

870115

12

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA *2y*

Incorporada a la Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

COLECTOR Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
EN LA BARCA, JALISCO

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

HERIBERTO PEREZ LIZARRAGA

GUADALAJARA, JAL.

FEBRERO DE 1986



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**" COLECTOR Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
EN LA BARCA, JALISCO "**

INTRODUCCION

Capítulo I GENERALIDADES

- I.1 Sistema de Alcantarillado**
- I.2 Aguas Residuales**
- I.3 Tratamiento de Aguas Residuales**

Capítulo II ESTUDIOS PRELIMINARES

- II.1 Antecedentes**
- II.2 Estudios Socio - Económicos**
- II.3 Estudios Demográficos**
- II.4 Estudios Climatológicos**
- II.5 Estudios Topográficos**
- II.6 Estudios Hidrológicos**

Capítulo III COLECTOR DE AGUAS RESIDUALES

- III.1 Antecedentes**
- III.2 Datos de Proyecto**
- III.3 Consideraciones del Proyecto**
- III.4 Estructuras necesarias**
- III.5 Diseño y Cálculo del Colector**

Capítulo IV PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

- IV.1 Antecedentes**
- IV.2 Análisis Físico - Químicos**
- IV.3 Métodos de Tratamiento**
- IV.4 Tratamiento y Disposición de Lodos**
- IV.5 Parámetros de Diseño**

Capítulo V DISEÑO Y CALCULO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

- V.1 Diseño y Cálculo Hidráulico
- V.2 Diseño y Cálculo Estructural
- V.3 Partes Conexas de la Planta

Capítulo VI CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

En la actualidad la mayoría de las poblaciones realizan sus descargas de aguas residuales directamente en los ríos, lagunas o mares, de tal forma que ésto provoca una contaminación de nuestras riquezas naturales antes mencionadas, y que a la larga van a generar graves problemas en perjuicio de todos los seres vivientes.

Es por lo antes mencionado la motivación de éste estudio, que consistirá en captar las aguas residuales de una población mediante un Colector y conducirías a una Planta de Tratamiento, con la finalidad de descargarías posteriormente a un río, ya libres de materia orgánica, microorganismos y otros agentes contaminantes.

En lo particular, ésta Tesis consistirá en la realización de los estudios primordiales para la construcción de un Colector y una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales en la población de la Barca Jalisco. El colector captará las aguas residuales domésticas de la población, las cuales serán conducidas a una planta de tratamiento, donde recibirán un tratamiento de tipo Completo.

Las aguas ya tratadas podrán ser dispuestas directamente al río Lerma o utilizadas con fines agrícolas para el riego de cultivos cuyo fruto no esté en contacto directo con éstas aguas.

La importancia de la realización de ésta obra se debe principalmente a que las aguas residuales de ésta población se van a depositar finalmente en el Lago de Chapala, siendo éste lago el más importante en el País por sus múltiples usos, además de ser una fuente de abastecimiento de agua para la zona Metropolitana de Guadalajara.

Es importante señalar que se están construyendo Colectores y Plantas de Tratamiento de aguas residuales en todas las poblaciones que se encuentran cercanas a la ribera del Lago de Chapala, con el fin de evitar la contaminación de dicho lago y proteger la Ecología en el Estado.

CAPITULO I.- GENERALIDADES

I.1.- Sistema de Alcantarillado

Una alcantarilla es un conducto destinado a la evacuación de residuos líquidos. El conjunto organizado de éstos conductos es lo que forma un Sistema de Alcantarillado.

Los fines especiales a que se destinan las alcantarillas requieren de nombres específicos para designarlos. Entre los nombres específicos de más importancia tenemos los siguientes:

Albañales: Son los conductos que conectan el drenaje de cada casa con la atarjea.

Atarjea. También llamada línea primaria, es el conducto que recibe las aguas residuales domésticas que vienen de los albañales.

Sub-colector. Es el conducto que recibe o capta las aguas residuales de dos o más atarjeas.

Colector. Es el conducto que capta las aguas residuales de los sub-colectores y algunas veces de las mismas atarjeas.

Emisor: Es un conducto (abierto o cerrado) que tiene la finalidad única de transportar las aguas residuales, ya sea a una planta de tratamiento o a un río, lago, etc. Este conducto tiene la particularidad de no captar aguas.

El Sistema de Alcantarillado puede ser de dos tipos, dependiendo su funcionalidad:

1) Separado: Es cuando los conductos para aguas residuales y los conductos para aguas pluviales son independientes, es decir, que no se deben mezclar los líquidos.

2) Combinado: Es cuando tanto las aguas residuales como las aguas pluviales se captan en un mismo conducto, o sea, que se van a mezclar los líquidos.

Tanto el tipo Separado como el Combinado, tienen sus ventajas y desventajas, por lo que corresponderá al proyectista- y a la población afectada, elegir el tipo de sistema de alcantarillado más conveniente.

A continuación se expresarán unas palabras dichas por el Comité de Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras, perteneciente a la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles:

"Las variaciones en los diseños y la construcción de sistemas de alcantarillado, rara vez se producen de un modo repentino, y casi nunca con la vistosidad que acompaña a los progresos en los métodos de tratamiento de las aguas negras y en los de eliminación de aguas residuales. Los cambios en los sistemas de alcantarillado son paulatinos" (Ref. 1).

1.2.- Aguas Residuales

Las aguas residuales son fundamentalmente las aguas de a bastecimiento de una población, después de haber sido impurificadas por diversos usos. Desde el punto de vista de su origen, resultan de la combinación de los líquidos o desechos arrastrados por el agua, procedentes de las casas habitación, edificios comerciales e instituciones, junto con los provenientes de los establecimientos industriales, y las aguas subterráneas, superficiales o de precipitación que pueden agregarse.

El aspecto de las aguas residuales es el siguiente: Cuando son frescas, su color es gris y tienen un olor a moho no desagradable, flotan en ellas cantidades variables de materia tales como: sustancias fecales, trozos de alimentos, basura, papel, astillas y otros residuos de las actividades cotidianas de los habitantes de una comunidad. Con el transcurso del

tiempo, el color cambia gradualmente del gris al negro, desarrollándose un olor ofensivo y desagradable, y sólidos negros aparecen flotando en la superficie o en todo el líquido. A éstas aguas se les denominan aguas residuales Sépticas.

En general, las aguas residuales están compuestas de agua, de sólidos disueltos en ella y de sólidos suspendidos en la misma. La cantidad de sólidos es generalmente muy pequeña, casi siempre menos de 0.1 % en peso, pero es la fracción que presenta el mayor problema para su tratamiento y disposición adecuados. Los sólidos pueden clasificarse en dos grupos generales según su composición o su condición física: Orgánicos e Inorgánicos.

Los sólidos Orgánicos son generalmente productos de origen animal y vegetal. Son sustancias que contienen carbono, hidrógeno, oxígeno y nitrógeno. Estos sólidos están sujetos a degradación o descomposición por la actividad de las bacterias y otros organismos vivos; además son combustibles, es decir, pueden ser quemados.

Los sólidos Inorgánicos son sustancias inertes que no están sujetas a la degradación (a excepción de los sulfatos). A éstos sólidos se les conoce frecuentemente como sustancias minerales, y son: arena, grava, cieno y sales minerales. Por lo general no son combustibles.

Las aguas residuales contienen también incontables organismos vivos, la mayoría de los cuales son demasiado pequeños para ser visibles, excepto bajo el microscopio. Son la parte viva natural de la materia orgánica que se encuentra en las aguas residuales y su presencia es de suma importancia porque son uno de los motivos para el tratamiento de éstas aguas, y su éxito, incluyendo la degradación y descomposición depende de sus actividades.

La extensión y naturaleza de la descomposición bacteriana de los sólidos en las aguas residuales, ha dado origen a ciertos términos que describen las condiciones o estado de las mismas aguas:

Aguas Residuales Frescas: Son las aguas residuales en su estado inicial, inmediatamente después de que se han agregado los sólidos al agua. Contienen el oxígeno disuelto presente en el agua del abastecimiento y permanecen frescas mientras haya el oxígeno suficiente para mantener la descomposición aeróbica.

Aguas Residuales Sépticas: Es el estado de las aguas residuales cuando se ha agotado completamente el oxígeno disuelto, de manera que han entrado en descomposición anaeróbica los sólidos con la consiguiente producción de gases.

Aguas Residuales Estabilizadas: Son las aguas residuales en las que los sólidos han sido descompuestos hasta sólidos relativamente inertes que no están sujetos a descomposición o que son descompuestos muy lentamente. El oxígeno disuelto está nuevamente presente por haber sido absorbido de la atmósfera.

I.3.- Tratamiento de Aguas Residuales

El tratamiento de las aguas residuales es un proceso por el cual los sólidos que el líquido contiene son separados parcialmente, haciendo que el resto de los sólidos orgánicos complejos muy putrescibles queden convertidos en sólidos minerales o en sólidos orgánicos relativamente estables. La magnitud de ésta transformación depende del proceso del tratamiento empleado.

En 1938 Langdon Pearse afirma: " Los principios básicos del tratamiento de las aguas residuales descansan sobre una combinación de física, química, bacteriología y bioquímica. Desde el momento en que los excrementos abandonan el cuerpo humano, los organismos empiezan a descomponer la materia orgánica-

y a transformar sus constituyentes. Cuando las aguas residuales llegan a las instalaciones de tratamiento, se aplican los principios de la física en los aparatos, y también se puede considerar la ayuda de las bacterias, así como de diversos -- productos químicos" (Ref. 1)

Las aguas residuales están sujetas a la degradación y descomposición debido a las actividades de las bacterias y de los microorganismos que en ellas se encuentran. El oxígeno es necesario para que se realicen todas esas reacciones biológicas y bioquímicas. Cuando el oxígeno se encuentra presente los organismos Aerobios son los que se encargan de realizar la descomposición de los sólidos orgánicos; pero cuando no hay oxígeno presente los organismos Anaerobios son los que predominan y resulta la putrefacción de las aguas residuales. Por lo consi -- guiente, el resultado de un buen tratamiento dependerá del oxígeno disuelto que contengan las aguas.

El oxígeno se disuelve en el agua por el contacto del aire con la superficie de la misma agua, hasta alcanzar el punto de saturación a una temperatura determinada. El flujo turbulento de una corriente de agua, aumenta la disolución del oxígeno, o sea, la Reaeración. Por medio de la reaeración se consigue oxígeno disponible adicional para la descomposición bioquímica de los sólidos orgánicos.

La cantidad de oxígeno que se requiere para la oxidación-aerobia biológica de los sólidos orgánicos de las aguas residuales, se denomina Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO). Esta se determina mediante una prueba de laboratorio.

Los métodos de tratamiento de las aguas residuales son -- los siguientes:

1) Tratamiento Preliminar: Consiste en eliminar o separar los sólidos de mayor tamaño, ya sean flotantes o pesados, tam-

bién eliminar cantidades excesivas de aceites o grasas.

2) Tratamiento Primario: Tiene la finalidad de disminuir suficientemente la velocidad de las aguas residuales para que puedan sedimentarse los sólidos.

3) Tratamiento Secundario: Consiste en lograr una descomposición de los sólidos orgánicos, mediante organismos aeróbicos, hasta transformarlos en sólidos inorgánicos o sólidos orgánicos estables.

4) Cloración: Consiste en aplicar cloro a las aguas residuales con el fin de desinfectarlas.

5) Tratamiento Completo: Se denomina así al conjunto de procesos que incluyen todos los tratamientos anteriores, incluida la cloración.

Posteriormente en otro capítulo se explicarán y detallarán los métodos de tratamiento que se señalaron con anterioridad.

Una vez completado todo el proceso de tratamiento de aguas residuales, es aún necesario disponer de los líquidos y los sólidos que se hayan separado.

Es importante señalar que un tratamiento adecuado para alcanzar ciertos objetivos, es imprescindible, pero un tratamiento exagerado es una extravagancia injustificable. Por lo tanto, se sabe que de las aguas residuales no se puede obtener agua potable de un modo práctico ni en gran escala.

CAPITULO II.- ESTUDIOS PRELIMINARES

II.1.- Antecedentes

Los estudios preliminares son la base para la realización de un buen proyecto, por lo cual es conveniente recabar la mayor cantidad de información posible y lo más apegada a la realidad, para que de ésta forma la obra a realizar tenga un costo y funcionamiento óptimos y la vida útil real sea como mínimo la de proyecto.

La población de la Barca Jalisco es la cabecera municipal del Municipio del mismo nombre, está ubicada en la parte centro del Estado de Jalisco, entre los paralelos 20°17' de latitud Norte y los meridianos 102°33' de longitud Oeste del meridiano de Greenwich. Su altura aproximada es de 1 530 metros sobre el nivel del mar.

II.2.- Estudios Socio-Económicos

La factibilidad de llevar a cabo un proyecto depende de la solvencia de quien lo subsidie; la finalidad de éstos estudios es analizar la posibilidad de que el proyecto sea solventado ya sea por los usuarios, por el Municipio, por el Gobierno Estatal o Federal, o cualquier combinación de los anteriores, dependiendo de la magnitud de la obra. En éste caso tanto el Colector como la Planta de Tratamiento de aguas residuales serán subsidiados por el Gobierno Estatal.

La ciudad de la Barca se fundó en el año de 1553 como centro habitacional y agrícola. El área urbana original se ha ido modificando, extendiéndose hacia la parte Este, Oeste y Norte. Se estima que a partir de 1970 hasta la fecha, el área urbana aumentó en un 30%. En la actualidad la mayoría de la población

está constituida por casas antiguas de uno o dos pisos, a excepción de unos cuantos edificios de cinco pisos como máximo.

En cuanto a la Educación, la población tiende a ser autosuficiente, ya que cuenta con escuelas hasta el nivel medio. En el nivel de secundaria la demanda actual no está satisfecha en un 100%. Además hay considerable emigración de población estudiantil a la ciudad de Guadalajara, por no tener la facilidad en el lugar de continuar con una carrera profesional.

La ciudad está ligada con el camino Estatal, con derecho de vía de 30 m, que va de Guadalajara a Atotonilco y con el camino Estatal, con derecho de vía de 20 m, que va de Sahuayo, Michoacán a Vista Hermosa de Negrete, Mich. Además tiene un libramiento vial al Norte.

Las vías de acceso, libramientos y vialidades en calles interiores poseen las características siguientes: 70% de asfalto, 20% de piedra o adoquín y 10% de tierra.

Debido a los recursos naturales con que cuenta el municipio de la Barca, en la población del mismo nombre existe una vocación hacia las actividades agropecuarias y en particular hacia la agricultura. Los principales cultivos que se producen son: sorgo, garbanzo, maíz, cebada y alfalfa. Y en la actividad ganadera, se cría principalmente el ganado porcino y bovino. Otra actividad predominante es el comercio.

Las necesidades financieras de depósito, ahorro e inversión son atendidas por dos sucursales de Instituciones Bancarias. Además existen otros establecimientos que prestan servicio a la comunidad, entre los cuales destacan dos cines, cinco centros de asistencia médica, dos baños públicos, dos clubes sociales, y otros más.

