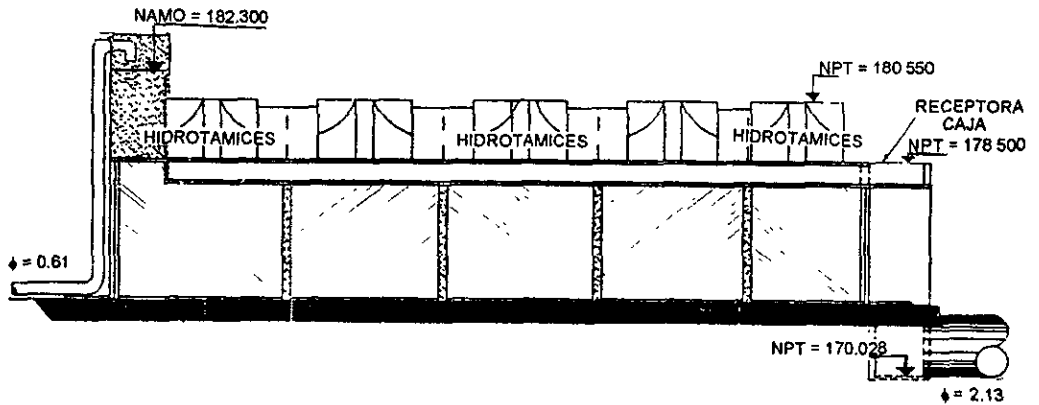
$$h_k = (1 + 0.5) * 0.040 = 0.060 \text{ m}$$

$$h_T = h_f + h_k = 0.0127 + 0.060 = 0.0727 \text{ m}$$

HIDROTAMICES (CRIBAS FINAS)

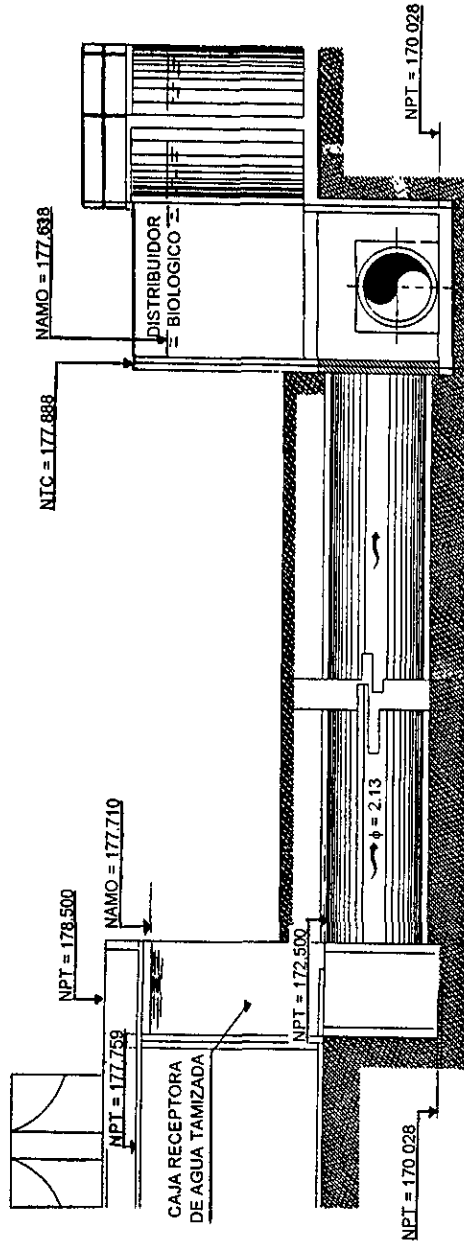


PLANTA



CORTE A - A

Fig. 20 Planta y corte de la Unidad de Hidrotamices (cribado fino)



INTERCONEXION VISTA LATERAL

Fig. 20 a Interconexión de la caja receptora de agua tamizada con el distribuidor biológico

## 5.6 DISTRIBUIDOR BIOLÓGICO

El distribuidor biológico presenta un funcionamiento de laberinto en su primera parte donde es recibido el efluente de la caja receptora y el gasto de recirculación para llegar a una caja que mantendrá un nivel constante debido a cuatro vertedores rectangulares (fig. 21). Estos vertedores alimentan dos canales de derrames (dos vertedores a cada uno) que verten de forma uniforme en dos cajas receptoras que conducirán el gasto a una caja deflectora para su distribución en los reactores biológicos (Ref. 6).

La carga sobre los vertedores rectangulares es la siguiente:

Datos

Longitud de cresta 5.5 m

$$Q = Q_{\text{recirculación}} + Q_{\text{máximo}}$$

$$Q_{\text{recirculación}} = 1.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{máximo}} = 3.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 4.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

El gasto se distribuye de forma uniforme en cuatro vertedores por lo que el gasto de cada vertedor será:

$$Q = 4.32 / 4 = 1.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

La carga en cada vertedor será obtenida con la fórmula de Francis ( Ref. 9):

$$H = \left( \frac{Q}{1.83 L} \right)^2 = \left( \frac{1.08}{1.83 * 5.5} \right)^2 = 0.225 \text{ m}$$

De la misma forma que se realizó el análisis hidráulico de la interconexión entre la caja receptora de agua tamizada y el distribuidor biológico, se realizará para la interconexión entre el distribuidor biológico y la caja deflectora de los reactores biológicos (fig. 21 a).

Datos

Gasto	$Q = 2.16 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubería de concreto	$\phi = 1.52 \text{ m}$
60" (1 524 m)	$L = 37.56 \text{ m}$
Coefficiente de entrada	$k = 0.5$
Coefficiente de salida	$k = 1.0$

$$S = \left( \frac{Q}{0.278 CD^{2.63}} \right)^{1.85} = \left( \frac{2.16}{0.278 * 140 (1.524)^{2.63}} \right)^{1.85} = 0.00062$$

$$h_{fr} = 0.00062 * 37.56 = 0.023 \text{ m}$$

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$A_{Tub} = 0.785 (1.524)^2 = 1.814 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{2.16}{1.814} = 1.19 \text{ m/s}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0.0723 \text{ m}$$

$$h_k = (1 + 0.5) * 0.0723 = 0.108 \text{ m}$$

$$h_T = h_{fr} + h_k = 0.023 + 0.108 = 0.131 \text{ m}$$

DISTRIBUIDOR BIOLÓGICO

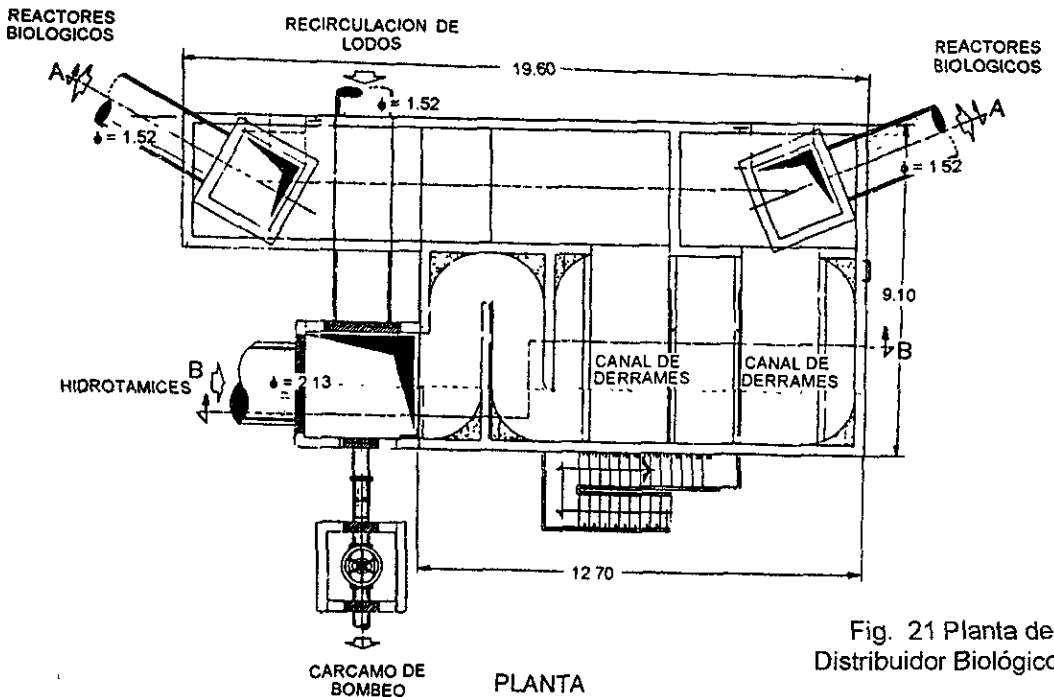
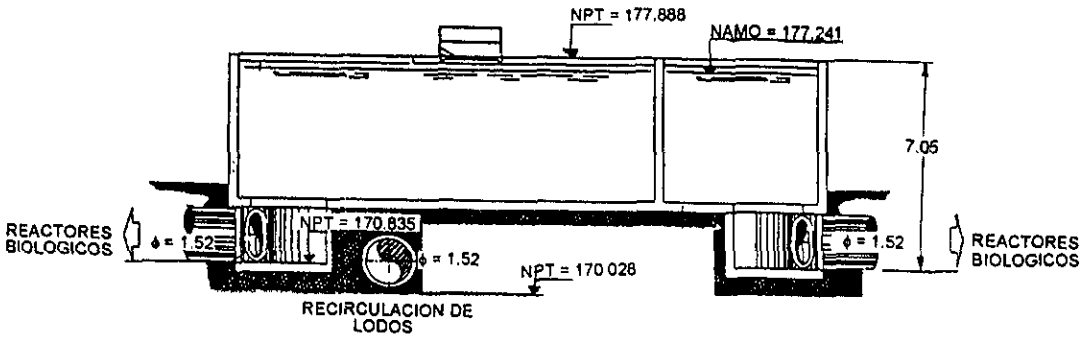
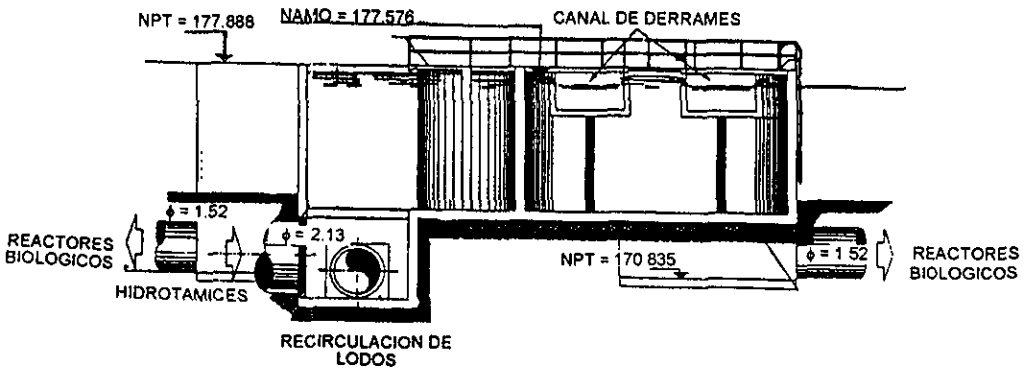