Entre las deficiencias con que cuenta la población tenemos: La red de agua potable tiene un déficit del 48%; la de drenaje de aguas residuales muestra un déficit del 53%, en tanto que la de drenaje de aguas pluviales tiene un déficit del 15%. La línea de distribución de energía eléctrica tiene un déficit del 53.72% y el de la vialidad del 30%.

La zona más desprovista en disponibilidad de infraestructura está al Norte y Suroeste.

La Barca, como todas las poblaciones, tiene una lista -- grande de obras o acciones necesarias para el mejoramiento de la misma población. Sin embargo, existen obras que por su -- gran importancia y necesidad ocupan un lugar prioritario para su ejecución. Este es el caso de las obras siguientes: Colector y Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, Secundaria - Técnica ETÁ, Aeropista, Cárcel Municipal, Tanque elevado regulador, etc.

II.3.- Estudios Demográficos

La Demografía es el estudio estadístico de la población humana, La vida útil de cualquier obra de servicio depende de lo acertado que sea el cálculo de la población proyecto, o -- sea, del número de personas que van a utilizar ese servicio - en un lapso de tiempo determinado.

El colector y la planta de tratamiento de aguas residuales de la Barca, se proyectarán para dar un servicio en un -- lapso de 20 años; por lo que en base a los datos censales de población se calculará la población proyecto, que será la del año 2009.

Datos Censales de Población:

Año	Población	
1940	10 298 hab.	
1950	13 427 hab.	
1960	16 273 hab.	
1970	18 055 hab.	
1980	20 889 hab.	(Ref. 7)

Existen varios métodos para determinar las poblaciones futuras, sin embargo, se utilizarán los más apropiados:

1) Método Aritmético

Año	Población	Incremento
1940	10 298 hab.	
1950	13 427 hab.	3 129
1960	16 273 hab.	2 846
1970	18 055 hab.	1 782
1980	20 889 hab.	2 834
		<hr/>
		10 591

Incremento promedio = $10\ 591 \div 4 = 2\ 648$ c/10 años

Incremento promedio = $264,8 \approx 265$ c/año

Entonces:

$$P_{85} = P_{80} + (\text{incremento promedio anual} \times \text{No. de años})$$

$$P_{85} = 20\ 889 + (265 \times 5)$$

$$P_{85} = 22\ 214 \text{ hab.}$$

$$P_{2005} = 20\ 889 + (265 \times 25)$$

$$P_{2005} = 27\ 514 \text{ hab.}$$

2) Método Geométrico

$$\% = \frac{P_f - P_i}{P_i}$$

donde:

P_f = Población final

P_i = Población inicial

$$1940 - 1950 \quad \% = \frac{13\ 427 - 10\ 298}{10\ 298} = 0.3038$$

$$1950 - 1960 \quad \% = \frac{16\ 273 - 13\ 427}{13\ 427} = 0.2120$$

$$1960 - 1970 \quad \% = \frac{18\ 055 - 16\ 273}{16\ 273} = 0.1095$$

$$1970 - 1980 \quad \% = \frac{20\ 889 - 18\ 055}{18\ 055} = 0.1570$$

% Promedio = 0.1956 c/10 años

% Promedio = 0.0196 c/año

$$1980 - 1985 \quad 5 \times 0.0196 = \frac{P_{85} - 20\ 889}{20\ 889} \quad P_{85} = 22\ 936 \text{ hab.}$$

$$1980 - 1990 \quad 0.1956 = \frac{P_{90} - 20\ 889}{20\ 889} \quad P_{90} = 24\ 975 \text{ hab.}$$

$$1990 - 2000 \quad 0.1956 = \frac{P_{2000} - 24\ 975}{24\ 975} \quad P_{2000} = 29\ 860 \text{ hab.}$$

$$2000 - 2005 \quad 5 \times 0.0196 = \frac{P_{2005} - 29\ 860}{29\ 860} \quad P_{2005} = 32\ 786 \text{ hab.}$$

3) Método de Interés Compuesto

$$r = \sqrt[n]{\frac{P_f}{P_i}} - 1$$

$$P_f = P_i (1+r)^n$$

donde:

r = factor de interés

n = número de años

$$1940 - 1950 \quad r_1 = \sqrt[10]{\frac{13\ 427}{10\ 298}} - 1 \quad r_1 = 0.0269$$

$$1950 - 1960 \quad r_2 = \sqrt[10]{\frac{16\ 273}{13\ 427}} - 1 \quad r_2 = 0.0194$$

$$1960 - 1970 \quad r_3 = \sqrt[10]{\frac{18\ 055}{16\ 273}} - 1 \quad r_3 = 0.0104$$

$$1970 - 1980 \quad r_4 = \sqrt[10]{\frac{20\ 889}{18\ 055}} - 1 \quad r_4 = 0.0147$$

Por lo tanto:

$$r \text{ promedio} = 0.0179$$

$$P_{85} = 20\ 889 (1 + 0.0179)^5 = 22\ 827 \text{ hab.}$$

$$P_{2005} = 20\ 889 (1 + 0.0179)^{25} = 32\ 550 \text{ hab.}$$

4) Método de Incrementos

Año	Población	Incremento	Diferencia.
1940	10 298 hab.		
1950	13 427 hab.	3 129	283
1960	16 273 hab.	2 846	1 064
1970	18 055 hab.	1 782	- 1 052
1980	20 889 hab.	2 834	
		<u>10 591</u>	<u>295</u>

Incremento promedio = $10\ 591 \div 4 = 2\ 648$ hab. c/10 años

Diferencia promedio = $295 \div 3 = 98$ hab. c/10 años

$$P_t^f = P_1 + \text{incremento} + \text{diferencia}$$

$$P_{85} = 20\ 889 + 0.5 (2\ 648 + 98) = 22\ 262 \text{ hab.}$$

$$P_{90} = 20\ 889 + 2\ 648 + 98 = 23\ 635 \text{ hab.}$$

$$P_{2000} = 23\ 635 + (2\ 648 + 98) + 98 = 26\ 479 \text{ hab.}$$

$$P_{2005} = 26\ 479 + 0.5 (2\ 648 + 98 + 98 + 98) = 27\ 950 \text{ hab.}$$

NOTA: Los métodos para el cálculo de población futura se obtuvieron de la Referencia 11.

RESUMEN:

Método	Población 1985	Población 2005
1) Aritmético	22 214 hab.	27 514 hab.
2) Geométrico	22 936 hab.	32 786 hab.
3) Int. Compuesto	22 827 hab.	32 550 hab.
4) Incrementos	22 262 hab.	27 950 hab.
	<u>90 239 hab.</u>	<u>120 800 hab.</u>

Por lo tanto:

Población Promedio 1985 = 22 560 habitantes

Población Promedio 2005 = 30 200 habitantes

II.4.- Estudios Climatológicos

La Climatología es el estudio de los climas, sus elementos y la influencia de éstos sobre los seres vivos.

Los principales elementos climatológicos y los que más influyen en el comportamiento de los seres vivos son la temperatura y la precipitación pluvial; por lo que éstos dos elementos son los que más interesan para el diseño de las obras de alcantarillado y saneamiento.

En la Barca el clima es de tipo semi-seco y semi-cálido, con una temperatura promedio anual de 22°C; su temperatura mínima extrema se registra durante el mes de Noviembre y es de -1°C, mientras que la máxima se registra regularmente en el mes de Mayo y es de 41°C.

La precipitación pluvial promedio anual es de 863 mm. La mayor precipitación pluvial ocurre en el mes de Julio.

II.5.- Estudios Topográficos

La Topografía de un terreno se puede definir como el conjunto de particularidades que presenta la superficie del mismo terreno.

La Barca tiene una configuración topográfica plana, correspondiente al valle formado por la cadena de montañas del Eje Neovolcánico. El desnivel máximo entre la parte más baja y la más alta es aproximadamente de 8 m, sin ningún accidente topográfico de importancia.

En los alrededores de la ciudad destacan el cerro la Culebra, con una elevación aproximada de 2 000 m sobre el nivel del mar y el cerro el Tarengo con 2 050 mm. Estos cerros, junto con otros sin nombre forman una pequeña sierra que se encuentra al Norte del centro de la población.

II.6.- Estudios Geológicos

La Geología es la ciencia que tiene por objeto el estudio de la composición, estructura y evolución de la tierra.

Los estudios geológicos indican el tipo de subsuelo en el cual se va a trabajar; es conveniente realizar éstos estudios a una profundidad mayor que la que se va a excavar, con el fin de tener una mejor información de las características de los estratos del suelo, así como la profundidad del nivel de aguas freáticas.

El conocimiento de éstos datos es muy importante para estimar el costo de las excavaciones, por lo cual es necesario realizar éstos estudios lo más apegados a la realidad.

En la Barca, el suelo es de tipo limo - arenoso, y el nivel de aguas freáticas no causa ningún problema, ya que se encuentra muy por debajo del nivel de excavación para las tuberías, por lo que no existirán infiltraciones considerables de aguas subterráneas, que aumentarían el gasto de diseño en el sistema de alcantarillado.

II.7.- Estudios Hidrológicos

La Hidrología es una parte de las ciencias naturales que trata de las aguas.

Hidrologicamente, la Barca se encuentra situada en la cuenca del río Lerma. La corriente principal de éste río pasa al Sureste de la población y es de caudal permanente.

Aproximadamente a 7 km al Sur de la población pasa el río Diero, que es un afluente del río Lerma.

Finalmente el río Lerma desemboca en el Lago de Chapala, que es un lago situado en el estado de Jalisco y es el más importante del país.

CAPITULO III.- COLECTOR DE AGUAS RESIDUALES

III.1.- Antecedentes

La población de la Barca Jalisco cuenta en la actualidad con un sistema de alcantarillado deficiente, ya que los dos colectores que existen en la población (Sur y Central), no tienen la capacidad suficiente para realizar un saneamiento a decuado. El motivo de ésta incapacidad se debe principalmente a que se han unido nuevas líneas al sistema de alcantarillado a causa del crecimiento de la población.

Es por lo anteriormente dicho, que surgió la necesidad - de ampliar la capacidad de los colectores, proyectándolos a o perar eficientemente durante 20 años.

Es importante señalar que éstos colectores operarán únicamente con Aguas Residuales Domésticas, ya que no existen aportaciones de aguas residuales industriales al sistema de al cantarillado de la comunidad, y que el sistema de captación de aguas pluviales es independiente.

El Colector Sur tendrá 120 m de longitud, y su finalidad será captar las aguas residuales del sur de la población y - conducir las mediante un emisor (No. 1) a un punto en el - - cual se juntarán las aguas provenientes de los dos colectores

El Colector Central tendrá 1 180 m de longitud, y se encargará de captar el resto de las aguas residuales de la población. Las aguas ya captadas se conducen mediante el emisor No. 2 hasta juntarse con el emisor No. 1, para después conducirse a una planta de tratamiento.

III.2.- Datos de Proyecto

a) Población del último censo oficial (1980).....	20 889 hab.
b) Población actual estimada (1985).....	22 560 hab.
c) Población de proyecto (2005).....	30 200 hab.
d) Dotación específica.....	200 lt/hab/día
e) Aportación aguas residuales (80% dotación)...	160 lt/hab/día
f) Sistema.....	separado aguas resid.
g) Fórmulas.....	Harmon y Manning
h) Sistema de eliminación.....	Gravedad
i) Coeficiente de previsión o seguridad.....	1.5
j) Velocidad mínima.....	0.60 m/seg
k) Velocidad máxima.....	3.00 m/seg
l) Gasto mínimo.....	28.0 lt/seg
m) Gasto medio.....	56.0 lt/seg
n) Gasto máximo instantáneo.....	138.4 lt/seg
o) Gasto máximo extraordinario.....	207.6 lt/seg

A continuación se indica la forma como se obtuvieron los - datos de proyecto anteriores:

- 1) Incisos a, b, c.... De los estudios demográficos.
- 2) Incisos d, e, g, i, j, k.... De la Referencia 5.
- 3) Incisos f, h.... Criterio. Dependiendo de la situación de la población.
- 4) Incisos l, m, n, o.

$$\text{Gasto Medio} = \frac{(\text{Pobl. proyecto}) (\text{Aportac. aguas residuales})}{86\ 400}$$

$$\text{Gasto Medio} = \frac{(30\ 200) (160)}{86\ 400} = 55.9 \text{ lt/seg} \approx 56.0 \text{ lt/seg}$$

$$\text{Gasto Mínimo} = 0.5 (\text{Gasto Medio}) = 28.0 \text{ lt/seg}$$

$$\text{Harmon} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\text{pob.}}} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{30.2}} = 2.47$$

Gasto Máximo Instantáneo = (Gasto Medio) (Harmon) = 138.4 lt/seg

Gasto Máximo Extraordinario = (Gasto máximo inst.) (Coef. previsión)

Gasto Máximo Extraordinario = (138.4) (1.5) = 207.6 lt/seg

III.3.- Consideraciones del Proyecto

Las consideraciones más importantes que hay que tener presentes para la realización de éste proyecto son las siguientes:

- 1) El sistema de alcantarillado capta únicamente aguas residuales domésticas.
- 2) La vida útil de éste proyecto será de 20 años.
- 3) El gasto de diseño en ésta obra será el gasto máximo extraordinario. (Ref. 5).
- 4) Los colectores se construirán en la misma dirección y sentido que tienen los colectores existentes, ya que se considera una buena ruta y de ésta forma no se modifica el sistema de alcantarillado existente (sub-colectores, atarjeas, etc.).
- 5) La población de la Barca contará con 27 100 m de tubería mediante los cuales se captarán las aguas residuales. Esta cifra no incluye los emisores.
- 6) El diámetro de las tuberías se diseñará con el nomograma de Manning, con un coeficiente de rugosidad $n = 0.013$.
- 7) La velocidad y tirante mínimos de las aguas residuales, estarán regidos por el gasto mínimo. Y la velocidad máxima será regida por el gasto máximo extraordinario (gasto de diseño).

III.4.- Estructuras Necesarias

Las estructuras que se van a utilizar en la construcción del sistema de colectores son las siguientes:

Tuberías: Estos conductos, tanto para los colectores como para los emisores serán de concreto simple para diámetros menores o igual a 45 cm y de concreto armado para diámetros mayores a 45 cm.

Pozos de Visita: Son estructuras construídas entre los tramos de las tuberías, a cuyo interior se tiene acceso por la superficie del terreno. Su forma es cilíndrica en la parte inferior y troncóica en la parte superior.

Para tuberías de 20 a 61 cm de diámetro, el diámetro interior del pozo de visita es de 1.20 m y para tuberías de 76 a 107 cm es de 1.50 m.

La finalidad de éstos pozos es facilitar las labores de inspección y limpieza de las tuberías, y se localizan en los cruceros de las alcantarillas, en los cambios de dirección, de pendiente y de diámetro.

La separación máxima entre pozos de visita es de 125 m para tuberías de 20 a 61 cm de diámetro y de 175 m para diámetros de 76 a 122 cm.

La construcción de los pozos de visita es de tabique con un espesor mínimo de paredes de 28 cm; la cimentación de los pozos es de mampostería o de concreto.

Pozos Caja: Estas estructuras tienen la misma finalidad que los pozos de visita y se utilizan cuando los diámetros de las tuberías son considerables, es decir, igual o mayores a 76 cm. Estos pozos están constituidos en su parte inferior por una caja de concreto reforzado y en su parte superior por una chimenea de tabique, igual a la de los pozos de visita.

III.5.- Diseño y Cálculo del Colector

Como se dijo anteriormente, la Barca contará con dos nuevas colectores (Sur y Central) mediante los cuales se captarán las aguas residuales generadas por la misma población.

El criterio que se utilizará para realizar el cálculo y diseño de los colectores es el siguiente:

Se suman las longitudes de todos los tramos que captarán las aguas residuales de la población, las cuales son un total de 27 100 m (incluyendo los colectores). Posteriormente se divide el gasto de diseño (207.6 lt/seg) entre la longitud antes mencionada, para así obtener un gasto por unidad de longitud.

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{207.6 \text{ lt/seg}}{27\ 100 \text{ m}} = 0.0077 \text{ lt/seg por ml}$$

Después se analizan cada uno de los futuros colectores, definiendo los cruceros en los cuales habrá aportaciones de aguas residuales y se calculan dichas aportaciones. El gasto de éstas aportaciones se obtiene multiplicando la longitud de cada una de las tuberías correspondientes, por el gasto unitario. De ésta forma, se suman todas las aportaciones existentes en cada crucero, se le incrementa la aportación que pueda recibir el tramo del colector subsiguiente al crucero, y con el total aportado se diseña y calcula el diámetro de la tubería del tramo del colector correspondiente.

El diámetro de la tubería se diseña y calcula mediante el Homograma de Manning (fig. No. 1), y va a depender del gasto, de la pendiente y de la velocidad de las aguas residuales.

Es importante recalcar que el diseño de las tuberías estará regido también por la velocidad y tirante mínimos, generados por el gasto mínimo (28.0 lt/seg). El criterio utilizado para la aplicación del gasto mínimo a las tuberías, será

el mismo que se utilizó para el gasto de diseño, o sea, el gasto mínimo unitario es :

$$q_{\min} = \frac{28.0 \text{ lt/seg}}{27 \cdot 100 \text{ m}} = 0.001 \text{ lt/seg por m}$$

La velocidad y tirante mínimos se obtienen mediante el -- diagrama de la figura 2. Además éste diagrama nos sirve para -- obtener la velocidad real de las aguas residuales.

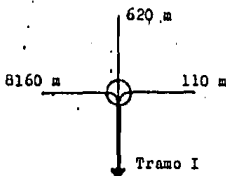
El procedimiento anterior se va a realizar para cada uno de los tramos del colector.

1) Colector Central

Este colector que constará de varios tramos con algunos -- cambios de dirección, se encontrará situado en las calles: Escobedo, Nicolás Bravo, Xicotencatl, Herrera y Cairo y Vallarta. Tendrá una longitud de 1 180 m, y captará el 71.6% del total -- de las aguas residuales generadas por la población.

El inicio de éste colector se encontrará en el cruce de las calles Hidalgo y Escobedo, para terminar en el cruce situado en la calle Vallarta, a un costado de la carretera a Briseñas. En total serán 12 los cruces que captarán las aguas -- residuales para éste colector.

a) Cruce No. 1.- Situado en las calles Hidalgo y Escobedo, sus aportaciones al colector son las siguientes:



Longitud Tramo I = 80 m

$$\Sigma A = 8 \cdot 160 + 620 + 110 = 8 \cdot 890 \text{ m}$$

$$\Sigma \text{ total} = 8 \cdot 890 + 80 = 8 \cdot 970 \text{ m}$$

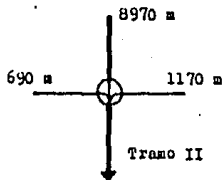
∴ para Tramo I:

$$Q_{\text{diseño}} = (8 \cdot 970 \text{ m}) (0.0077 \text{ lt/seg}) \\ = 69.1 \text{ lt/seg}$$

$$Q_{\text{mínimo}} = (8 \cdot 970 \text{ m}) (0.001 \text{ lt/seg}) \\ = 9.0 \text{ lt/seg}$$

Cota de terreno = 36.59

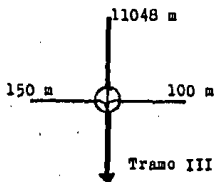
b) Crucero No. 2.- Ubicado en las calles Guerrero y Escobedo, con las siguientes aportaciones:



$$\begin{aligned} \text{Longitud Tramo II} &= 218 \text{ m} \\ \Sigma \text{ total} &= 690 + 8\ 970 + 1\ 170 + 218 \\ &= 11\ 048 \text{ m} \\ \therefore \text{ para Tramo II:} \\ Q_{\text{diseño}} &= (11\ 048)(0.0077) \\ &= 85.1 \text{ lt/seg} \\ Q_{\text{mínimo}} &= (11\ 048)(0.001) \\ &= 11.0 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

Cota de terreno = 36.19

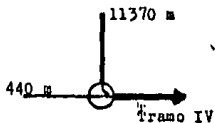
c) Crucero No. 3.- Situado en las calles Abasolo y Escobedo, sus aportaciones son:



$$\begin{aligned} \text{Longitud Tramo III} &= 72 \text{ m} \\ \Sigma \text{ total} &= 150 + 11\ 048 + 100 + 72 \\ &= 11\ 370 \text{ m} \\ \therefore \text{ para Tramo III:} \\ Q_{\text{diseño}} &= (11\ 370)(0.0077) \\ &= 87.5 \text{ lt/seg} \\ Q_{\text{mínimo}} &= (11\ 370)(0.001) \\ &= 11.4 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

Cota de terreno = 35.02

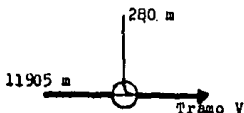
d) Crucero No. 4.- Ubicado en las calles Nicolás Bravo y Escobedo, sus aportaciones son:



$$\begin{aligned} \text{Longitud Tramo IV} &= 95 \text{ m} \\ \Sigma \text{ total} &= 440 + 11\ 370 + 95 \\ &= 11\ 905 \text{ m} \\ \therefore \text{ para Tramo IV:} \\ Q_{\text{diseño}} &= (11\ 905)(0.0077) \\ &= 91.7 \text{ lt/seg} \\ Q_{\text{mínimo}} &= (11\ 905)(0.001) \\ &= 11.9 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

Cota de terreno = 34.71

e) Crucero No. 5.- Situado en las calles Nicolás Bravo y Prisciliano Sánchez. Sus aportaciones son:



Longitud Tramo V = 144 m

$$\begin{aligned}\Sigma \text{ total} &= 11\ 905 + 280 + 144 \\ &= 12\ 329\ \text{m}\end{aligned}$$

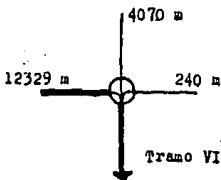
∴ para Tramo V :

$$\begin{aligned}Q_{\text{diseño}} &= (12\ 329)(0.0077) \\ &= 94.9\ \text{lt/seg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{mínimo}} &= (12\ 329)(0.001) \\ &= 12.3\ \text{lt/seg}\end{aligned}$$

Cota de terreno = 34.20

f) Crucero No. 6.- Ubicado en las calles Nicolás Bravo y Xicotencatl. Sus aportaciones son :



Longitud Tramo VI = 48 m

$$\begin{aligned}\Sigma \text{ total} &= 12\ 329 + 4\ 070 + 240 + 48 \\ &= 16\ 687\ \text{m}\end{aligned}$$

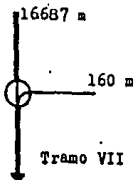
∴ para Tramo VI :

$$\begin{aligned}Q_{\text{diseño}} &= (16\ 687)(0.0077) \\ &= 128.5\ \text{lt/seg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{mínimo}} &= (16\ 687)(0.001) \\ &= 16.7\ \text{lt/seg}\end{aligned}$$

Cota de terreno = 33.42

g) Crucero No. 7.- Situado en las calles Xicotencatl y - Ramos Arizpe. Sus aportaciones son:



Longitud Tramo VII = 111 m

$$\begin{aligned}\Sigma \text{ total} &= 16\ 687 + 160 + 111 \\ &= 16\ 958\ \text{m}\end{aligned}$$

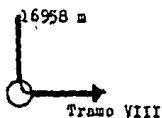
∴ para Tramo VII :

$$\begin{aligned}Q_{\text{diseño}} &= (16\ 958)(0.0077) \\ &= 130.6\ \text{lt/seg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{mínimo}} &= (16\ 958)(0.001) \\ &= 17.0\ \text{lt/seg}\end{aligned}$$

Cota de terreno = 33.30

h) Crucero No. 8.- Ubicado en las calles Xicotencatl y Herrera y Cairo. Sus aportaciones son :



$$\text{Longitud Tramo VIII} = 162 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma \text{ total} &= 16\ 958 + 162 \\ &= 17\ 120 \text{ m} \end{aligned}$$

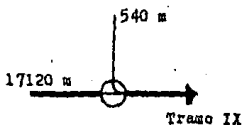
∴ para Tramo VIII :

$$\begin{aligned} Q_{\text{diseño}} &= (17\ 120)(0.0077) \\ &= 131.8 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{mínimo}} &= (17\ 120)(0.001) \\ &= 17.1 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

Cota de terreno = 33.07

i) Crucero No. 9.- Ubicado en las calles Herrera y Cairo y Lerdo de Tejada. Sus aportaciones son :



$$\text{Longitud Tramo IX} = 84 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma \text{ total} &= 17\ 120 + 540 + 84 \\ &= 17\ 744 \text{ m} \end{aligned}$$

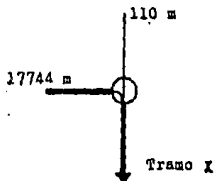
∴ para Tramo IX :

$$\begin{aligned} Q_{\text{diseño}} &= (17\ 744)(0.0077) \\ &= 136.6 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{mínimo}} &= (17\ 744)(0.001) \\ &= 17.7 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

Cota de terreno = 32.33

j) Crucero No. 10.- Situado en las calles Herrera y Cairo y Vallarta. Sus aportaciones son:



$$\text{Longitud Tramo X} = 120 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma \text{ total} &= 17\ 744 + 110 + 120 \\ &= 17\ 974 \text{ m} \end{aligned}$$

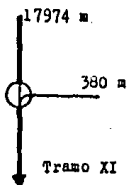
∴ para Tramo X :

$$\begin{aligned} Q_{\text{diseño}} &= (17\ 974)(0.0077) \\ &= 138.4 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{mínimo}} &= (17\ 974)(0.001) \\ &= 18.0 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

Cota de terreno = 32.06

k) Crucero No. 11.- Ubicado en las calles Vallarta y 5 de Mayo. Sus aportaciones son :



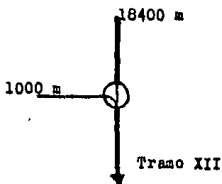
$$\begin{aligned} \text{Longitud Tramo XI} &= 46 \text{ m} \\ \Sigma \text{ total} &= 17\,974 + 380 + 46 \\ &= 18\,400 \text{ m} \end{aligned}$$

∴ para Tramo XI :

$$\begin{aligned} Q_{\text{diseño}} &= (18\,400)(0.0077) \\ &= 141.7 \text{ lt/seg} \\ Q_{\text{mínimo}} &= (18\,400)(0.001) \\ &= 18.4 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

Cota de terreno = 31.58

l) Crucero No. 12.- Ubicado en las calles Vallarta y a un costado de la carretera a Briseñas. Sus aportaciones son :



En el Tramo XII termina el Colector Central e inicia el Emisor No. 2.

$$\begin{aligned} \Sigma \text{ total} &= 18\,400 + 1000 \\ &= 19\,400 \text{ m} \end{aligned}$$

∴ para Tramo XII :

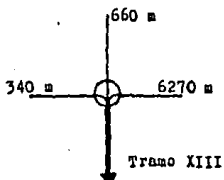
$$\begin{aligned} Q_{\text{diseño}} &= (19\,400)(0.0077) \\ &= 149.4 \text{ lt/seg} \\ Q_{\text{mínimo}} &= (19\,400)(0.001) \\ &= 19.4 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

Cota de terreno = 31.34

2) Colector Sur

Este colector constará de un tramo de 120 m, ubicado en la calle A. Rivas entre Ramos Arizpe y Herrera y Cairo, captará el 28.4% del total de las aguas residuales producidas por la población. Los cruceros que recibirán las aportaciones de las aguas residuales son 2, uno al inicio del colector y el otro al final del colector e inicio del Emisor No. 1.

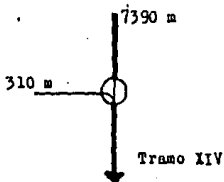
a) Crucero No. 13.- Situado en las calles A. Rivas y Ramos Arizpe. Sus aportaciones son :



Cota de terreno = 34.27

$$\begin{aligned} \text{Longitud Tramo XIII} &= 120 \text{ m} \\ \Sigma \text{ total} &= 340 + 660 + 6\ 270 + 120 \\ &= 7\ 390 \text{ m} \\ \therefore \text{ para Tramo XIII :} \\ Q_{\text{diseño}} &= (7\ 390)(0.0077) \\ &= 56.9 \text{ lt/seg} \\ Q_{\text{mínimo}} &= (7\ 390)(0.001) \\ &= 7.4 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

b) Crucero No. 14.- Ubicado en las calles A. Rivas y Herrera y Cairo. Sus aportaciones son:



Cota de terreno = 33.70

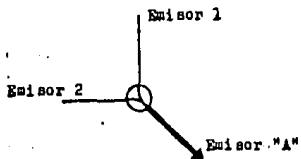
$$\begin{aligned} \text{En el Tramo XIV termina el Colector Sur e inicia el Emisor No. 1} \\ \Sigma \text{ total} &= 7\ 390 + 310 \\ &= 7\ 700 \text{ m} \\ \therefore \text{ para Tramo XIV :} \\ Q_{\text{diseño}} &= (7\ 700)(0.0077) \\ &= 58.2 \text{ lt/seg} \\ Q_{\text{mínimo}} &= (7\ 700)(0.001) \\ &= 7.7 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

3) Emisores

a) Crucero Unico.- Este cruce es donde se juntan los emisores No. 1 y 2, que son los que conducen las aguas residuales captadas por los colectores Central y Sur,

$$\begin{aligned} \text{Emisor No. 2 :} \\ Q_{\text{diseño}} &= 149.4 \text{ lt/seg} \\ Q_{\text{mínimo}} &= 19.4 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Emisor No. 1 :} \\ Q_{\text{diseño}} &= 58.2 \text{ lt/seg} \\ Q_{\text{mínimo}} &= 7.7 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$



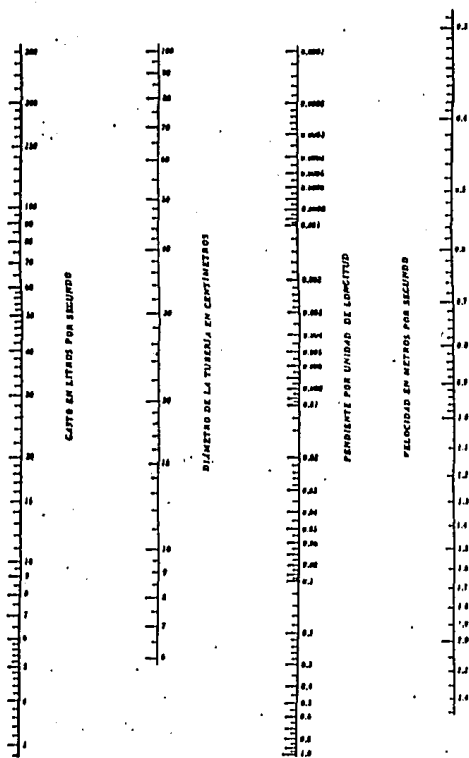
∴ Emisor "A"

$Q_{\text{diseño}} = 207.6 \text{ lt/seg}$

$Q_{\text{mínimo}} = 27.1 \text{ lt/seg}$

Hacia la Planta
de Tratamiento

ÁBACO PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍAS



— Ábaco para resolución de la fórmula de Manning, referente a tuberías de sección circular y llena, con $n = 0,013$.