Fig. 21 Planta del Distribuidor Biológico

DISTRIBUIDOR BIOLÓGICO



CORTE A - A



CORTE B - B

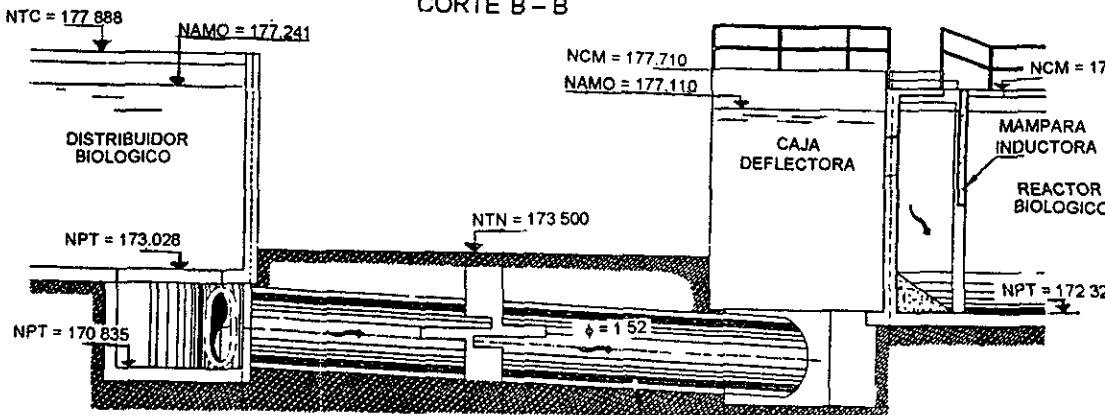


Fig. 21 a Interconexión del Distribuidor Biológico con la Caja Deflectora

## 5.7 REACTOR BIOLÓGICO

La caja deflectora descarga a través de cuatro vertedores a dos reactores biológicos, lo que significa que dos vertedores alimentan un reactor biológico de forma uniforme (fig. 22).

Datos:

Gasto de entrada	2.16 m <sup>3</sup> /s
Gasto por vertedor	0.54 m <sup>3</sup> /s
Longitud del vertedor	1.85 m

De la ecuación de Francis (Ref. 9) se obtiene la carga sobre el vertedor:

$$H = \left( \frac{Q}{1.83 L} \right)^2 = \left( \frac{0.54}{1.83 * 1.85} \right)^2 = 0.29 \text{ m}$$

Cada reactor biológico descarga un gasto de 1.08 m<sup>3</sup>/s, en una caja de salida a través de un vertedor rectangular de 20.0 m de longitud (Ref. 6). La carga sobre el vertedor es:

$$H = \left( \frac{Q}{1.83 L} \right)^2 = \left( \frac{1.08}{1.83 * 20} \right)^2 = 0.095 \text{ m}$$

De manera similar que en los interconectores anteriores se calcularán las pérdidas entre la caja de salida del reactor biológico y el clarificador (fig. 22 a).

Datos

Gasto	Q = 1.08 m <sup>3</sup> /s
Tubería de concreto de 60° (1.524 m)	φ = 1.524 m L = 41.65 m
Tubería de acero de 60° (1.524 m)	φ = 1.524 m L = 4.25 m
Codo de 90°	k = 0.6
Junta espiga	k = 0.5
Coefficiente de Entrada	k = 0.5
Coefficiente de Salida	k = 1.0

De la ecuación de Hazen – Williams (Ref. 9)

$$S = \left( \frac{Q}{0.278 C D^{2.63}} \right)^{1.85} = \left( \frac{1.08}{0.278 * 140 (1.52)^{2.63}} \right)^{1.85} = 0.000172$$



$$h_{r1} = 0.000172 * 41.65 = 0.0071 \text{ m}$$

$$h_{r2} = 0.000172 * 4.25 = 0.00073 \text{ m}$$

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$A_{\text{Tub}} = 0.785 (1.524)^2 = 1.814 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{1.08}{1.814} = 0.595 \text{ m/s}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0.018 \text{ m}$$

$$h_k = (0.6 + 0.5 + 0.5 + 1) * 0.018 = 0.047 \text{ m}$$

$$h_T = h_f + h_k = 0.0071 + 0.0007 + 0.47 = 0.0548 \text{ m}$$

REACTORES BIOLÓGICOS

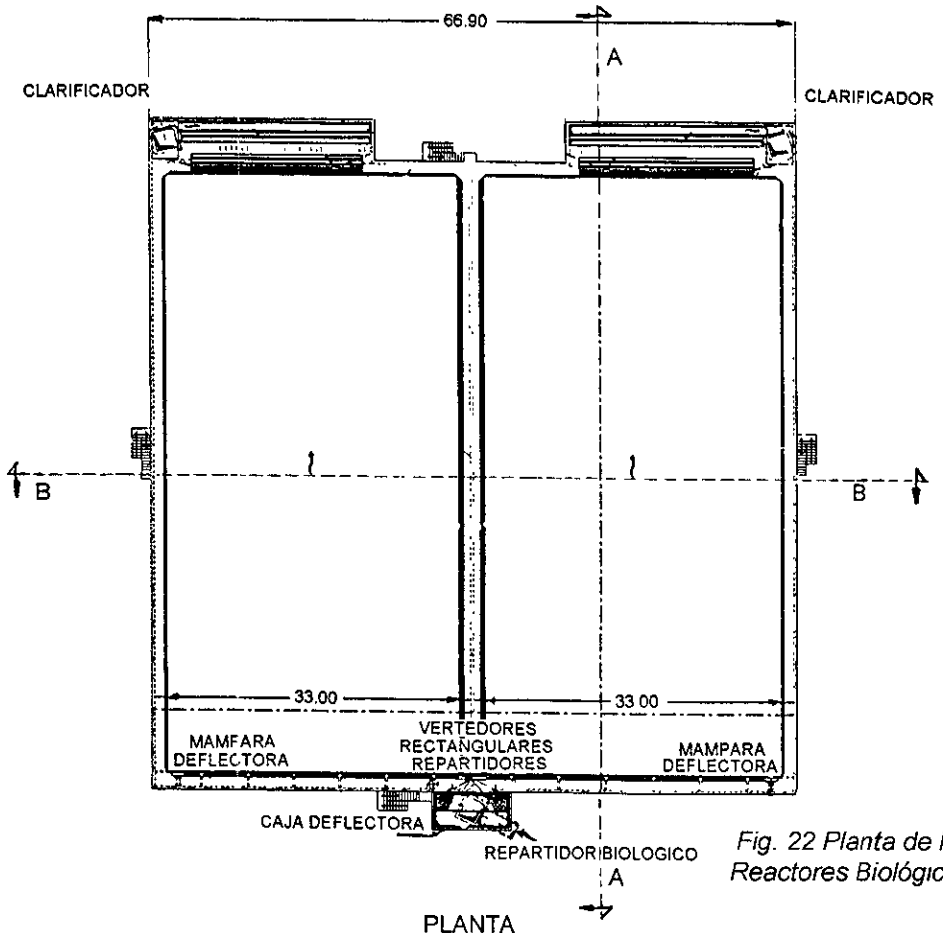
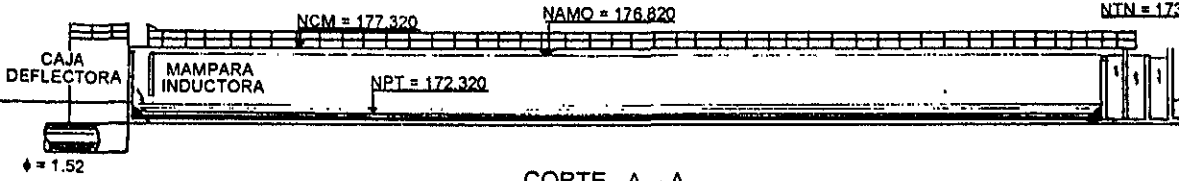
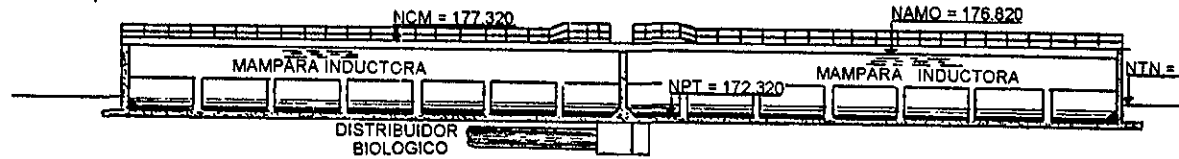