Fig. 1

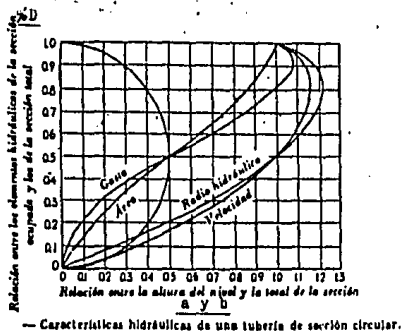


Fig. 2

A continuación se indican las fórmulas que se emplean para obtener las velocidades real y mínima en las tuberías. Estas fórmulas se relacionan con el diagrama de la fig. 2 :

$$\frac{Q_x}{Q_{t.ll.}} = a$$

$$\frac{V_x}{V_{t.ll.}} = b$$

donde :

Q_x = Gasto en cuestión (real o mínimo)

$Q_{t.ll.}$ = Gasto a tubo lleno

V_x = Velocidad en cuestión (real o mínima)

$V_{t.ll.}$ = Velocidad a tubo lleno

a y b = Valores utilizados en el diagrama

Con el diagrama se obtiene también, el tirante de las aguas residuales, dentro de la misma tubería. Donde :

$$D_x = (\text{diámetro de tubería}) (\% D)$$

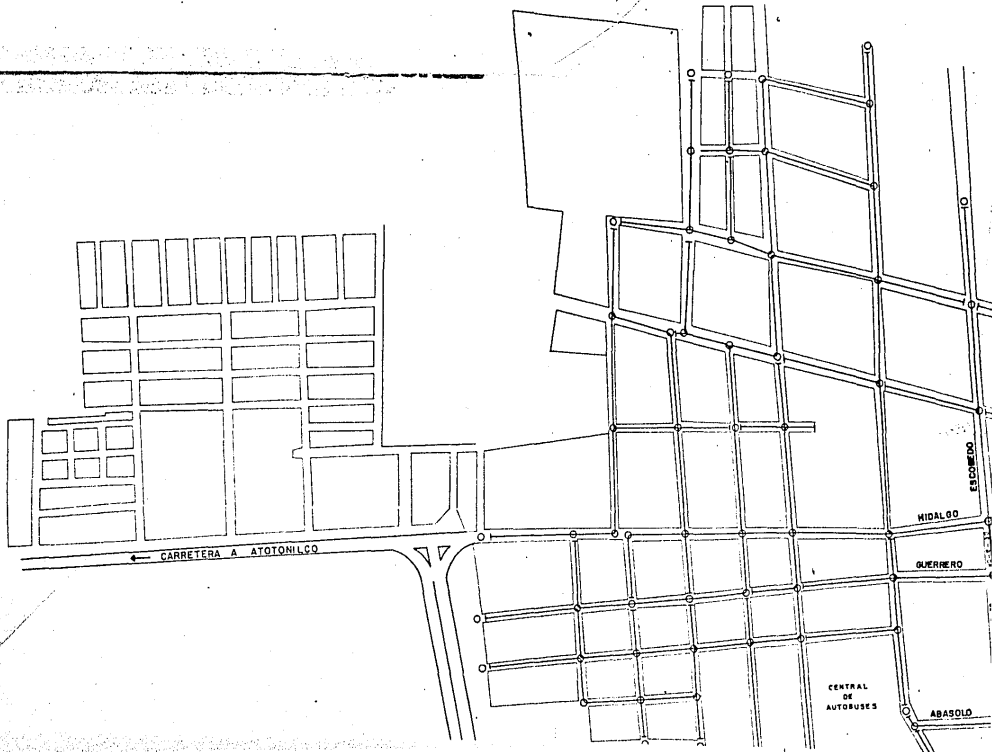
COLECTOR CENTRAL

TRANO		CAJUTOS ACUMULADOS								VELOCIDADES			C O T A S			
Calle	Entrada	Longr. m	Qm/n 14/n	Qm/n 11/n	Qm/n 11/n	Qm/n Qt.11.	Qm/n Qt.11.	S	D ca.	Vt.11. m/nor.	Vm/n m/s	Vm/n n/s	Terrano	Plantilla	Prof. n	Tirante ca.
Escobedo	Hidalgo-Guerrero	80.00	69.1	9.0	73.0	0.95	0.12	0.006	30	1.02	1.17	0.61	34.59	35.24	1.35	6.9
* Escobedo	Guerrero-Abasolo	218.00	85.1	11.0	140.0	0.61	0.08	0.006	38	1.22	1.27	0.65	36.19	34.76	1.43	7.2
Escobedo	Abasolo-N. Bravo	72.00	87.5	11.4	128.0	0.68	0.09	0.005	38	1.11	1.19	0.63	35.02	33.45	1.57	7.6
N. Bravo	Escobedo-P. Sánchez	95.00	91.7	11.9	128.0	0.72	0.09	0.005	38	1.11	1.22	0.63	34.71	33.09	1.62	7.6
* N. Bravo	P. Sánchez-Xicotencatl	144.00	94.9	12.3	128.0	0.74	0.10	0.005	38	1.11	1.22	0.64	34.20	32.62	1.58	8.0
Xicotencatl	N. Bravo-Ramos Arizpe	48.00	128.5	16.7	185.0	0.69	0.09	0.004	45	1.13	1.22	0.63	33.42	31.90	1.52	9.0
Xicotencatl	Ramos Arizpe-Herrera y Cairo	111.00	150.6	17.0	185.0	0.71	0.09	0.004	45	1.13	1.23	0.63	33.30	31.71	1.59	9.0
* Herrera y Cairo	Xicotencatl-Lerdo de Tejada	162.00	131.8	17.1	185.0	0.71	0.09	0.004	45	1.13	1.23	0.63	33.07	31.26	1.81	9.0
Herrera y Cairo	Lerdo de Tejada-Vallarta	84.00	136.6	17.7	185.0	0.74	0.10	0.004	45	1.13	1.24	0.67	32.33	30.62	1.71	9.5
Vallarta	Herrera y Cairo-5 de Mayo	120.00	138.4	18.0	205.0	0.68	0.09	0.005	45	1.27	1.37	0.71	32.06	30.28	1.78	9.0
Vallarta	5 de Mayo-Carr. a Briseñas	46.00	141.7	18.4	185.0	0.77	0.10	0.004	45	1.13	1.25	0.67	31.58	29.68	1.90	9.5
Emisor No. 2 (inicia)		—	149.4	19.4	480.0	0.31	0.04	0.005	61	1.60	1.39	0.64	31.34	29.50	1.84	8.5

COLECTOR SUR

A. Rivas	Ramos Arizpe-Herrera y Cairo	120.00	56.9	7.4	73.0	0.78	0.10	0.006	30	1.02	1.13	0.60	34.27	32.95	1.32	6.3
Emisor No. 1 (inicia)		—	58.2	7.7	73.0	0.80	0.11	0.006	30	1.02	1.14	0.62	33.70	32.23	1.47	6.6
Emisor "A"		—	207.6	27.1	370.0	0.56	0.07	0.003	61	1.23	1.25	0.62	—	—	—	11.0

* ESTOS TRANOS LLEVAN UN POZO DE VISITA INTERMEDIO, YA QUE DICHSO TRANOS TIENEN UNA LONGITUD MAYOR DE 125.00m.



← CARRETERA A ATOTONILCO

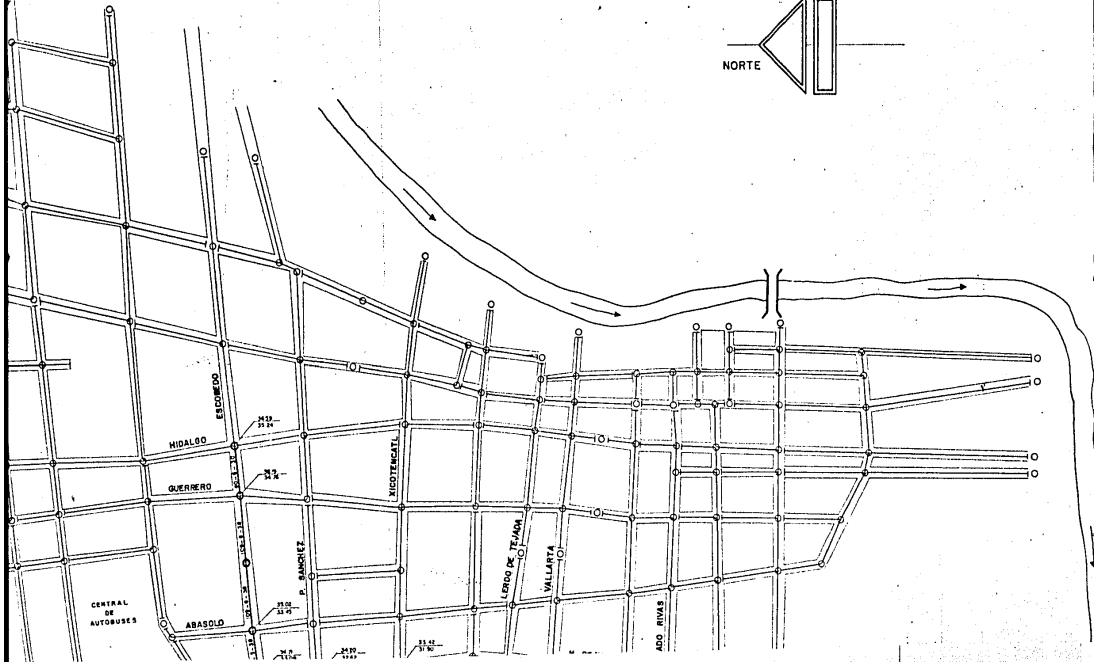
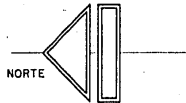
HIDALGO

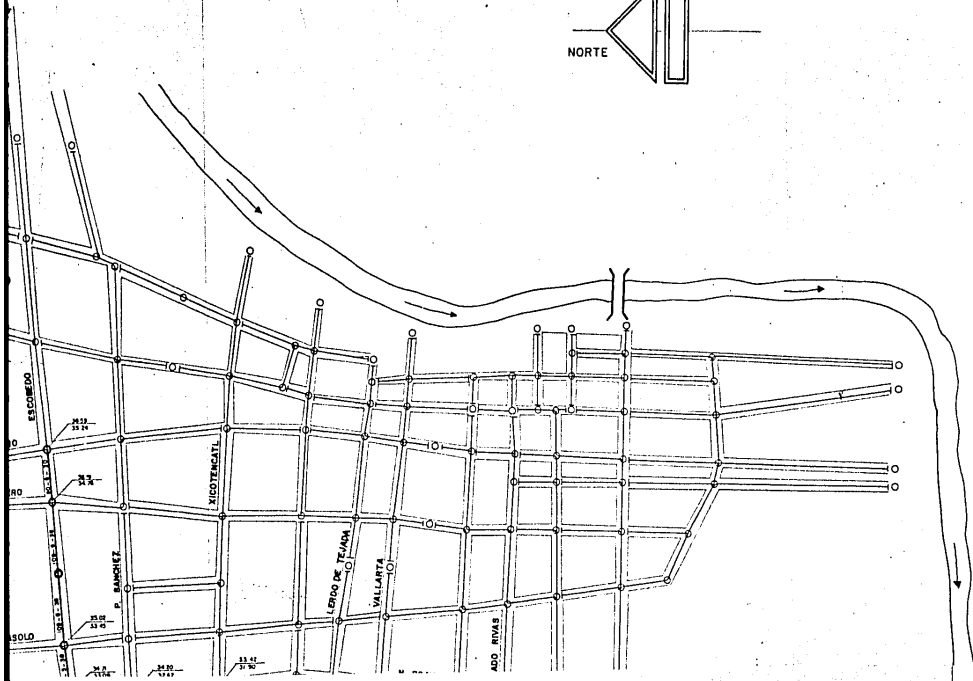
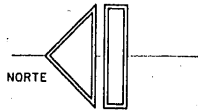
ESCOMEDO

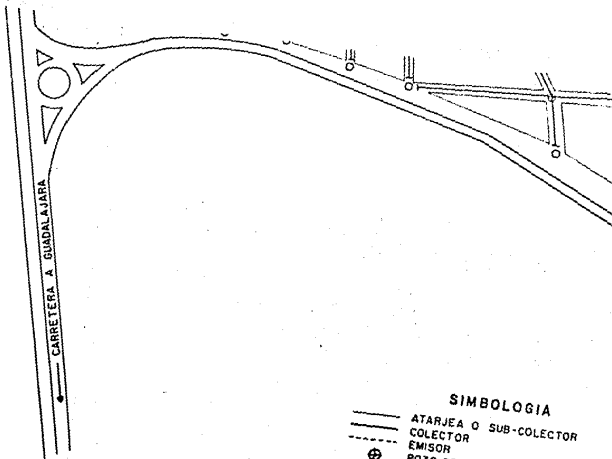
GUERRERO

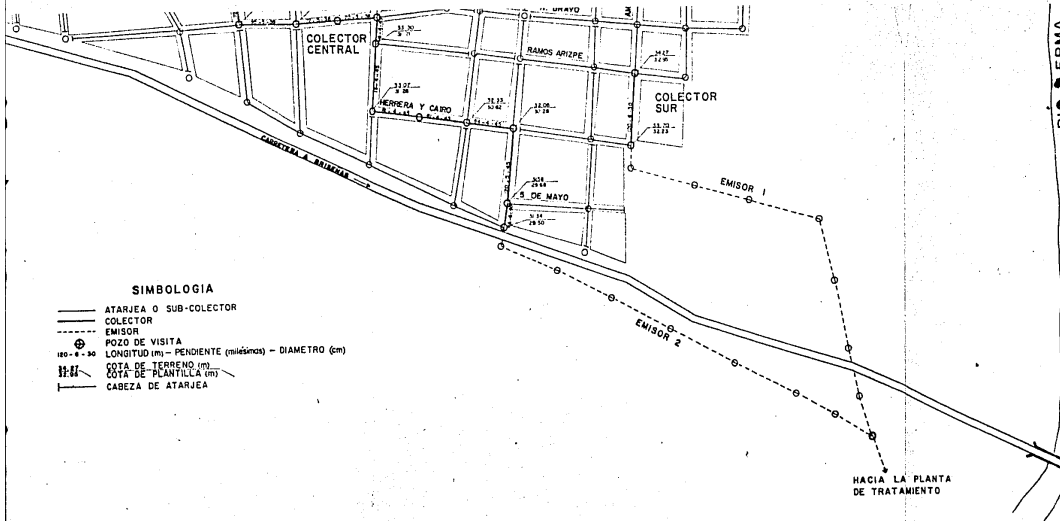
CENTRAL
DE
AUTOBUSES

ABASOLO





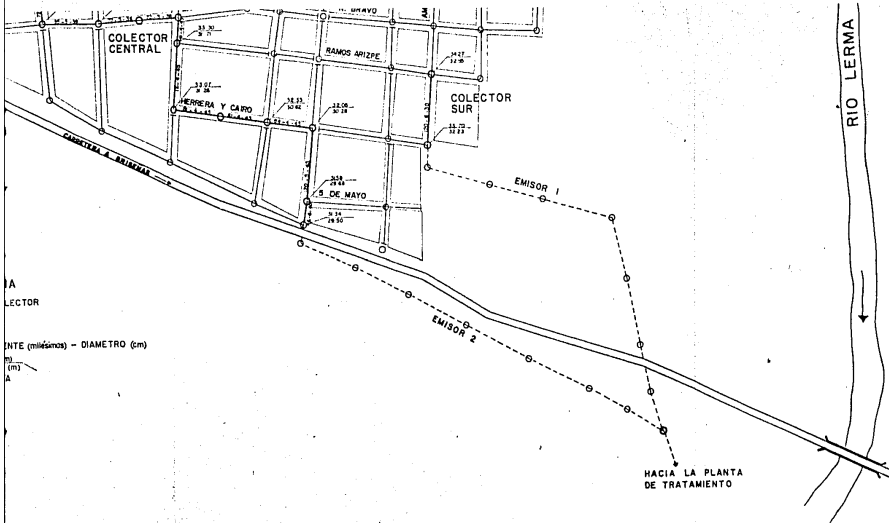




SIMBOLOGIA

- ATARJEA O SUB-COLECTOR
- COLECTOR
- - - - - EMISOR
- ⊕ POZO DE VISITA
- 100-4-30 LONGITUD (m) - PENDIENTE (milésimas) - DIAMETRO (cm)
- 11:07 COTA DE TERRENO (m)
- 11:04 COTA DE PLANTILLA (m)
- CABEZA DE ATARJEA

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUAD	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
CONTIENE: COLECTORES DE AGUAS RESI EN LA BARCA JAL.	
TESIS PROFESIONAL	
HERIBERTO PEREZ LIZARRAG	
ESCALA: 1:3000	MEDIDAS: INDICA
GUADALAJARA JAL.	ENERO



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

CONTIENE: COLECTORES DE AGUAS RESIDUALES
EN LA BARCA JAL.

TESIS PROFESIONAL
HERIBERTO PEREZ LIZARRAGA

ESCALA: 1:3000

MEDIDAS: INDICADAS

GUADALAJARA JAL.

ENERO DE 1986

CAPITULO IV.- PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

IV.1.- Antecedentes

Una Planta de Tratamiento de aguas residuales es una instalación en la cual se realizan una serie de procesos, a los cuales se someten las aguas residuales para su tratamiento, - con el fin de que las mismas aguas reúnan los requisitos para su disposición final, ya sea en cuerpos de agua o terrenos, - de acuerdo con lo que señala la legislación relativa a la prevención y control de la contaminación ambiental.

El problema de disponer de las aguas residuales fué impo niéndose debido al uso del agua para recoger y arrastrar los productos de desecho de la vida humana. Antes de ústo, los va lúmenes de desecho, sin que el agua sirviese de vehículo, eran muy pequeños y su eliminación se limitaba a los excrementos + familiares o individuales. El primer método consistía en de - jar los desechos corporales y las basuras en la superficie de la tierra, en donde eran gradualmente degradados por las bac terias (principalmente de tipo anaerobio). Esto originaba - la producción de olores ofensivos. Después la experiencia de mostró que si éstos desechos eran enterrados rápidamente, se prevenía el desarrollo de tales olores. La siguiente etapa -- consistió en el desarrollo de los retretes o letrinas enterra dos, que es un método de eliminación de los desechos de excra mentos que todavía se emplea profusamente.

Con el desarrollo de los suministros de agua a las pobla ciones y el uso del agua para arrastrar o transportar los de sechos caseros, se hizo necesario encontrar métodos para dis poner no solamente de los desechos mismos, sino para el agua- portadora. Se emplearon para ello los tres métodos posibles -

que son : La irrigación, la disposición subsuperficial y la dilución.

A medida que fué creciendo la población urbana, con el proporcional aumento de volúmen de aguas residuales y desechos orgánicos, resultó que todos los métodos de disposición eran tan poco satisfactorios que se hizo imperativo tomar medidas esenciales para remediarlos, y se inició el desarrollo de los procesos de tratamiento.

Los objetivos que hay que tomar en consideración en el tratamiento de aguas residuales incluyen :

- 1) La conservación de las fuentes de abastecimiento de agua para usos doméstico, industrial y agrícola.
- 2) La prevención de enfermedades y molestias.
- 3) El mantenimiento de aguas limpias para el baño y otros propósitos recreativos naturales.
- 4) Mantener limpias las aguas de ríos, lagos y mares para la propagación y supervivencia de los peces.
- 5) La prevención del azolve de los canales navegables.

La utilidad del tratamiento de las aguas residuales para una comunidad, no puede estimarse en forma de beneficio financiero, a menos que los daños que se vayan a evitar tengan un valor que pueda medirse financieramente. Sin embargo pueden obtenerse beneficios indirectos, a causa del aumento del valor de las propiedades que limitan con las aguas, la atracción de industrias y el mejoramiento de la salud pública.

Entre las primeras cosas que hay que tener en cuenta al proyectar una instalación para el tratamiento de las aguas residuales, se encuentran : la capacidad de la instalación y el método de tratamiento que se vaya a emplear. La capacidad de la instalación dependerá de la cantidad de aguas residuales -

que genere la población; y el método a emplear se basará en - consideraciones locales sobre el carácter y la fuerza de las aguas residuales, así como también en el volumen de agua para dilución de que se disponga, para recibir el agua procedente del tratamiento.

La planta de tratamiento se construirá al Sureste de la población de la Barca, a un lado del río Lerma. (Fig. 3).

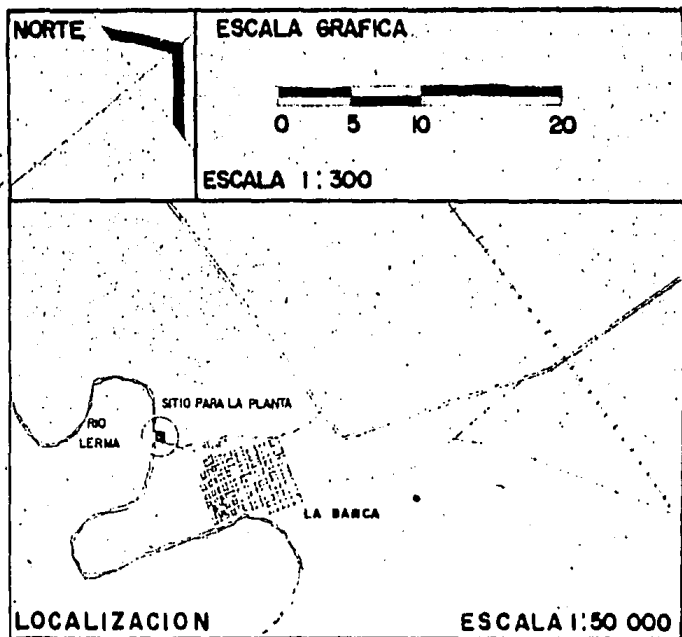


Fig. 3

IV.2.- Análisis Fisicoquímicos

Como se dijo anteriormente, antes de establecer el tipo de tratamiento de aguas residuales que se vaya a emplear, se debe contar con los análisis fisicoquímicos de las aguas residuales de la población, así como de la masa de agua con que se disponga.

Las aguas residuales se analizan para determinar aquellos constituyentes que puedan causar dificultades para su tratamiento o evacuación, y así facilitar la elección del tipo de tratamiento más conveniente.

Se emplea con frecuencia el término "fuerza de las aguas residuales", como un índice de su potencialidad para causar perjuicios. La fuerza de un caudal de aguas residuales, se mide por la capacidad potencial de producción de daños por su olor, su contenido de sólidos y su demanda bioquímica de oxígeno.

Las determinaciones hechas en un análisis físico pueden comprender lo siguiente: temperatura, color, olor y turbidez.

Un análisis químico, con fines de sanidad o higiene, proporciona datos útiles y específicos con respecto al estado de descomposición y la fuerza de las aguas residuales, con el fin de regular el funcionamiento de las instalaciones de tratamiento. Al hacer un análisis químico de las aguas residuales sólo se determinan aquellos compuestos químicos, radicales, elementos e indicadores que pueden indicar características sanitarias significativas.

Con el estudio de las condiciones fisicoquímicas de las aguas residuales, del sistema de la masa de agua, así como de las características climatológicas y económicas de la pobla-

ción, se puede establecer el grado de tratamiento de las aguas residuales.

En cuanto a la calidad de las aguas residuales de la Barca, es conveniente señalar que en ésta población, no se ha detectado ninguna aportación de aguas residuales de origen industrial o agropecuario, y que no debe haberlo en el futuro, ya que el proyecto de ésta planta de tratamiento estará diseñada para operar con aguas residuales domésticas únicamente.

Las principales características de las aguas residuales de la Barca, fueron obtenidas mediante muestreos y análisis de las mismas aguas. Además éstos valores se compararon con los valores típicos (alto, medio y débil) obtenidos de la bibliografía (9).

A continuación se darán a conocer, mediante una tabla, -- las características de las aguas residuales antes mencionadas.

Tabla No. 1.- PRINCIPALES VALORES TÍPICOS DE LA COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.

Parámetro	Valores Promedio	Valores Típicos		
		Alto	Medio	Bajo
SÓLIDOS:				
Totales	987	1 200	720	300
Suspendidos	368	350	220	100
Filtrables	619	850	500	250
Sedimentables	-	20	10	5
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	192	400	220	110
Demanda Química de Oxígeno	396	1 000	500	250
NITRÓGENOS:				
Totales	41.7	85	40	20
Orgánicos	11.0	35	15	8
Amoniacal	30.5	50	25	12
Nitratos	0.2	0	0	0
POSPATOS:				
Totales	14.1	15	8	4
Orgánicos	5.6	5	3	1
Inorgánicos	8.5	10	5	3
Cloruros	62.5	100	50	30
Potencial Hidrógeno	7.7	-	-	-
Grasas y Aceites	55.0	150	100	50
Fenoles	0.17	-	-	-
Detergentes	5.0	-	-	-

NOTA: Todos los valores, a excepción del Potencial Hidrógeno (PH), están dados en mg/lt.

IV.3.- Métodos de Tratamiento

El propósito del tratamiento de las aguas residuales consiste en separar de ellas la cantidad suficiente de sólidos - (orgánicos e inorgánicos) que permita que los que quedan al ser descargados a las aguas receptoras, no interfieran con el mejor a más adecuado empleo de éstas.

Los principales métodos de tratamiento de aguas residuales se pueden agrupar en cinco procesos :

- 1) Tratamiento Preliminar
- 2) Tratamiento Primario
- 3) Tratamiento Secundario
- 4) Cloración
- 5) Tratamiento Completo

1) Tratamiento Preliminar

El objetivo de éste tratamiento es separar de las aguas residuales los sólidos de mayor tamaño y los más pesados, con el fin de evitar una obstrucción o un daño en las instalaciones sanitarias.

Para lograr éstos propósitos se utiliza un equipo muy variado :

a) Rejas.- Tienen como objetivo quitar de las aguas los materiales gruesos o en suspensión, los cuales pueden ser retirados mecánica o manualmente.

b) Desmenuzadores.- Su finalidad es la desintegración mecánica de los materiales gruesos o en suspensión; los cuales ya desintegrados permanecen en las aguas de proceso.

c) Desarenadores.- Tienen como propósito la separación, - por sedimentación, de la arena y otros residuos minerales pesados. El material retenido en los desarenadores puede ser removido manual o mecánicamente, debiendo ser enterrado.

d) Tanques de Remoción de aceites y grasas.- Tienen por objeto la separación de éstos materiales por flotación. Se usa principalmente en aguas residuales industriales. Su operación puede ser manual o mecánica.

2) Tratamiento Primario

La finalidad de éste tratamiento es retirar 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. Este tratamiento debe ser antecedido por el tratamiento preliminar.

Este tratamiento se puede realizar de diferentes formas, tales como :

a) Sedimentación Simple.- Consiste en separar los sólidos sedimentables de las aguas residuales mediante el proceso de sedimentación. Los sólidos asentados se sustraen continuamente o a intervalos frecuentes, para no dar tiempo a que se origine la descomposición con formación de gases. El equipo utilizado en éste tratamiento son los tanques de sedimentación simple.

b) Sedimentación y descomposición anaerobia.- La finalidad de éste sistema es sedimentar todos los sólidos posibles de las aguas residuales. Ya sedimentados los sólidos, se descomponen por la acción de los organismos anaeróbicos. Este proceso se puede lograr mediante : Tanque séptico, Tanque Imhoff, Laguna de Estabilización anaerobia, etc.

c) Precipitación o Tratamiento Químico.- Consiste en agregar uno o más reactivos a las aguas residuales para producir un floculo, que es un compuesto químico insoluble que absorbe la materia coloidal, envolviendo a los sólidos suspendidos no sedimentables, y que se sedimenta rápidamente. Los reactivos que más se emplean son : sulfato de aluminio o alumbre, sulfato ferroso con cal, cloruro férrico con o sin cal, etc.

Este tratamiento se utiliza generalmente en aguas residuales industriales.

3) Tratamiento Secundario

El objetivo de éste tratamiento es la separación, o estabilización de las materias putrescibles en suspensión, en estado coloidal o en solución. En ese tipo de tratamiento se emplean cultivos biológicos para llevar a cabo una descomposición aeróbica u oxidación del material orgánico, transformándolo en compuestos más estables, lograndose un mayor grado de tratamiento que el que se obtiene por sólo una sedimentación-primaria.