Fig. 22 Planta de los Reactores Biológicos

REACTORES BIOLÓGICOS



CORTE A - A



CORTE B - B

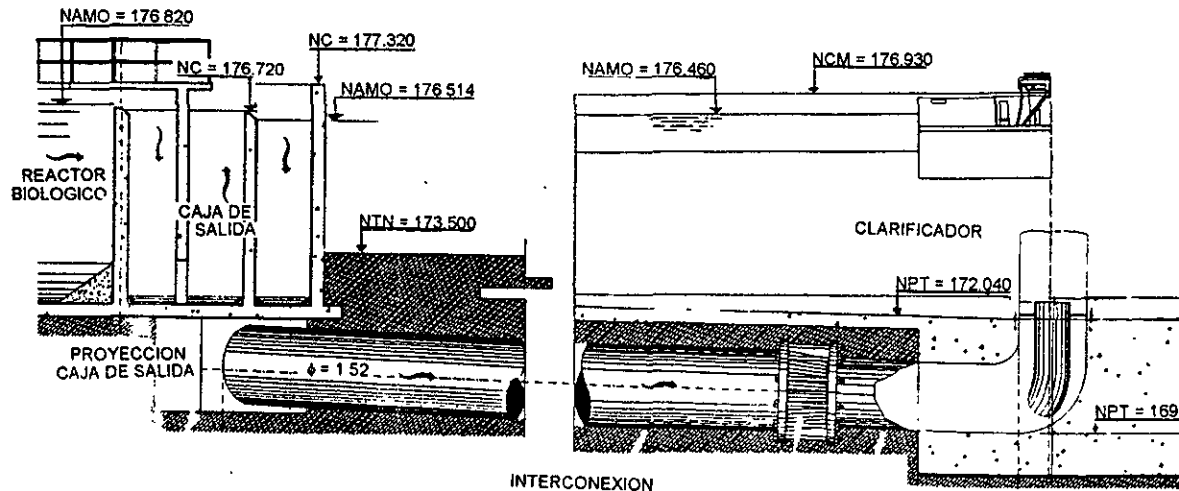


Fig 22 a Interconexión de la Caja de Salida del Reactor Biológico con el Clarificador

## 5.8 CLARIFICADORES

Una vez que el flujo entra a los clarificadores por la torre a través de los portales, el flujo se mueve a una velocidad mínima de 0.3 m/s. El flujo es derramado en su perímetro a través de vertedores triangulares V - Notch y conducido a través de una canaleta colectora a un canal (fig. 23).

La carga sobre los vertedores V - Notch se calcula de la siguiente forma:

Los vertedores V - Notch son vertedores con un ángulo de 90°, y están repartidos de forma uniforme en todo el perímetro de los clarificadores. El número de vertedores considerado es de 532 a lo largo de un perímetro de 141.37 m (Ref. 6).

$$q = \frac{Q}{n} = \frac{1.08}{532} = 0.0020 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{\max} = \left( \frac{Q}{1.380} \right)^{0.4} = \left( \frac{0.0020}{1.380} \right)^{0.4} = 0.073 \text{ m}$$

Las condiciones hidráulicas que se presentan en cada clarificador en su descarga al canal colector son las siguientes:

Datos:

Gasto	Q = 1.08 m <sup>3</sup> /s
Rugosidad	n = 0.012
Pendiente	S = 0.5194
Ancho del canal	b = 1.3 m

De las ecuaciones de Manning (Ref. 9) y de continuidad se tiene:

$$v = \frac{1}{n} * S^{1/2} * R^{2/3}$$

$$v = \frac{Q}{A} \quad A = by \quad R = \frac{A}{P} \quad P = 2y + b$$

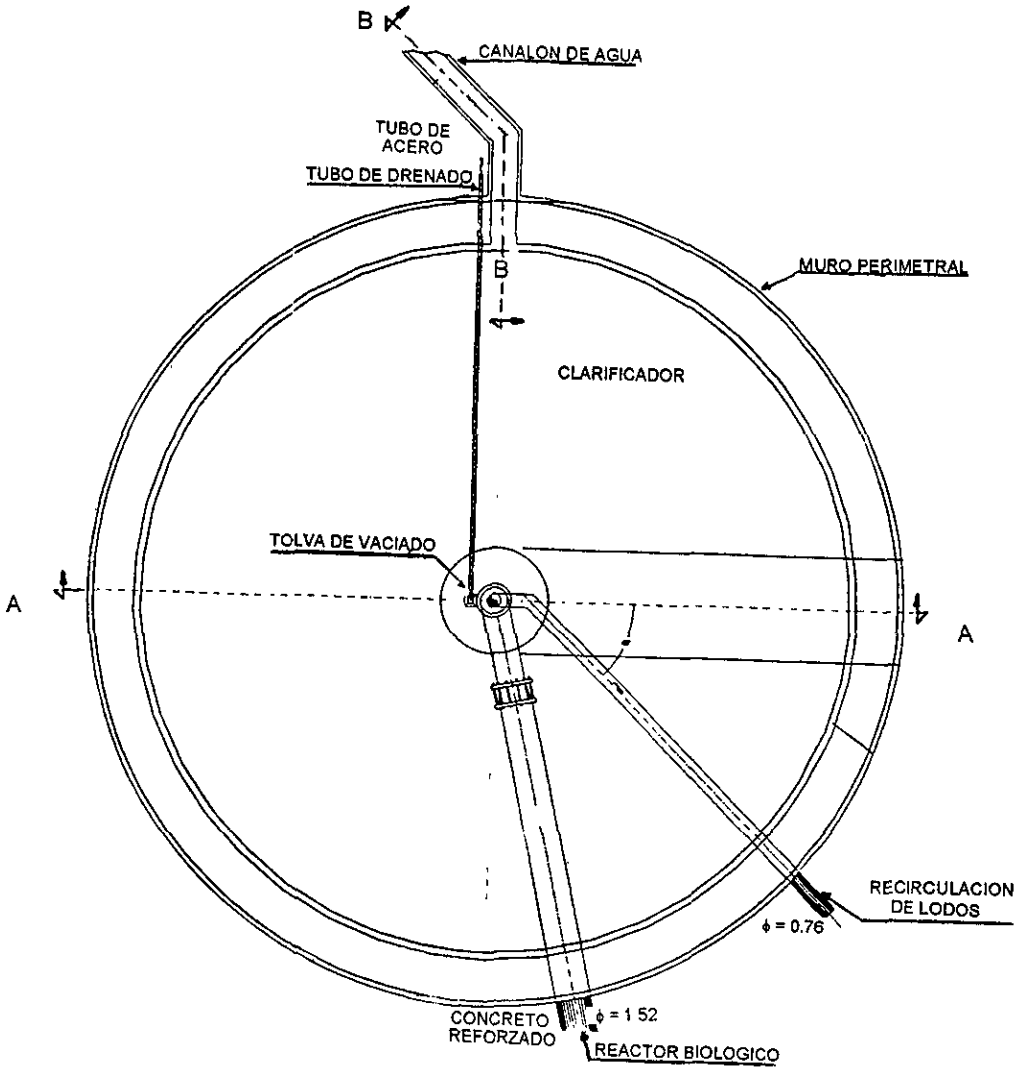
$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = A * R^{2/3}$$