El tratamiento secundario regularmente va antecedido por los tratamientos preliminar y primario. Los procesos fundamentales para lograr ese tratamiento son :

a) Filtros Intermittentes de arena.- Están constituidos por lechos de arena y grava graduados, confinados por muros de mampostería de piedra o de concreto, o bien por el mismo terreno natural cuando su naturaleza lo permita, drenando su efluente por medio de un sistema de tuberías. Estos filtros requieren de grandes superficies y de una cantidad muy considerable de arenas y gravas.

b) Filtros Rociadores o de Goteo.- Consisten en un lecho de piedra quebrada de 5 a 8 cm, colocado sobre un sistema adecuado de drenaje. Las aguas residuales sedimentadas se aplican en la superficie del lecho por medio de distribuidores rotatorios, y es ahí donde se ponen en contacto con cultivos biológicos para generar la descomposición de la materia orgánica. Estos filtros ocupan grandes superficies y su construcción es muy costosa.

c) Lodos Activados.- Constituyen un proceso de tratamiento biológico de las aguas residuales en el cual una mezcla de éstas con el lodo activado es agitada y aerada en tanques, originando que la materia orgánica disuelta o finamente dividi

da se convierta en flóculos de lodo, los que finalmente son separados por sedimentación. La eficacia del proceso depende de que se mantenga continuamente oxígeno disuelto en las aguas residuales durante todo el tratamiento.

d) Lagunas de Estabilización.- El objetivo de éstas es estabilizar las aguas residuales mediante procesos biológicos naturales. Estas lagunas son dispuestas en el terreno natural definidas por diques o bordos compactados con el material producto de las excavaciones del propio terreno, si sus características de Geotécnia son aceptables. Los sólidos de las aguas residuales entran en la laguna en un estado altamente putrescible, se estabilizan mediante descomposición aerobia y fotosíntesis y salen en forma de células de algas muy estables para descargarse a las aguas receptoras.

e) Zanjas de Oxidación.- Este proceso constituye una variante o aplicación del sistema de lodos activados. El principio básico de las instalaciones de éste proceso, es la reconstrucción artificial del fenómeno natural de Autopurificación en una corriente de agua. Para ello el agua residual se agita violentamente con un rotor o cepillo y se provoca una corriente en un circuito generalmente elíptico (forma de la zanja). Después de un prolongado período de aeración es posible conseguir un cultivo biológico de lodo activado que estará continuamente en circulación. Una ventaja extraordinaria de éste proceso es la mineralización del exceso de lodos, y que pueda ser llevado directamente a lechos de secado.

4) Cloración

Este proceso consiste en la aplicación del cloro a las aguas residuales, con la finalidad primordial de destruir los microorganismos indeseables (desinfección) y controlar los olores de las aguas.

Con la cloración no se intenta esterilizar las aguas re-

residuales, pues la esterilización es la destrucción de todos los organismos vivos, lo cual no solamente es superfluo, sino poco práctico.

Generalmente la cloración es el último proceso de tratamiento que se les da a las aguas residuales antes de su evacuación.

El cloro puede aplicarse en forma de gas, líquido, o en la forma de hipoclorito, ya sea de sodio o de calcio, los cuales, al disolverse en el agua desprenden cloro.

5) Tratamiento Completo

Este proceso de tratamiento consiste en agrupar todos los tratamientos anteriores (Preliminar, Primario, Secundario y Cloración) y formar un sólo proceso.

Después de analizar detalladamente los distintos métodos de tratamiento de aguas residuales, así como el terreno disponible en la población de la Barca, y considerando los materiales de construcción y equipos nacionales existentes en el Estado de Jalisco, se llegó a la conclusión de que el tratamiento elegido, será el de tipo Completo, con una pequeña variación que es la de sustituir la sedimentación primaria, por una sedimentación secundaria.

A continuación se indica la secuencia que va a tener este tipo de tratamiento :

Las aguas residuales llegan a la planta de tratamiento, donde reciben primeramente el tratamiento preliminar mediante un cribado con rejillas, y un desarenado por medio de canales duplex; después de ésta etapa las aguas se someten a un tratamiento secundario, en el cual se utilizará el sistema de lodos activados con aeración en zanjas de oxidación biológica, para después someterse a una sedimentación secundaria mediante tanques; finalmente las aguas serán tratadas por cloración

con tanques de contacto para cloro, llegando así las aguas a su disposición final.

Por lo que respecta al excedente de lodos obtenidos, también recibirán un tratamiento, el cual se describe posteriormente.

Con el fin de que quede más explícito el proceso de tratamiento que se utilizará, se realizó un diagrama de flujo. - (Fig. 4)

IV.4.- Tratamiento y Disposición de Lodos

Se designa con el nombre de lodos, a las diversas materias sólidas mezcladas todavía con una gran porción de agua, y que van quedando como residuo en las diversas unidades por las que van pasando las aguas residuales en los procesos de tratamiento.

La cantidad y calidad de los lodos depende de las aguas residuales, del tipo de tratamiento elegido y del proceso de operación de la propia planta.

Los lodos se someten a un tratamiento con la finalidad de facilitar su disposición. El tratamiento de los lodos tiene principalmente dos objetivos que son :

- 1) Disminuir el volumen de los lodos que va a ser manejado, mediante la eliminación de parte o de toda la porción líquida.
- 2) Descomponer la materia orgánica muy putrescible a compuestos orgánicos e inorgánicos relativamente estables o inertes.

Basicamente se pueden considerar tres métodos de tratamiento de lodos :

- a) Espesamiento
- b) Digestión
- c) Secado o deshidratación

a) Espesamiento.- Este proceso consiste en concentrar los lodos diluidos para hacerlos más densos, en tanques espe-

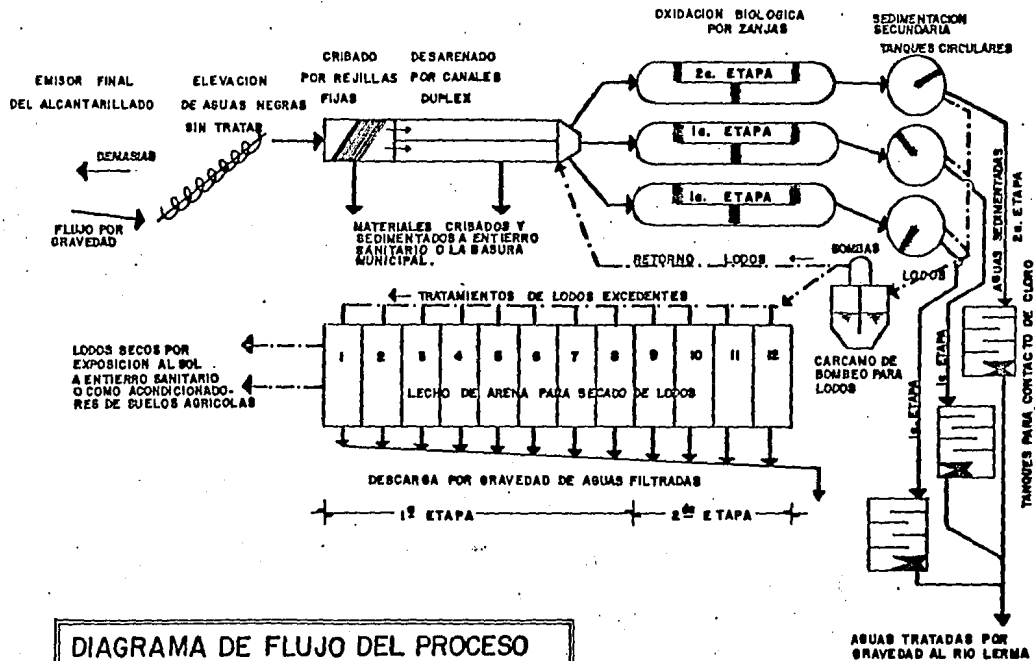


DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROCESO DE TRATAMIENTO DE TIPO COMPLETO.

ciales diseñados para éste propósito.

b) Digestión.- Este proceso tiene la finalidad de disminuir el volúmen de los lodos y descomponer la materia orgánica muy putrecible hasta formar compuestos orgánicos e inorgánicos relativamente estables. La digestión se lleva a cabo en tanques separados.

c) Secado o deshidratación.- Este proceso consiste en reducir la humedad de los lodos, y se puede lograr mediante : Lechos de secado, filtración al vacío, centrifugación y secados por vapor.

En lo particular, el método de tratamiento que se elige para tratar los lodos procedentes del tratamiento de aguas residuales de la Barca, es el de Secado de Lodos, y se realizará mediante lechos de secado.

La elección de éste proceso de tratamiento se debe a que los lodos generados en ésta planta de tratamiento tendrán bajo contenido de materia orgánica putrecible, por lo que no hay necesidad de someterlos a una digestión.

Los lechos de secado constituyen el método más antiguo y económico para el secado de los lodos. De ésta manera se elimina una cantidad de agua suficiente para que el resto pueda manejarse como un material sólido, con un contenido de humedad inferior al 70%.

En cuanto a la disposición de los lodos, ésta se puede realizar en agua o en tierra. En éste caso se dispondrán en tierra, ya sea utilizados como reacondicionadores de suelos agrícolas o enterrados.

IV.5.- Parámetros de Diseño

A continuación se indicarán los parámetros de diseño que regirán a las instalaciones de la planta de tratamiento de aguas residuales en la Barca. Estos parámetros se obtuvieron -

de la bibliografía (6).

1.- Rejillas

a) Abertura entre barras :

De 1.0 a 4.0 cm. Con el fin de evitar el paso de sólidos mayores a éste rango, que son los que pueden afectar las instalaciones posteriores.

b) Remoción del material retenido :

En plantas pequeñas es manual, El material retenido es enterrado o incinerado.

c) Inclinación de las barras :

En las instalaciones de limpieza manual el ángulo con la vertical es de 30° a 60°.

2.- Desarenadores

a) Velocidad del agua en el desarenador :

Esta velocidad es del orden de 0.3 m/seg (20%). Velocidad inferior a 0.15 m/seg causará depósitos de materia orgánica.- Velocidad superior a 0.4 m/seg permite el paso de la arena.

b) Dimensiones :

La profundidad del agua en el desarenador, para el gasto máximo, se conoce a partir del controlador de velocidad (Vector proporcional). La longitud del desarenador se calcula empíricamente, dependiendo de la profundidad; donde $L = 15 D$, - siendo L la longitud, y D la profundidad del agua (tirante).

3.- Zanjas de Oxidación Biológica

a) Tiempo de retención :

De 14 a 24 horas. Dependiendo de la concentración de las aguas residuales.

b) Movimiento del líquido en el canal y velocidad :

El agua residual impulsada por el rotor completa el circuito repetidas veces. La velocidad media es de 0.3 m/seg.

c) Profundidad de la sanja :

De 0.85 a 4.0 m.

4.- Sedimentador Secundario

a) Tiempo de retención :

De 2 a 3 horas. Ya que con un tiempo menor a éste rango no se logra una sedimentación adecuada, y con un tiempo mayor puede ocurrir una putrefacción de las aguas.

b) Carga superficial :

25 a 40 m³/m²/día.

c) Profundidad :

De 1.5 a 4.5 m (tirante útil de sedimentación).

5.- Tanque para Contacto de Cloro

a) Dosis de cloro :

De 5 a 8 mg/lit.

b) Tiempo de contacto :

Para gasto medio 20 min.

c) Profundidad del tanque :

De 1.0 a 3.0 m.

**CAPITULO V.- DISEÑO Y CALCULO DE LA PLANTA
DE TRATAMIENTO**

V.1.- Diseño y Cálculo Hidráulico

Una planta de tratamiento de aguas residuales se diseña para retirar de las aguas residuales la cantidad suficiente de sólidos orgánicos e inorgánicos que permitan su disposición, sin quebrantar los objetivos propuestos.

V.1.a.- Datos de Proyecto

Concepto	unidad	I Etapa año 1985	II Etapa año 2005
1) Población proyecto	hab.	22 560	30 200
2) Dotación específica de agua potable	lt/hab/día	200	200
3) Contribución específica de aguas residuales	lt/hab/día	160	160
4) Gasto medio	lt/seg	41.8	56.0
5) Coeficiente de Harmon		2.6	2.47
6) Gasto mínimo	lt/seg	20.9	28.0
7) Gasto máximo	lt/seg	108.7	138.4
8) Gasto máximo extraordinario	lt/seg	163.1	207.6
9) Contribución específica de materia orgánica como DBO	gr/hab/día	50	50
10) Concentración de DBO en el influente	mg/lt	250	250
11) Elevación aproximada	mnm	1 530	1 530
12) Temperatura media del agua	°C	20	20
13) Temperatura mínima del agua	°C	15	15
14) Temperatura máxima del agua	°C	25	25

Como se dijo anteriormente el método de tratamiento que se va a utilizar es el de tipo Completo, constando de tratamiento preliminar, tratamiento secundario, sedimentación secundaria, cloración y tratamiento de lodos.

Es importante señalar que dada la ubicación y condiciones del terreno donde se construirá la planta de tratamiento, hay necesidad de levantar su nivel (del terreno) a causa de que en tiempos de lluvia el río Lerma se ha desbordado e inundado la zona antes mencionada. El nivel de terreno se levantará aproximadamente 2.50 m, por lo que surge también la necesidad de construir un sistema de bombeo, ya que el emisor de aguas residuales quedará aproximadamente a 6.00 m debajo del nivel final del terreno.

El sistema de bombeo elevará las aguas procedentes del emisor hasta las instalaciones del tratamiento preliminar. El equipo que se utiliza para llevar a cabo éste objetivo será una Bomba Tipo Tornillo, la cual está basada en el principio de Arquímedes. (Fig. 5).

Se le atribuye a Arquímedes (Siglo III A. de C.) la invención de una máquina para elevar agua, mediante el uso de un tornillo formado al enrollar una manguera alrededor de una flecha central. En la actualidad éste mismo principio ha sido estudiado a fondo en varios países, principalmente en Holanda.

Las bombas modernas tipo tornillo consisten esencialmente de uno o varios mantos helicoidales, firmemente adheridos alrededor de un cilindro central hueco denominado tubo de Torque. Este tubo se instala inclinado respecto a la horizontal con ángulos que varían de 0° a 40° y apoyado en ambos extremos.