$$0.018 = by \left( \frac{by}{2y + b} \right)^{2/3}$$

$$0.0138 = y \left( \frac{1.3y}{2y + 1.3} \right)^{2/3}$$

Tirante y (m)	0.0138
0.100	0.0195
0.095	0.0180
0.080	0.01374

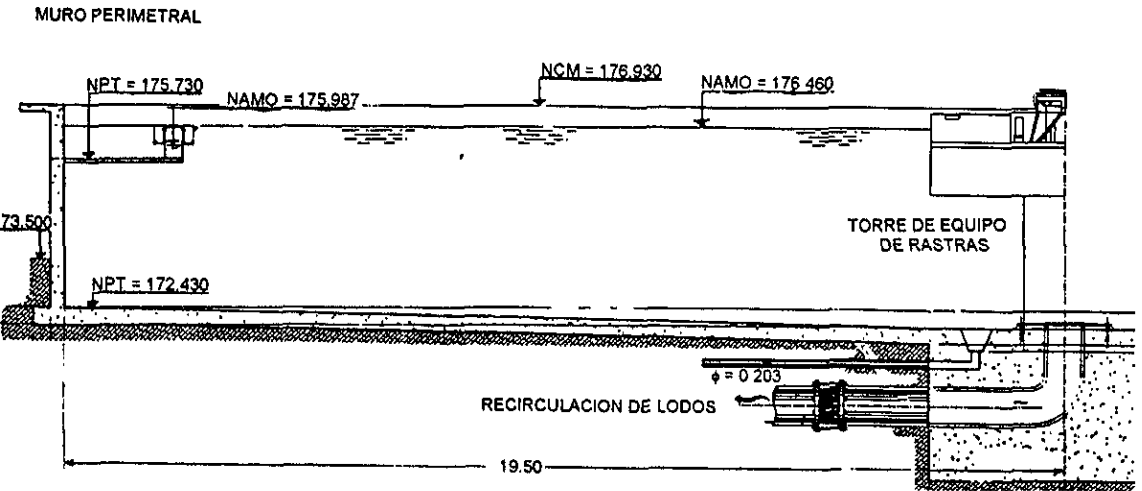
CLARIFICADOR



PLANTA

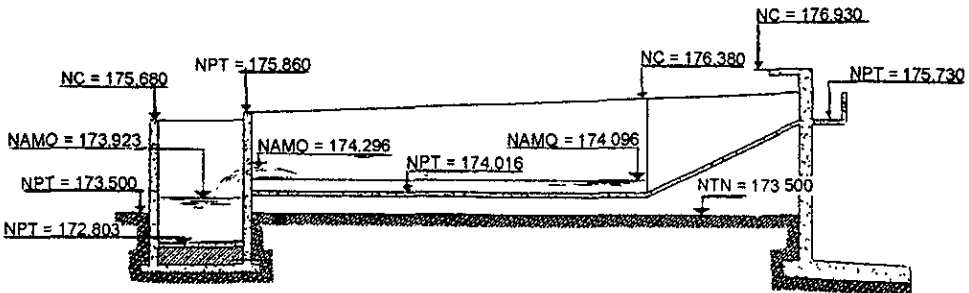
Fig. 23 Planta del Clarificador tipo

CLARIFICADOR



CORTE A - A

TIPO



CORTE B - B

Fig 23 a Perfil de la Descarga del Clarificador al Canal Colector

## 5.9 DESINFECCIÓN

Considerando que se tiene un tirante de 2.50 m, la velocidad de llegada estará dada por  $v = Q/A$ , donde el gasto que llega es  $Q_{\text{máx}} = 3.20 \text{ m}^3/\text{s}$  y considerando que el ancho del canal de llegada es 2.0 m (Ref. 6).

$$v = \frac{3.20}{5.00} = 0.64 \text{ m/s}$$

El canal de desinfección tiene un ancho constante de 1.95 m en su recorrido por el tanque de 780.0 m aproximadamente (fig. 24). La velocidad que se presenta dentro del canal debe ser muy baja para lograr una buena mezcla del cloro, pero no menor a 0.05 m/s para evitar el estancamiento del flujo (Ref. 6).

$$v = \frac{3.20}{4.875} = 0.656 \text{ m/s}$$

Esta velocidad representa un incremento debido al cambio de sección en el canal y es casi despreciable. La velocidad es mayor a la velocidad mínima requerida para lograr una eficiente desinfección durante el tiempo de retención hidráulico considerado.

Debido a la baja velocidad que se presenta en el tanque, las pérdidas que se presentan a lo largo del canal son despreciables. El efluente de la unidad de desinfección sale a un canal de 2.50 m de ancho en el cual se encuentra alojado un medidor Parshall.

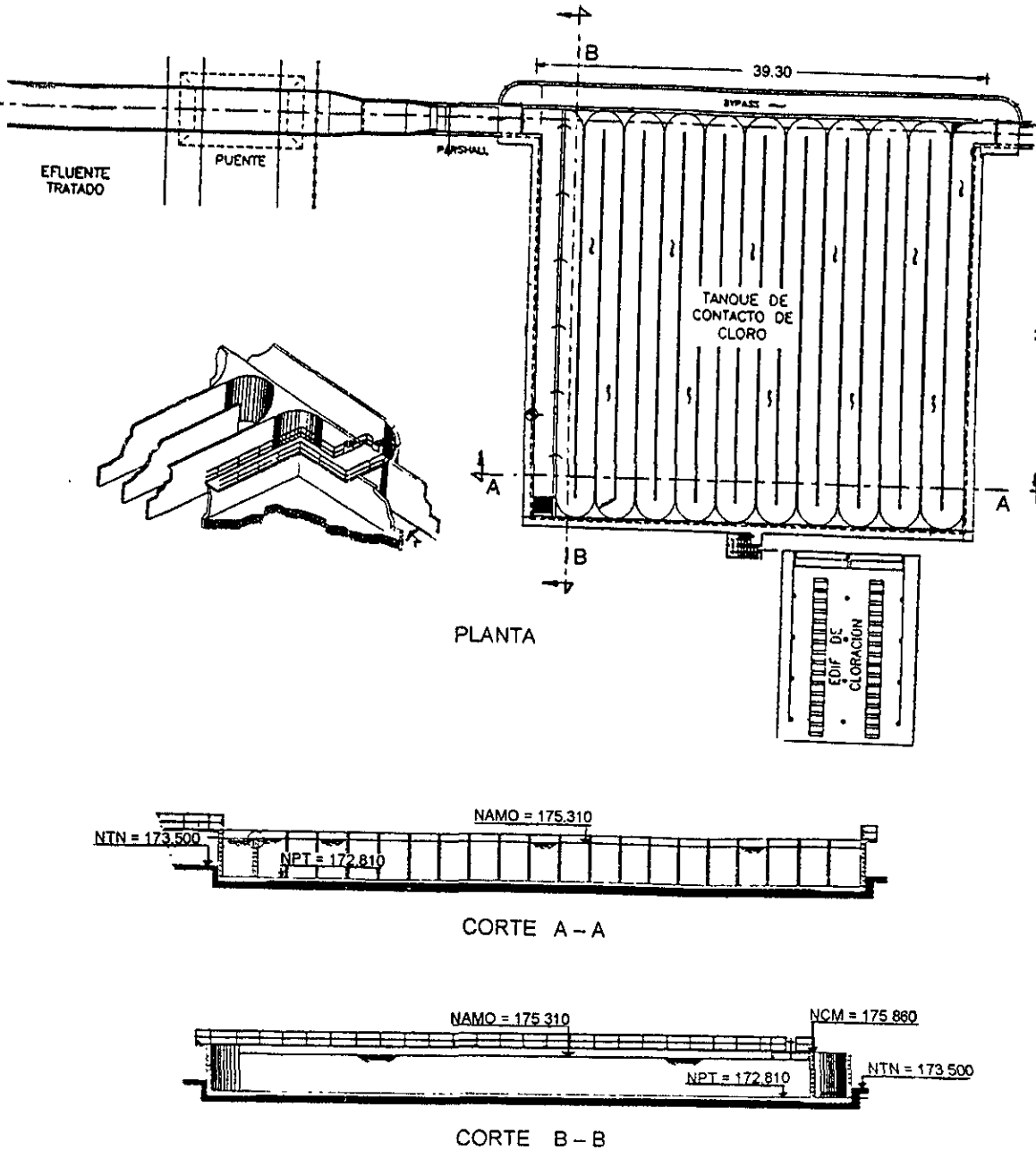


Fig. 24 Planta y cortes del Tanque de Desinfección

### 5.10 MEDIDOR PARSHALL

El medidor que se localiza al final del proceso de tratamiento tiene la función de aforar el gasto de salida y revisar el buen funcionamiento de la planta de tratamiento. Este medidor tiene las mismas características que el medidor Parshall ubicado antes del cárcamo de bombeo y funciona con el mismo rango de gastos de 0.1154 a 3.44 m<sup>3</sup>/s (fig. 25). La geometría y características son las siguientes:

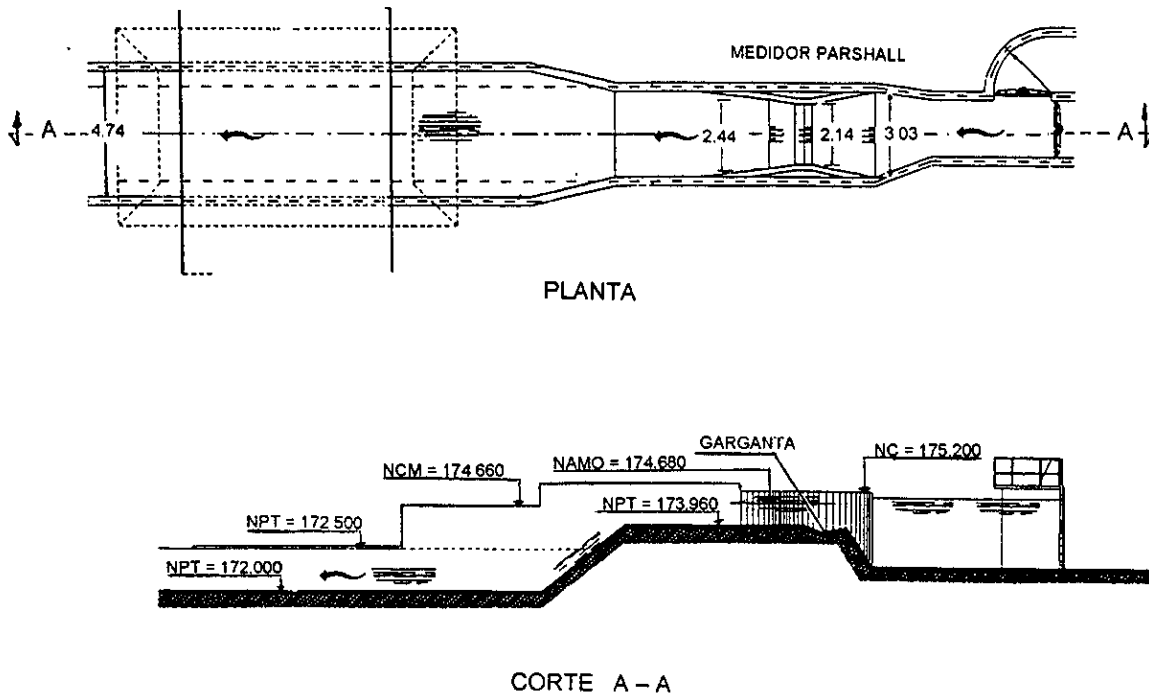


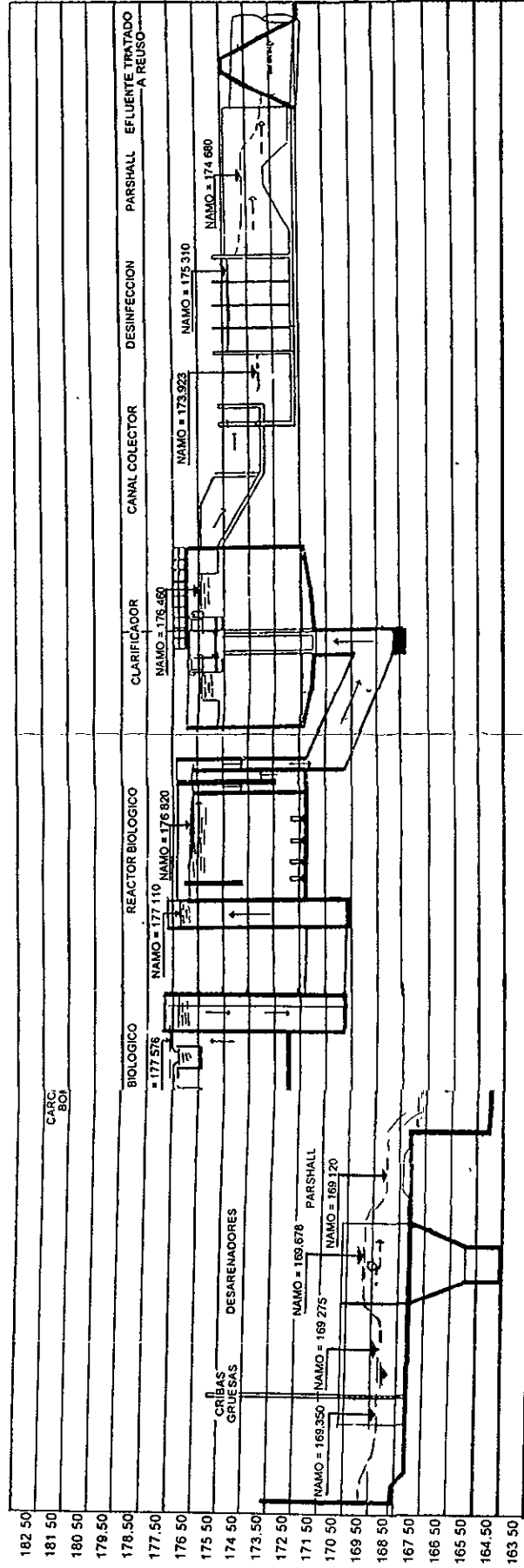
Fig. 25 Planta y corte del Medidor Parshall

### 5.11 EFLUENTE

El agua tratada de ésta planta en particular se utilizará para riego en zonas agrícolas, riego de zonas arboladas de la ciudad y otras actividades dentro de la industria. Dicho efluente es conducido a través de una zanja que abastecerá canales de riego.



ÁULICO GENERAL



## VI. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

## VI. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

La presentación en este trabajo, de la hidráulica aplicada a plantas de tratamiento de aguas residuales, dirigido a profesionistas de diversas formaciones, que incursionan en la ingeniería ambiental e hidráulica, se ha realizado mostrando los criterios, aplicaciones y avances que se tienen a la fecha en el tema.

La estructura del trabajo gira alrededor de los métodos de cálculos hidráulicos. Estos son la herramienta técnica que nos ayuda a definir los niveles o cotas del agua, en cada una de las unidades de proceso dentro de las plantas de tratamiento de aguas residuales, así como su carga hidráulica o energía.

Como introducción al tema central, se presentó un resumen acerca de lo necesario que es una planta de tratamiento de agua residual en la actualidad y lo indispensable que será en un futuro. La finalidad de este resumen es, por un lado, presentar al tratamiento de agua residual como un desarrollo sustentable, la variedad de reusos que se le pueden dar al agua tratada y lo importante de cuidar los cuerpos receptores naturales. Por otro lado, estudiar los criterios y aplicaciones para diseñar este tipo de proyectos y sus limitaciones para el buen funcionamiento del mismo.

De los datos de diseño para el proyecto de la planta de tratamiento de aguas residuales, los de mayor importancia para el diseño hidráulico, son los gastos, principalmente el gasto máximo. Para calcular o medir en la planta de tratamiento de aguas residuales los gastos de diseño; mínimo, medio y máximo, se tienen dos medidores PARSHALL uno al principio y otro al final del proceso, que son los medidores más recomendables de gasto para este tipo de proyectos.

Para obtener las pérdidas de carga adecuadas entre cada una de las unidades del proceso, se deben obtener las cargas de velocidad, las longitudes y piezas especiales. Aquí, se aplican métodos de cálculo para el flujo en tuberías, incluyendo diversos métodos para la solución del mismo problema, como es el caso de la aplicación de las fórmulas de Darcy – Weisbach, Hazen y Williams y Manning. Existirán casos especiales como el uso de múltiples alimentadores, que requieren procedimientos de cálculo iterativos.

Es necesario detallar las estructuras hidráulicas, ya sea de conducción, alimentadoras, distribuidoras, de control o medición y para el control de velocidad. Esto se logra con el uso de medidores Parshall

Los cálculos hidráulicos, dan valores de pérdidas de carga y por lo tanto de cotas, unidad por unidad, para determinar tirantes, bordos libres, pérdidas de carga por longitud, pérdida de carga locales, caídas en canaletas, etc. La representación gráfica de estos cálculos y suposiciones de funcionamiento, darán las cotas en cada unidad de tratamiento.

Una planta de tratamiento es como un traje a la medida para el agua esto significa que se deben considerar los factores más importantes que inciden el diseño hidráulico, estos son; la topografía, las cotas de llegada de agua residual y la descarga del agua tratada, la ubicación de la estación de bombeo del agua residual, las pérdidas de carga esperadas en la misma, los bombeos de transferencia requeridos y otros factores que nos llevan a la determinación de punto de arranque de los cálculos hidráulicos.

La cota de arranque para iniciar los cálculos hidráulicos puede ser la cota de descarga del agua tratada, la cota de llegada de agua residual, el nivel del agua en alguna unidad de proceso (generalmente definida por el desplante en el terreno de la propia unidad).

El diseño funcional esta muy ligado al diseño hidráulico, se deben considerar profundidades de los tanques, tipo de alimentación a reactores y sedimentadores, cajas de distribución modular, velocidades mínima y máxima recomendada para el manejo de la unidad, etc.

Se requiere conocer el funcionamiento de las unidades de proceso o bien tener una amplia comunicación con el especialista en el diseño funcional de la planta y entre ambos proponer las soluciones hidráulicas.

La interpretación de los resultados arrojados por los cálculos, no se entenderían sino se hiciera una representación gráfica de los mismos. Al hacer los cálculos, se debe hacer en forma paralela, el dibujo de cada unidad de proceso y el detalle de las estructuras hidráulicas diseñadas. El resumen de la representación gráfica de todas las unidades de proceso, es lo que integra el perfil hidráulico de la planta de tratamiento de aguas residuales.

Tanto el tren de agua como el tren de lodos, tienen su propio perfil, ligados por alguna unidad del proceso, generalmente el sedimentador primario y en algunos casos el bombeo de recirculación de lodos. En el caso de la planta de tratamiento de aguas residuales en análisis, se presenta en el sedimentador secundario o clarificador, donde se presenta la recirculación de lodos.

Es de sentido común, observar en los perfiles hidráulicos, la caída del nivel de agua de una unidad de proceso a otra posterior, la experiencia da idea y los cálculos hidráulicos proporcionan la magnitud de ese cambio de nivel, unidad por unidad

Con la bibliografía recomendada y consultada, se podrá profundizar en el conocimiento teórico y práctico de la hidráulica para las plantas de tratamiento de aguas residuales y se podrán resolver problemas con variantes, o más complejos que en el proceso analizado en este trabajo.

Con los resultados del trabajo es posible definir detalladamente el perfil hidráulico de la planta de tratamiento en el tren de agua; que en ocasiones los proyectistas que realizan estos cálculos evitan, que en algunos casos pueden ser muy simples, y que, por otro lado pueden ser de graves consecuencias para los alrededores del lugar donde se construyo la Planta.

Para evitar diseños hidráulicos deficientes es indispensable analizar de forma detallada el proceso unidad por unidad, evitando así, construcciones costosas que no cumplan con el objetivo para el cual se construyeron. Los cálculos además de sencillos ahorran costosas rehabilitaciones e incluso al abandono de las instalaciones de la planta y sus alrededores.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

**REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

1. **KEATING, MICHAEL.** Programa para el Cambio. Agenda XXI. Publicación del Centro para Nuestro Futuro Común. México, 1993
  2. **DEPARTAMENTO DE SANIDAD DEL ESTADO DE NUEVA YORK.** Manual de Tratamiento de Aguas Negras. Limusa. México, 1986.
  3. **MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO.** Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos. Libro II 3.2.2. Comisión Nacional del Agua. México, 1994.
  4. **SECRETARIA DE PROGRAMACIÓN Y PRESUPUESTO.** Censo General de Población y Vivienda de la Cd. de Hermosillo Sonora. Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. México, 1997.
  5. **METCALF – EDDY.** Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Labor. España, 1985.
  6. **TECNOLOGÍA E INGENIERÍA AVANZADA, S.A. DE C.V. – SIGLO AMBIENTAL COYOACÁN, S.A. DE C.V.** Planta para Tratamiento de Aguas Residuales Municipales Hermosillo, Son. México. Junio, 1997
  7. **LARA GONZALEZ, JORGE LUIS.** Alcantarillado. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F. 1991.
  8. **METCALF – EDDY.** Ingeniería Sanitaria. Tratamiento y Depuración de las Aguas Residuales. Labor. España, 1981.
  9. **SOTELO AVILA, GILBERTO.** Hidráulica General. Vol. 1 Fundamentos. Limusa Noriega. México, 1990.
-

10. **RAMALHO, RUBENS SETTE.** Tratamiento de Aguas Residuales. Reverte. México, 1991.
  11. **WINKLER, MICHAEL A.** Tratamiento Biológico de Aguas de Desecho. Limusa Noriega. México, 1994.
  12. **METCALF – EDDY.** Ingeniería Sanitaria. Redes de Alcantarillado y Bombeo de Aguas Residuales. Labor. España, 1985.
  13. **SOTELO AVILA, GILBERTO.** Apuntes de Hidráulica II. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F. 1993.
  14. **CESAR VALDEZ, ENRIQUE.** Abastecimiento de Agua Potable. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F. 1994.
  15. **MATAIX CLAUDIO.** Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas. Harper & Row Publishers Inc., Harla, S. A. México D. F., 1972.
  16. **RASE, HOWARD Y BARROW.** Ingeniería de Proyectos para Plantas de Proceso. Compañía Editorial Continental, S. A. México, 1979.
  17. **BACA U., GABRIEL.** Evaluación de Proyectos. Mc. Graw Hill. Inc. 2ª Edición. México, 1990.
  18. **MERRIT, FREDERICK S.** Manual del Ingeniero Civil. Mc. Graw Hill / Interamericana de México, S. A. México, D.F., 1995
  19. **BENEFIELD LARRY D., JUDKINS JOSEPH F., PARR A. DAVIS.** Treatment Plant Hydraulics for Environmental Engineers. Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, 1984.
-





**Acaros.** Zool, orden de la clase arácnidos, compuesto de seres de pequeñas dimensiones con el abdomen y el cefalotórax más o menos fusionados; respiración traqueal; ovíparos, algunas especies ovovivíparas; tamaño de 0.1 a 30 mm; familias principales: arácnidos, errofididos, demodácidos, sarcóptidos, ixodidos, argazidos y gamasidos trombididos, halacáridos, hidrácnidos; infestan el queso, la harina y las plantas, y algunas viven parásitos en los animales.

**Adsorción.** La adherencia de sólidos disueltos, coloidales o finamente divididos, a la superficie de cuerpos sólidos, con los cuales han sido puestos en contacto.

**Aeración.** Poner en íntimo contacto con el aire un líquido, por medio de uno de los métodos siguientes: Dispersando el líquido en el aire o agitándolo para promover la absorción superficial de aire.

**Aglomeración.** Es la unión de fragmentos de una o varias sustancias con un aglomerante.

**Agua potable.** Agua exenta de contaminación objetable, minerales e inocua, y que se considera satisfactoria para el consumo humano.

**Algas.** Vegetales rudimentarios, de una o varias células, usualmente acuáticos y capaces de elaborar sus propios alimentos por fotosíntesis.

**Arena.** La materia pesada que arrastra el agua o las aguas residuales, como por ejemplo, grava, ceniza, etc.

**Bacterias.** Vegetales rudimentarios, generalmente no pigmentados, los cuales se reproducen por división en uno, dos o tres planos. Se encuentran como células aisladas, en grupos, en cadenas o en filamentos y no requieren luz para su proceso vital. Pueden desarrollarse en medios de cultivo especiales fuera de su hábitat natural

Aerobias. Bacterias que requieren oxígeno libre (elemental) para su desarrollo.

Anaerobias. Bacterias que se desarrollan en ausencia de oxígeno libre y que extraen oxígeno, de las sustancias complejas, al descomponerlas.

**Balance de Materia.** La metodología fundamentalmente utilizada para describir los cambios que tienen lugar cuando se produce una reacción en un contenedor (reactor), o en alguna porción definida de una masa de líquido, es el análisis del balance de masas. Puesto que la masa ni se crea ni se destruye, el balance de masas proporciona una vía adecuada para definir lo que ocurre en las instalaciones de tratamiento en función del tiempo.

**Bordo Libre.** La distancia vertical entre el máximo nivel de la superficie del líquido, en un conducto, depósito, tanque, canal, etc., y los extremos de los bordos en un conjunto abierto, el coronamiento de una presa, embalse o dique, etc., que sirve para que las olas y otros movimientos del líquido no rebasen los límites de la construcción.

**Carga.** Energía por unidad de peso de un líquido, en un punto especificado. Se expresa en pies, o en metros.

**Dinámica.** La carga que proporciona o vence una bomba.

**Estática.** La distancia vertical entre el nivel libre de una fuente de abastecimiento y el punto de descarga libre o el nivel de la superficie libre.

**Orgánica.** Esta relacionada con el desarrollo de las condiciones anaerobias. Para lograr la demanda de oxígeno creada por la descomposición de la materia orgánica y del material nitrogenado.

**Coagulación.** La aglomeración de materia suspendida, coloidal o finamente dividida, por la adición al líquido de un coagulante líquido apropiado, por un proceso biológico o por otros medios.

**Coloides.** Sólidos finamente divididos, que no se sedimentan, pero que pueden ser separados por coagulación o por acción bioquímica.

**Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO).** La cantidad de oxígeno utilizado en la oxidación bioquímica de la materia orgánica, en un tiempo y a una temperatura especificadas. No guarda relación con los requerimientos de oxígeno para la combustión química, dependiendo enteramente de la disponibilidad de materia utilizable como alimento biológico y de la cantidad de oxígeno utilizado por los microorganismos durante la oxidación.

**Demanda Bioquímica de Oxígeno, *standard* (DBO<sub>5</sub>).** Es la Demanda bioquímica de oxígeno determinada por el procedimiento normal de laboratorio, en 5 días y a 20°C y usualmente expresada en partes por millón, de oxígeno.

**Demanda Química de Oxígeno (DQO).** El ensayo de la DQO se emplea para medir el contenido de materia orgánica tanto de las aguas naturales como de las residuales, El equivalente de oxígeno de la materia orgánica que puede oxidarse se mide utilizando un agente químico fuertemente oxidante en medio ácido. Se utiliza igualmente para medir la materia orgánica en aguas residuales industriales y municipales que contengan compuestos tóxicos para la vida biológica. La DQO de un agua residual es, por lo general, mayor que la DBO porque es mayor el número de compuestos que pueden oxidarse por vía química que biológica. En muchos tipos de aguas residuales es posible correlacionar la DQO con la DBO. Ello puede resultar muy útil porque la DQO puede determinarse en 3 horas comparado con los 5 días que supone la DBO. Una vez que la correlación ha sido establecida, pueden utilizarse las medidas de DQO para el funcionamiento y control de la planta de tratamiento.

**Filtros Banda.** Es un sistema en donde se utilizan bandas continuas montadas horizontalmente sobre las cuales se descarga y deshidrata el lodo. Las ventajas de estos filtros son: altas concentraciones de sólidos en la torta, obtención de un líquido filtrado muy clarificado, elevadas capturas de sólidos y bajo consumo de productos químicos.

**Flóculo.** Pequeña masa gelatinosa formada de un líquido por la adición de coagulantes o por medio de procesos bioquímicos o por aglomeración.

**Número más probable (NMP).** En el ensayo del contenido bacteriano por el método de dilución, el número de organismos que, de acuerdo con la teoría estadística, sería entre los otros números posibles el más probable que se obtenga como resultado del examen; o el que se obtendría con la mayor frecuencia como resultado del examen. Se expresa en cantidad de organismos por 100 ml.

**Larvas.** Gusanos que nacen del huevo en los insectos que sufren metamorfosis.

**Licor mezclado.** Es una mezcla de lodos activados y aguas residuales, en el tanque de aeración, durante el tratamiento de los lodos activados.