Las bombas tipo tornillo están limitadas a una altura máxima de bombeo de 9.00 m, además pueden manejar gastos en-

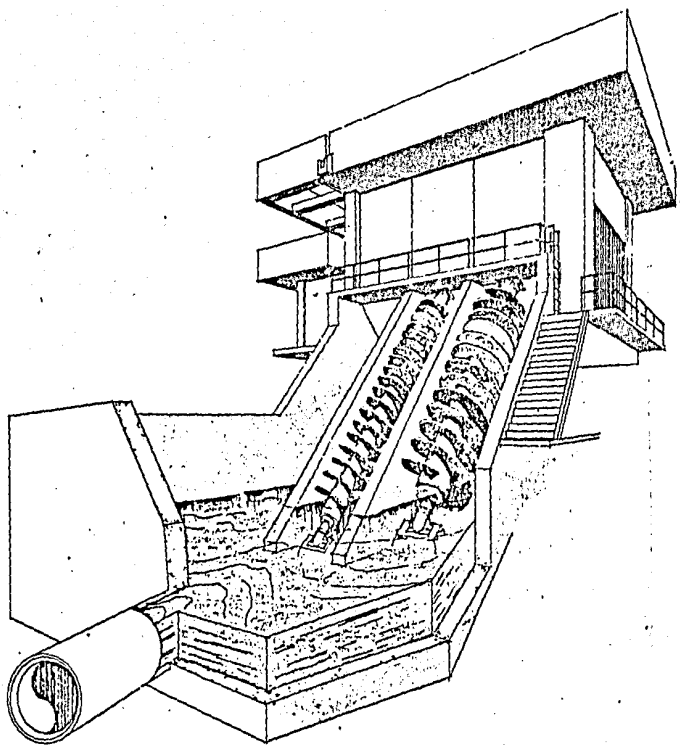


Fig. 5

BOMBA TIPO TORNILLO

PRINCIPIO DE ARQUIMEDES

un rango comprendido entre 40 y 6 000 lt/seg. Algunas ventajas de éste tipo de bombas son : Alto paso de sólidos, baja retención de sólidos en el equipo, mínimo desgaste, trabajan a velocidad constante, operan en forma eficiente en gastos variables, mantenimiento mínimo, fabricación nacional y a la medida, etc.

Después de haber dado una breve explicación del sistema de bombeo de aguas residuales frescas que se va a utilizar, se procede a realizar el diseño y cálculo hidráulico de las unidades que forman la planta de tratamiento.

V.I.b.- Tratamiento Preliminar

Este tratamiento se va a realizar mediante un cribado - con Rejillas y un desarenado con Canales. El propósito principal de éste tratamiento es remover los sólidos gruesos mayores que la abertura libre entre las barras de las rejillas y los sólidos cuya densidad sea considerablemente mayor que la del agua. Este tratamiento se diseñará con el gasto máximo - extraordinario de la II Etapa, es decir, 207.6 lt/seg; sin embargo como se construirán 2 rejillas y dos canales desarenadores el gasto de diseño será la mitad, o sea, 103.8 lt/s.

Calcularemos primero las dimensiones de los canales del desarenador, y en base a éstas calculamos las dimensiones de las rejillas, y de ésta forma obtener una simetría entre rejillas y canales desarenadores.

1) Desarenado.- Este proceso se logra con canales de -- sección rectangular, diseñados con un flujo a baja velocidad. Como se dijo anteriormente se utilizarán dos canales con un gasto de diseño de 103.8 lt/seg cada uno y una velocidad de 0.35 m/seg (Ref. 6). Esta velocidad, que es la indicada para un desarenado eficiente, se controla mediante un dimensio

namiento adecuado de los canales y con un vertedor proporcional. Este vertedor es una compuerta generalmente metálica, la cual tiene un hueco por donde se vierte el líquido (Fig. 6).

El gasto del vertedor proporcional está dado por la fórmula siguiente :

$$Q = cb \sqrt{2ga} \left(h - \frac{1}{3} a \right) \quad (\text{Ref. 10})$$

donde :

Q = gasto máximo de diseño = 0.1038 m³/seg

c = constante adimensional = 0.61

b = ancho de la base del vertedor

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg²

a = dimensión del vertedor = 0.05 m (valor supuesto)

h = altura máxima del vertedor = 0.50 m (valor supuesto)

Despejando "b" de la fórmula anterior tenemos :

$$b = \frac{Q}{c \sqrt{2ga} \left(h - \frac{1}{3} a \right)} = \frac{0.1038}{0.61 \sqrt{2(9.81)(0.05)} \left(0.50 - \frac{0.05}{3} \right)}$$

b = 0.35 m

El valor del ancho del canal está dado por la fórmula :

$$W = \frac{cb \sqrt{2ga}}{V_d}$$

donde :

V_d = velocidad en el canal = 0.35 m/seg

Sustituyendo :

$$W = \frac{0.61(0.35) \sqrt{2(9.81)(0.05)}}{0.35} \quad W = 0.60 \text{ m}$$

El largo del canal se obtiene mediante la relación :

L = 15 D (Ref. 6)

donde :

L = largo del canal

D = profundidad del agua a flujo máximo = 0.50 m

$$L = 15 \text{ (0.50)} \quad L = 7.50 \text{ m}$$

De tal forma que se construirán dos canales desarenadores con un ancho de 0.60 m, una altura de 0.70 m y una longitud de 7.50 m. (Fig. 7).

2) Cribado con Rejillas.- Este proceso es previo al desarenado. El tipo de rejillas a utilizar será de barras fijas paralelas. Estas rejillas se calculan con la fórmula :

$$W = \frac{B+S}{S} \cdot \frac{P}{VD} \quad (\text{Ref. 10})$$

donde :

W = ancho total de la criba, en m

B = espesor de las barras, en mm

S = claro libre entre barras, en mm

P = caudal máximo de diseño, en m³/seg

V = velocidad del agua a flujo máximo, en m/seg

D = profundidad del agua a flujo máximo

Si tenemos que :

$$B = 3/8" = 9.5 \text{ mm}$$

$$S = 25 \text{ mm}$$

$$P = 0.1038 \text{ m}^3/\text{seg}$$

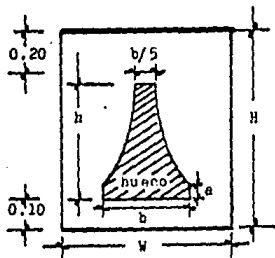
$$V = 0.60 \text{ m/seg (Ref. 9)}$$

$$D = 0.50 \text{ m}$$

$$W = \left(\frac{9.5 + 25}{25} \right) \left(\frac{0.1038}{(0.60)(0.50)} \right) = (1.38)(0.346)$$

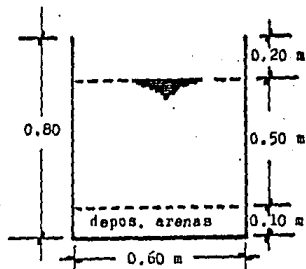
$$W = 0.48 \text{ m} \quad \text{Para simetría con el canal, } W = 0.60 \text{ m}$$

Por lo tanto se colocarán dos rejillas de 0.60 X 0.70 m con una inclinación de 45° con respecto a la horizontal. (Figura 8).



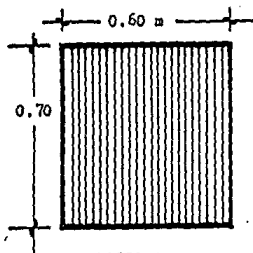
VERTEDOR PROPORCIONAL

Fig. 6



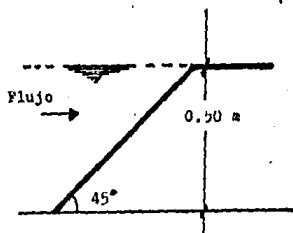
CANAL DESARENADOR

Fig. 7



REJILLA

Fig. 8



V.l.c.- Tratamiento Secundario

Este tratamiento se llevará a cabo mediante Zanjas de Oxidación Biológica y un equipo de rotores horizontales para la aireación de las aguas.

La eficiencia en la remoción y estabilización de la materia orgánica llega a ser del 80 al 90%, dependiendo de la operación y mantenimiento que se logre.

El gasto de diseño que se utilizará en éste proceso de tratamiento será el gasto medio de la I Etapa (41.8 lt/s) - para dos zanjas, y la II Etapa se complementa con una zanja más igual a las anteriores, es decir, que el gasto de diseño por zanja será de 20.9 lt/seg. Cabe mencionar que la zanja que se construirá para satisfacer la III Etapa quedará un poco sobrada, ya que el gasto medio de la II Etapa es de 56.0 lt/seg, y considerando tres zanjas tipo para un gasto de 20.9 lt/seg cada una, el gasto medio de diseño de la II Etapa se incrementa a 62.7 lt/seg. La causa de éste criterio se debió a razones constructivas, generándose además una capacidad extra de aguas para imprevistos.

El dimensionamiento de la zanja de oxidación biológica se obtiene por dos métodos :

1) Método de Alimentación - Carga

$$V = \frac{L_i Q}{Y SS} \quad (\text{Ref. 9})$$

donde :

V= volumen total, en m³

L_i=concentración inicial de DBO₅ a 20° C, en mg/lt

Q= gasto medio, en m³/día

Y= factor de carga

SS=concentración de sólidos suspendidos en el licor mezclado en mg/lt/día

Si tenemos que :

$L=250 \text{ mg/lt}$ (Datos de proyecto)

$Q = 20.9 \text{ lt/seg} = 1805.8 \text{ m}^3/\text{día}$

$\gamma = 0.14$ (Ref. 9)

$SS=3000 \text{ mg/lt/día}$ (Ref. 9)

Sustituyendo :

$$V = \frac{(250)(1805.8)}{(0.14)(3000)} \quad V = 1074.88 \text{ m}^3$$

2) Método de Tiempo de Retención

$$V = Q Tr \quad (\text{Ref. 9})$$

donde :

$V = \text{volumen total, en m}^3$

$Q = \text{gasto medio, m}^3/\text{hr}$

$Tr = \text{tiempo de retención, en hr}$

El tiempo de retención varía de acuerdo al tipo de clima del lugar. En la Barca el $Tr = 14 \text{ hr}$ (Ref. 6).

Sustituyendo :

$$V = (75.24)(14) \quad V = 1053.36 \text{ m}^3$$

Conclusión :

Los volúmenes resultantes de los dos métodos son muy aproximados, por lo que consideraremos el mayor, redondeándolo a 1075 m^3 .

La forma de lazanja de oxidación biológica será elíptica y tendrá las dimensiones siguientes :

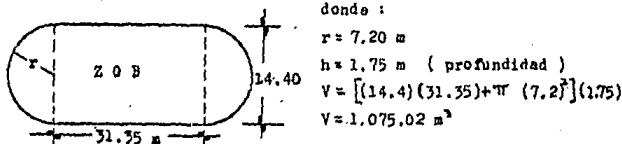


Fig. 9

En la figura 9 se muestra la zanja de oxidación tipo, - siendo en total tres para satisfacer el gasto de diseño de - la II Etapa (año 2005).

El equipo de aireación estará formado por tres rotores- horizontales tipo Jaula de Ardilla para cada zanja. (Figu - ra 10).

Cada zanja de oxidación tiene un vertedor, mediante el cual se conducen las aguas, después de haber recibido el tra tamiento correspondiente, hacia los tanques de sedimentación secundaria.

V.l.d.- Sedimentación Secundaria

La sedimentación secundaria tiene por objeto permitir, - bajo condiciones controladas y el tiempo suficiente, la sedi mentación de las partículas y flóculos biológicos recién for mados en las zanjas de oxidación biológica, produciéndose un efluente bastante clarificado. Este proceso de tratamiento - se llevará a cabo mediante unos tanques de sedimentación se cundaria: se construirán tres tanques tipo, uno para cada - zanja de oxidación.

El tanque de sedimentación secundaria será de forma cir cular, con escurrimiento radial, y el gasto de diseño será - el utilizado en las zanjas de oxidación biológica (20.9 -- lt/seg para cada tanque).

Las dimensiones de la unidad se obtienen de la forma si guiente :

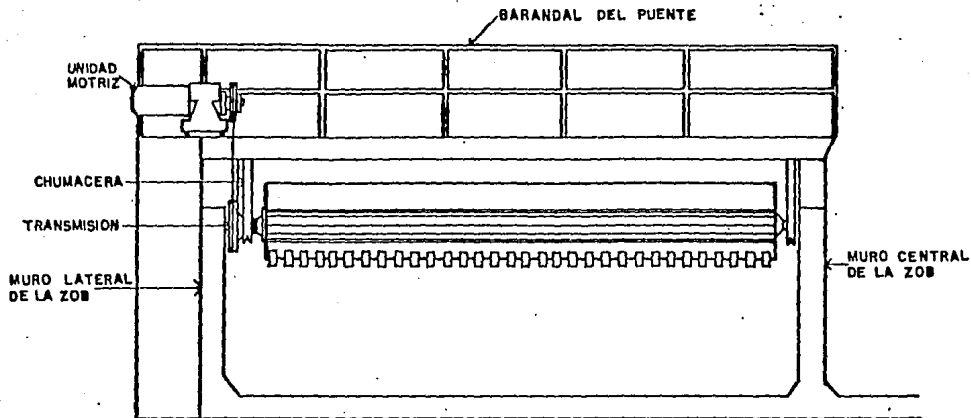
$$A = \frac{Q}{C.V.} \quad (\text{Ref. 10})$$

donde :

A = superficie del tanque, en m²

Q = gasto de diseño, en m³/día

C.V. = carga volumétrica de superficie, en m³/m²/día



ROTOR "JAULA DE ARDILLA"

FIG. 10

Si tenemos que :

$$Q = 1\ 805,8 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$C.V. = 25 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día} \quad (\text{Ref. 6})$$

Entonces :

$$A = \frac{1\ 805,8}{25}$$

$$A = 72,23 \text{ m}^2$$

$$\text{Diámetro} = \sqrt{\frac{4(72,23)}{\pi}} \quad \text{Diámetro} = 9,60 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad} = \frac{Q \text{ Tr}}{A} = \frac{(75,24 \text{ m}^3/\text{hr})(2,5 \text{ hr})}{72,23 \text{ m}^2}$$

$$\text{Profundidad} = 2,60 \text{ m}$$

El diámetro se redondea a 10 m ya que en el centro del tanque sedimentador hay un conducto que disminuye el área. La pendiente del fondo del tanque será de $7,5^\circ$ con respecto a la horizontal. (Fig. 11).

En el tanque de sedimentación secundaria, los sólidos sedimentados (Lodos) se conducen ya sea a los lechos de secado o se recirculan a las zanjas de oxidación (Lodos Activos), y por otra parte las aguas clarificadas, producto de esta sedimentación, se someten a una Cloración.

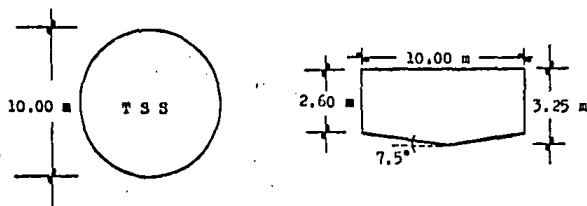


Fig. 11

V.l.s.- Cloración

Este proceso se realizará con Tanques para Contacto de Cloro. Estos tanques son fundamentales para asegurar el contacto adecuado y suficiente del cloro con las aguas tratadas, recién salidas del sedimentador secundario. Esto se logra con un arreglo en volúmen suficiente, con mamparas que permitan el mezclado hidráulico y tiempo de contacto suficiente. El cloro se aplica mediante un difusor, alimentado constantemente por un clorador o hipoclorador automático.