**Nitrificación.** Es el proceso biológico de dos etapas por el cual el amoníaco se transforma primero en nitrito y luego en nitrato.

**Oxígeno Disuelto (OD).** Elemento químico. La cantidad de OD en las aguas residuales, el agua o cualquier otro líquido y regularmente se expresa en partes por millón o como porcentaje de saturación.

**Partes por millón.** La concentración de un determinado componente disuelto en las aguas negras, expresada en miligramos por litro. Una relación expresada en libras por millón de libras, gramos por millón de gramos, etc.

**pH.** Es el logaritmo de la recíproca de la concentración de los iones de hidrógeno. No es lo mismo que la alcalinidad, ni puede ser calculado de ella.

**Proceso de lodos activados.** Es una serie de operaciones en el cual una mezcla de aguas residuales y lodos activados es agitada y airada. Después se separan los lodos activados de las aguas residuales (licor mezclado) por sedimentación y se desechan o reintegran al proceso, según convenga. Las aguas tratadas se derraman por el vertedero de los tanques de sedimentación, en los que tiene lugar la separación de los lodos.

**Protozoarios.** Son protistas móviles microscópicos, y por lo general, unicelulares. La mayoría de los protozoarios son heterótrofos aerobios, aunque algunos pocos son anaerobios. Los protozoarios son generalmente de un orden de magnitud mayor que las bacterias y suelen consumir bacterias como fuente de energía. En efecto, los protozoarios actúan como purificadores de los efluentes de procesos biológicos de tratamientos de aguas residuales al consumir bacterias y partículas orgánicas.

**Recirculación.** (1) La refiltración de todo o una parte del efluente en los filtros goteadores de alto gasto, objeto de mantener un gasto uniforme a través del filtro. (2) El retorno del efluente a la entrada del flujo, para rebajar su fuerza.

**Sifón.** Es un conducto cerrado en forma de U, el cual pasa bajo de la línea de nivel hidráulico. Así se origina una presión inferior a la atmosférica generando un vacío en esa porción.

**Sólidos Disueltos Totales (SDT).** Es el material en estado sólido que está en solución contenida en el agua.

**Sólidos Suspendidos Fecales (SSF).** Es el material fecal en estado sólido que se encuentra suspendido y que se deposita al filtrar cierta cantidad de agua, aguas residuales, u otro líquido a través de una capa de asbesto en un crisol de Gooch.

**Sólidos Suspendidos Totales (SST).** Es el material en estado sólido contenido en el agua que encuentra suspendido y que se deposita al filtrar cierta cantidad de agua, aguas residuales, u otro líquido a través de una capa de asbesto en un crisol de Gooch.

**Sólidos Suspendidos Volátiles (SSV).** Es la parte de los sólidos que hay en el agua, las aguas negras, u otro líquido que se pierde por calcinación.

**Sólidos Totales (ST).** Son los sólidos contenidos en el agua, las aguas residuales u otros líquidos; se incluyen los sólidos suspendidos (en su mayoría eliminables por el papel de filtro) así como los filtrables (o sea aquellos que pasan a través del papel filtro).

**Tiempo de Retención Celular.** Es el intervalo de tiempo requerido para desalojar el contenido de un tanque o una unidad, a una velocidad o régimen de descarga determinado.

## ANEXO A

Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)

W		A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1.5'	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Valores del exponente n y del coeficiente k

W		Coeficientes	
in, ft	m	n	k
3"	0.076	1.547	0.176
6"	0.152	1.580	0.381
9"	0.229	1.530	0.535
1'	0.305	1.522	0.690
1.5'	0.457	1.538	1.054
2'	0.610	1.550	1.426
3'	0.915	1.566	2.182
4'	1.220	1.578	2.935
5'	1.525	1.587	3.728
6'	1.830	1.595	4.515
7'	2.135	1.601	5.306
8'	2.440	1.606	6.101

## ANEXO B

### Solución del múltiple alimentador

Datos      Gasto total                    1.58    m<sup>3</sup>/s  
                  Diámetro del múltiple        0.91    m (36")  
                  Diámetro del lateral            0.61    m (24")

A<sub>Lateral</sub> = 0.292    m<sup>2</sup>                    A<sub>múltiple</sub> = 0.650    m<sup>2</sup>

Iteración	Lateral	q <sub>l</sub> m <sup>3</sup> /s	V <sub>L1</sub> m/s	Q <sub>m</sub> m <sup>3</sup> /s	V <sub>m1</sub> m/s	R <sub>l</sub>	β <sub>l</sub>	α <sub>l</sub>	V <sub>L1</sub> m/s
1	1	0.316	1.082	1.5800	2.431	5.048	10.130	0.314	0.702
	2	0.316	1.082	1.2640	1.944	3.231	7.095	0.375	0.838
	3	0.316	1.082	0.9480	1.458	1.817	4.735	0.460	1.026
	4	0.316	1.082	0.6320	0.972	0.808	3.049	0.573	1.279
	5	0.316	1.082	0.3160	0.486	0.202	2.037	0.701	1.564
Suma								2.423	
2	1	0.205	0.702	1.5800	2.431	12.003	21.745	0.214	0.543
	2	0.245	0.838	1.3751	2.115	6.368	12.334	0.285	0.721
	3	0.300	1.026	1.1302	1.739	2.871	6.494	0.392	0.993
	4	0.374	1.279	0.8305	1.278	0.998	3.367	0.545	1.379
	5	0.457	1.564	0.4570	0.703	0.202	2.037	0.701	1.773
Suma								2.137	
3	1	0.159	0.543	1.5800	2.431	20.054	35.191	0.169	0.453
	2	0.211	0.721	1.4215	2.187	9.207	17.076	0.242	0.651
	3	0.290	0.993	1.2110	1.863	3.518	7.575	0.363	0.977
	4	0.403	1.379	0.9209	1.417	1.055	3.461	0.537	1.445
	5	0.518	1.773	0.5180	0.797	0.202	2.037	0.701	1.884
Suma								2.012	
4	1	0.132	0.453	1.5800	2.431	28.764	49.735	0.142	0.395
	2	0.190	0.651	1.4476	2.227	11.716	21.266	0.217	0.604
	3	0.285	0.977	1.2576	1.935	3.923	8.251	0.348	0.969
	4	0.422	1.445	0.9723	1.496	1.071	3.489	0.535	1.491
	5	0.550	1.884	0.5502	0.846	0.202	2.037	0.701	1.951
Suma								1.943	
5	1	0.115	0.395	1.5800	2.431	37.902	64.996	0.124	0.353
	2	0.176	0.604	1.4647	2.253	13.927	24.958	0.200	0.570
	3	0.283	0.969	1.2883	1.982	4.180	8.681	0.339	0.967
	4	0.435	1.491	1.0052	1.546	1.076	3.497	0.535	1.523
	5	0.570	1.951	0.5698	0.877	0.202	2.037	0.701	1.996
Suma								1.899	
6	1	0.103	0.353	1.5800	2.431	47.323	80.729	0.111	0.322
	2	0.167	0.570	1.4768	2.272	15.875	28.211	0.188	0.545
	3	0.282	0.967	1.3102	2.016	4.347	8.959	0.334	0.967
	4	0.445	1.523	1.0279	1.581	1.078	3.500	0.535	1.547
	5	0.583	1.996	0.5829	0.897	0.202	2.037	0.701	2.028
Suma								1.869	
7	1	0.094	0.322	1.5800	2.431	56.928	96.770	0.102	0.298
	2	0.159	0.545	1.4859	2.286	17.595	31.084	0.179	0.525
	3	0.282	0.967	1.3267	2.041	4.455	9.139	0.331	0.969
	4	0.452	1.547	1.0443	1.606	1.078	3.500	0.534	1.565
	5	0.592	2.028	0.5923	0.911	0.202	2.037	0.701	2.052
Suma								1.847	





Iteración	Lateral	$q_t$ m <sup>3</sup> /s	$V_{lt}$ m/s	$Q_m$ m <sup>3</sup> /s	$V_{mt}$ m/s	$R_t$	$\beta_t$	$\alpha_t$	$V_{lt}$ m/s
16	1	0.059	0.202	1.5800	2.431	144.560	243.115	0.064	0.196
	2	0.133	0.454	1.5210	2.340	26.595	46.114	0.147	0.450
	3	0.289	0.990	1.3884	2.136	4.651	9.467	0.325	0.992
	4	0.476	1.628	1.0991	1.691	1.078	3.501	0.534	1.632
	5	0.623	2.135	0.6235	0.959	0.202	2.037	0.701	2.139
Suma							1.772		
17	1	0.057	0.196	1.5800	2.431	154.045	258.955	0.062	0.190
	2	0.131	0.450	1.5228	2.343	27.142	47.027	0.146	0.446
	3	0.290	0.992	1.3915	2.141	4.652	9.470	0.325	0.994
	4	0.477	1.632	1.1016	1.695	1.078	3.501	0.534	1.635
	5	0.625	2.139	0.6249	0.961	0.202	2.037	0.701	2.143
Suma							1.768		
18	1	0.056	0.190	1.5800	2.431	163.440	274.644	0.060	0.185
	2	0.130	0.446	1.5245	2.345	27.631	47.844	0.145	0.443
	3	0.290	0.994	1.3942	2.145	4.653	9.471	0.325	0.996
	4	0.478	1.635	1.1037	1.698	1.078	3.501	0.534	1.638
	5	0.626	2.143	0.6261	0.963	0.202	2.037	0.701	2.147
Suma							1.765		
19	1	0.054	0.185	1.5800	2.431	172.739	290.173	0.059	0.180
	2	0.129	0.443	1.5260	2.347	28.069	48.576	0.143	0.440
	3	0.291	0.996	1.3966	2.148	4.654	9.472	0.325	0.997
	4	0.478	1.638	1.1057	1.701	1.078	3.501	0.534	1.641
	5	0.627	2.147	0.6272	0.965	0.202	2.037	0.701	2.151
Suma							1.762		
20	1	0.053	0.180	1.5800	2.431	181.938	305.536	0.057	0.176
	2	0.129	0.440	1.5274	2.350	28.461	49.230	0.143	0.438
	3	0.291	0.997	1.3987	2.152	4.654	9.473	0.325	0.999
	4	0.479	1.641	1.1074	1.704	1.078	3.501	0.534	1.643
	5	0.628	2.151	0.6282	0.966	0.202	2.037	0.701	2.154
Suma							1.760		
21	1	0.051	0.176	1.5800	2.431	191.035	320.729	0.056	0.172
	2	0.128	0.438	1.5286	2.352	28.812	49.816	0.142	0.436
	3	0.292	0.999	1.4007	2.155	4.655	9.473	0.325	1.000
	4	0.480	1.643	1.1089	1.706	1.078	3.501	0.534	1.645
	5	0.629	2.154	0.6291	0.968	0.202	2.037	0.701	2.156
Suma							1.758		
22	1	0.050	0.172	1.5800	2.431	200.029	335.748	0.055	0.168
	2	0.127	0.436	1.5298	2.353	29.126	50.341	0.141	0.434
	3	0.292	1.000	1.4024	2.157	4.655	9.474	0.325	1.001
	4	0.480	1.645	1.1103	1.708	1.078	3.501	0.534	1.647
	5	0.630	2.156	0.6299	0.969	0.202	2.037	0.701	2.159
Suma							1.756		
23	1	0.049	0.168	1.5800	2.431	208.918	350.592	0.053	0.165
	2	0.127	0.434	1.5309	2.355	29.407	50.810	0.140	0.433
	3	0.292	1.001	1.4040	2.160	4.655	9.474	0.325	1.002
	4	0.481	1.647	1.1116	1.710	1.078	3.501	0.534	1.649
	5	0.631	2.159	0.6306	0.970	0.202	2.037	0.701	2.161
Suma							1.754		

Iteración	Lateral	$q_i$ m <sup>3</sup> /s	$V_{Li}$ m/s	$Q_m$ m <sup>3</sup> /s	$V_{mi}$ m/s	$R_i$	$\beta_i$	$\alpha_i$	$V_{Li}$ m/s
24	1	0.048	0.165	1.5800	2.431	217.702	365.262	0.052	0.162
	2	0.126	0.433	1.5319	2.357	29.658	51.229	0.140	0.431
	3	0.293	1.002	1.4055	2.162	4.655	9.474	0.325	1.003
	4	0.482	1.649	1.1128	1.712	1.078	3.501	0.534	1.650
	Suma	0.631	2.161	0.6312	0.971	0.202	2.037	0.701	2.163
								1.752	
25	1	0.047	0.162	1.5800	2.431	226.381	379.757	0.051	0.159
	2	0.126	0.431	1.5328	2.358	29.882	51.604	0.139	0.430
	3	0.293	1.003	1.4068	2.164	4.655	9.474	0.325	1.004
	4	0.482	1.650	1.1138	1.713	1.078	3.501	0.534	1.652
	Suma	0.632	2.163	0.6318	0.972	0.202	2.037	0.701	2.165
								1.751	
26	1	0.046	0.159	1.5800	2.431	234.957	394.079	0.050	0.156
	2	0.126	0.430	1.5337	2.359	30.083	51.939	0.139	0.429
	3	0.293	1.004	1.4080	2.166	4.655	9.474	0.325	1.005
	4	0.482	1.652	1.1148	1.715	1.078	3.501	0.534	1.653
	Suma	0.632	2.165	0.6324	0.973	0.202	2.037	0.701	2.167
								1.749	
27	1	0.046	0.156	1.5800	2.431	243.431	408.229	0.049	0.153
	2	0.125	0.429	1.5345	2.361	30.262	52.238	0.138	0.428
	3	0.293	1.005	1.4092	2.168	4.655	9.474	0.325	1.005
	4	0.483	1.653	1.1157	1.716	1.078	3.501	0.534	1.654
	Suma	0.633	2.167	0.6329	0.974	0.202	2.037	0.701	2.168
								1.748	
28	1	0.045	0.153	1.5800	2.431	251.803	422.212	0.049	0.151
	2	0.125	0.428	1.5353	2.362	30.422	52.505	0.138	0.427
	3	0.294	1.005	1.4102	2.169	4.655	9.474	0.325	1.006
	4	0.483	1.654	1.1165	1.718	1.078	3.501	0.534	1.655
	Suma	0.633	2.168	0.6333	0.974	0.202	2.037	0.701	2.170
								1.747	
29	1	0.044	0.151	1.5800	2.431	260.076	436.028	0.048	0.148
	2	0.125	0.427	1.5360	2.363	30.565	52.744	0.138	0.427
	3	0.294	1.006	1.4111	2.171	4.655	9.474	0.325	1.007
	4	0.483	1.655	1.1173	1.719	1.078	3.501	0.534	1.656
	Suma	0.634	2.170	0.6338	0.975	0.202	2.037	0.701	2.171
								1.746	
30	1	0.043	0.148	1.5800	2.431	268.252	449.680	0.047	0.146
	2	0.125	0.427	1.5367	2.364	30.693	52.957	0.137	0.426
	3	0.294	1.007	1.4120	2.172	4.655	9.474	0.325	1.007
	4	0.484	1.656	1.1179	1.720	1.078	3.501	0.534	1.657
	Suma	0.634	2.171	0.6342	0.976	0.202	2.037	0.701	2.172
								1.745	
31	1	0.043	0.146	1.5800	2.431	276.331	463.173	0.046	0.144
	2	0.124	0.426	1.5373	2.365	30.807	53.148	0.137	0.426
	3	0.294	1.007	1.4128	2.173	4.655	9.474	0.325	1.008
	4	0.484	1.657	1.1186	1.721	1.078	3.501	0.534	1.658
	Suma	0.635	2.172	0.6345	0.976	0.202	2.037	0.701	2.174
								1.744	

Iteración	Lateral	$q_t$ m <sup>3</sup> /s	$V_{L,t}$ m/s	$Q_m$ m <sup>3</sup> /s	$V_{m,t}$ m/s	$R_t$	$\beta_t$	$\alpha_t$	$V_{L,t}$ m/s
32	1	0.042	0.144	1.5800	2.431	284.316	476.508	0.046	0.142
	2	0.124	0.426	1.5379	2.366	30.909	53.318	0.137	0.425
	3	0.294	1.008	1.4136	2.175	4.655	9.474	0.325	1.008
	4	0.484	1.658	1.1192	1.722	1.078	3.501	0.534	1.659
	5	0.635	2.174	0.6349	0.977	0.202	2.037	0.701	2.175
Suma								1.743	
33	1	0.042	0.142	1.5800	2.431	292.208	489.688	0.045	0.140
	2	0.124	0.425	1.5385	2.367	31.000	53.469	0.137	0.425
	3	0.295	1.008	1.4143	2.176	4.655	9.474	0.325	1.009
	4	0.485	1.659	1.1198	1.723	1.078	3.501	0.534	1.660
	5	0.635	2.175	0.6352	0.977	0.202	2.037	0.701	2.176
Suma								1.742	
34	1	0.041	0.140	1.5800	2.431	300.010	502.717	0.045	0.139
	2	0.124	0.425	1.5390	2.367	31.081	53.605	0.137	0.424
	3	0.295	1.009	1.4150	2.177	4.655	9.474	0.325	1.009
	4	0.485	1.660	1.1203	1.723	1.078	3.501	0.534	1.660
	5	0.635	2.176	0.6355	0.978	0.202	2.037	0.701	2.177
Suma								1.741	
35	1	0.040	0.139	1.5800	2.431	307.723	515.597	0.044	0.137
	2	0.124	0.424	1.5395	2.368	31.153	53.726	0.136	0.424
	3	0.295	1.009	1.4156	2.178	4.655	9.474	0.325	1.010
	4	0.485	1.660	1.1208	1.724	1.078	3.501	0.534	1.661
	5	0.636	2.177	0.6358	0.978	0.202	2.037	0.701	2.177
Suma								1.740	

Iteración	Lateral	$q_t$ m <sup>3</sup> /s	$V_{L,t}$ m/s	$Q_m$ m <sup>3</sup> /s	$V_{m,t}$ m/s	$R_t$	$\beta_t$	$\alpha_t$	$V_{L,t}$ m/s
36	1	0.040	0.137	1.5800	2.431	315.348	528.332	0.044	0.135
	2	0.124	0.424	1.5400	2.369	31.218	53.833	0.136	0.424
	3	0.295	1.010	1.4162	2.179	4.655	9.474	0.325	1.010
	4	0.485	1.661	1.1212	1.725	1.078	3.501	0.534	1.662
	5	0.636	2.177	0.6360	0.978	0.202	2.037	0.701	2.178
Suma								1.740	