El efluente de ésta unidad sale prácticamente libre de bacterias, con lo cual se asegura su calidad para ser reutilizado o dispuesto en el río Lerma.

A continuación se realiza el cálculo y diseño del dimensionamiento de un tanque para contacto de cloro tipo. El gasto de diseño será de 20.9 lt/seg (gasto medio); el tiempo de retención de las aguas será de 20 min. (Ref. 6), por lo que :

$$\text{Volúmen} = Q \text{ Tr} = (0.0209 \text{ m}^3/\text{seg})(1200 \text{ seg})$$

$$\text{Volúmen} = 25.08 \text{ m}^3$$

$$\text{Si Profundidad} = 1.50 \text{ m} \quad \text{Área} = \frac{25.08}{1.50} = 16.72 \text{ m}^2$$

La forma del tanque es rectangular con las dimensiones siguientes :

Largo = 5.80 m (libras)

Ancho = 3.00 m

(Fig. 12)

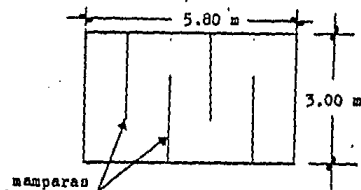


Fig. 12

V.l.f.- Tratamiento de Lodos

Este tratamiento se efectuará con Lechos de Secado, que consisten en unos depósitos rectangulares en los cuales se colocan filtros de gravas y arenas bien graduadas. Estos depósitos contienen un sistema de drenaje adecuado para evacuar las aguas filtradas; en cambio los sólidos se quedan en la superficie del filtro, por lo que hay que removerlos periódicamente.

Para obtener las dimensiones de los lechos de secado hay que tomar en cuenta :

Población proyecto (II Etapa) = 30 200 hab

Area unitaria = 0.05 m²/hab (Ref. 9)

∴ Area proyecto = 30 200 (0.05) = 1 510 m²

Si se construyen 12 lechos de secado, cada uno tendrá una superficie de 125.83 m².

Por lo tanto :

Superficie = Largo X Ancho = 125.83 m

Si Ancho = 7.00 m Largo = 17.98 m ≈ 18.00 m

De lo anterior se concluye que se construirán 12 lechos de secado de 7.00 X 18.00 m (Fig. 13).

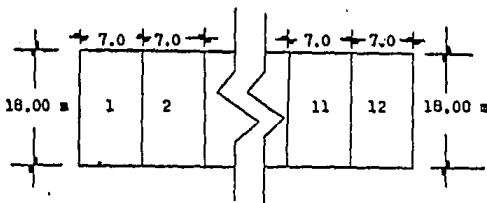
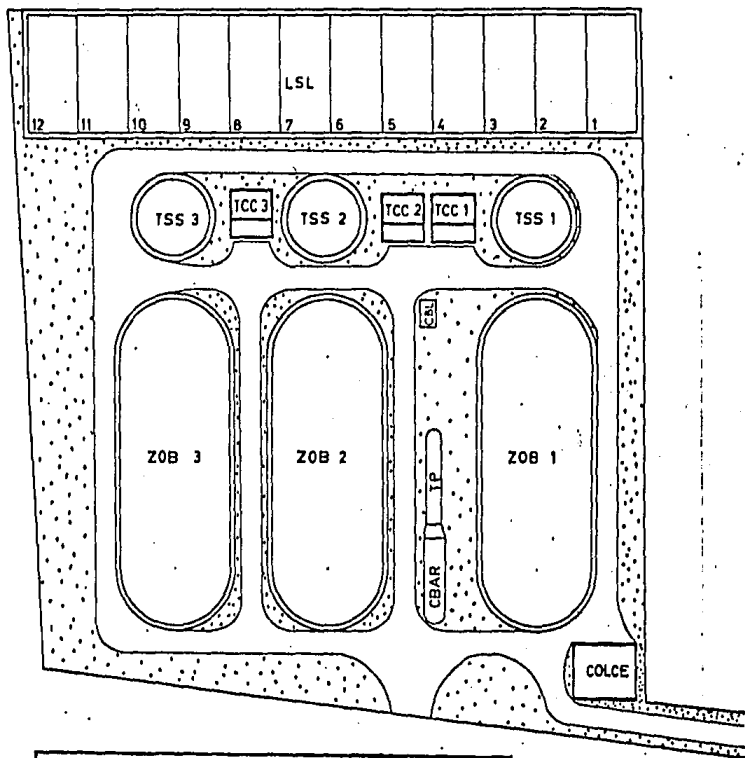


Fig. 13

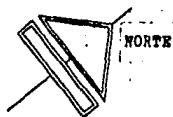
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Plano de Conjunto



SÍMBOLOS CONVENCIONALES

- CBAR — Cárcamo de Bombeo de Aguas Residuales.
 TP — Tratamiento Preliminar.
 ZOB — Zanja de Oxidación Biológica.
 TSS — Tanque de Sedimentación Secundaria.
 TCC — Tanque para Contacto de Cloro.
 LSL — Lechos de Secado de Lodos.
 CBAR — Cárcamo de Bombeo de Lodos.
 COLCE — Caseta para Oficina, Laboratorio, y Control
 eléctricos.



V.2.- Diseño y Cálculo Estructural

Las dimensiones de las unidades de la planta de tratamiento obtenidas en el diseño y cálculo hidráulico (Sección anterior) tendrán una modificación en cuanto a las alturas o profundidades, ya que se incrementará a éstas un espacio para formar un bordo libre para las aguas a tratar.

Además es importante señalar, que las dimensiones obtenidas en la sección anterior corresponden a medidas interiores - en las estructuras de cada unidad, es decir, medidas libres.

Las estructuras de las instalaciones de la planta de tratamiento serán de Concreto Reforzado, utilizándose concreto - $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ con un aditivo impermeabilizante, y el acero de refuerzo es de $f_y = 3\ 000 \text{ Kg/cm}^2$.

La capacidad de carga del terreno es de 0.4 Kg/cm^2 y el material de relleno compacto tiene un peso específico de $2.1 \text{ Toneladas por metro cúbico}$ y un ángulo de fricción interna (ϕ) de 30° .

El método de diseño a utilizar será el de la teoría Elástica y de sección Balanceada.

A continuación se realiza una relación de las fórmulas, - notación correspondiente y especificaciones a considerar.

FÓRMULAS :

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$p = \frac{k f_c}{2 f_s}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}}$$

$$R = \frac{1}{2} f_c k j$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$d = \frac{V}{V_o b}$$

ESPECIFICACIONES :

$$f_s = 0.5 f_y \quad f_c = 0.45 f'_c \quad E_c = 4270 \sqrt{f'_c}$$

$$U_c = 0.29 \sqrt{f'_c} \quad A_{st} = 0.002 b h \quad A_{s \min} = 0.0025 b d$$

NOTACION :

- n = relación modular elástica
- Es = módulo de elasticidad del acero de refuerzo, Kg/cm²
- Ec = módulo de elasticidad del concreto, Kg/cm²
- fy = resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo, Kg/cm²
- fs = esfuerzo permisible de tensión del acero de refuerzo, - Kg/cm²
- f'c = resistencia especificada a la compresión del concreto, - Kg/cm²
- fc = esfuerzo permisible en compresión del concreto, Kg/cm²
- k = factor de relación de la profundidad del eje neutro y el peralte efectivo
- ja = factor de relación del brazo del par formado entre tensión-compresión y el peralte efectivo
- p = porcentaje de acero de refuerzo en tensión
- d = distancia desde la fibra más alejada en compresión hasta el centroide del acero de refuerzo (peralte efectivo), cm
- M = momento actuante, Kg cm
- b = ancho de la cara en compresión del miembro, cm
- R = constante igual a 1/2 fc k j
- h = peralte total del miembro, cm
- As = área de acero de refuerzo, cm²
- Ast = área de acero por contracción y temperatura, cm²
- V = fuerza cortante actuante, Kg
- Uc = esfuerzo cortante resistente por el concreto, Kg/cm²

En seguida se va a realizar el cálculo de los valores que serán constantes para todo el cálculo estructural.

$$f_c = 0.45 f'_c = 0.45(210 \text{ Kg/cm}^2) = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.5 f_y = 0.5(3\ 000 \text{ Kg/cm}^2) = 1\ 500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2\ 000\ 000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 4\ 270 \sqrt{f'_c} = 4\ 270(2.3)^{1.8} \sqrt{210} = 225\ 017 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\ 000\ 000}{225\ 017} = 8.89 \approx 9$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1\ 500}{9(94.5)}} = 0.36$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.36}{3} = 0.88$$

$$R = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2}(94.5)(0.36)(0.88) = 14.97$$

El recubrimiento del acero de refuerzo será de 6.0 cm para la superficie que esté en contacto con el agua y de 4.0 cm para la superficie que esté en contacto con el suelo.

La convención de signos para los momentos es la siguiente

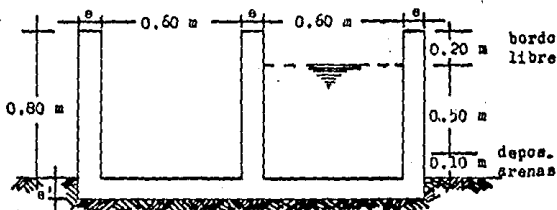


Ya que la relación largo entre ancho de las losas es mayor o igual que dos, se diseñarán en una sola dirección.

1) Canales Desarenadores

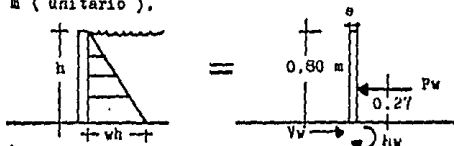
En ésta instalación los muros laterales trabajarán en un sólo sentido, que será cuando el o los canales tengan agua; - en cambio el muro central trabajará en dos sentidos, depen - diendo del canal que tenga agua.

La losa de piso trabajará en un sentido, que es el que - proporciona el momento actuante.



1.a) Análisis de Cargas.

A) En muros.- La única carga que se considera es la del agua. Este análisis se hará para un ancho de muro de 1.00 m (unitario).



$$P_w = \frac{w h^2}{2} = \frac{(1000 \text{ Kg/m}) (0.80 \text{ m})^2}{2} = 320 \text{ Kg/m}$$

Ya que ancho es unitario, $P_w = 320 \text{ Kg}$

$$(-)H_w = (320 \text{ Kg}) (0.27 \text{ m}) = 86.4 \text{ Kg m}$$

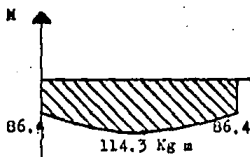
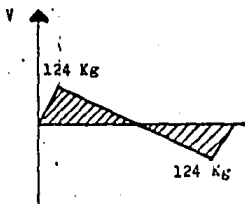
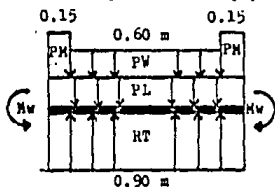
$$V_w = 320 \text{ Kg}$$

F.P. = peso propio; considerando $e = 0.15 \text{ m}$

$$= (0.80) (0.15) (1.00) (2300 \text{ Kg/m}) = 276 \text{ Kg}$$

B) En losa de piso.- Esta absorberá también las cargas del muro, ya que están ligados (muro-losa), además se consideran las cargas de el peso del agua y peso propio de la losa. Igualmente que en los muros se analiza un ancho de 1.00 m.- Las cargas de los pesos propios y la reacción del terreno se consideran cargas uniformemente repartidas.

Las cargas axiales son despreciables ya que además de no ser de gran intensidad, no afectan considerablemente a la losa, ya que está apoyada longitudinalmente.



Donde :

$$PM = \text{peso del muro, Kg/m} \\ = 276 \div 0.15 = 1840 \text{ Kg/m}$$

$$PW = \text{peso del agua, Kg/m} \\ = (0.60)(1.0)(1000 \text{ Kg/m}^3) \\ = 600 \text{ Kg/m}$$

$$PL = \text{peso de la losa, Kg/m} \\ \text{considerando } e' = 0.15 \text{ m} \\ = (0.15)(1.0)(2300 \text{ Kg/m}^3) \\ = 345 \text{ Kg/m}$$

$$\Sigma F_v = 0.60(600) + 2(0.15)(1840) + 0.90(345) - RT(0.90) = 0$$

$$RT = \text{reacción del terreno, Kg/m} \\ = 1358.33 \text{ Kg/m}$$

Para que no haya asentamiento la capacidad de carga del terreno debe ser $\geq 0.14 \text{ Kg/cm}^2$.

Del diagrama de cortantes :

$$V_{\max} = 124 \text{ Kg}$$

Del diagrama de momentos :

$$(-)M_{\max} = 114.3 \text{ Kg m}$$

1. b) Diseño de muros

Datos de diseño :

$$(-) M_{max} = 8\ 640\ \text{Kg cm}$$

$$V_{max} = 320\ \text{Kg}$$

a) Por Flexión

Con fórmula 5 :

$$d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}} = \sqrt{\frac{8\ 640}{(14.97)(100)}} = 2.4\ \text{cm}$$

Con fórmula 6 :

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{8\ 640}{(1500)(0.88)(2.4)} = 2.73\ \text{cm}^2$$

Por razones constructivas $d = 8.5\ \text{cm}$

Para acero por contracción y temperatura con fórmula E :

$$A_{st} = 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002(100)(8.5 + 6.5) = 3.0\ \text{cm}^2$$

El acero por temperatura se colocará perpendicularmente al acero principal, formando una parilla.

b) Revisión por Cortante

Con fórmula D :

$$\mathcal{U}_c = 0.29 \sqrt{f'c} = 0.29 \sqrt{210} = 4.20\ \text{Kg/cm}^2$$

Con fórmula 7 :

$$d = \frac{V}{\mathcal{U}_c b} = \frac{320}{(4.20)(100)} = 0.76\ \text{cm} < 8.5\ \text{cm}; \text{ por lo tanto es correcto.}$$

Ya que la fuerza cortante es pequeña, no hay necesidad de revisar la adherencia.

c) Conclusión

$$d = 8.5\ \text{cm}$$

$$h = 15\ \text{cm}$$

$$A_s = 5 \ \phi \ 3/8'' = 3.54\ \text{cm}^2$$

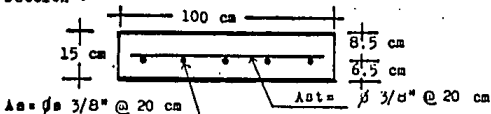
$$A_{st} = 5 \ \phi \ 3/8'' = 3.54\ \text{cm}^2$$

Separación de varillas

$$\text{Sep} = \frac{b Q_a}{A_s} \quad \text{donde : } Q_a = \text{Área de una varilla}$$

$$\text{Sep } A_s = \text{Sep } A_{st} = \frac{(100)(0.71)}{3.54} = 20 \text{ cm}$$

Sección :



Tanto en los muros laterales como el central tendrán el mismo armado y el mismo espesor, con la pequeña variante de que en el muro central el acero de refuerzo estará al centro del muro, para que de ésta forma pueda trabajar en ambos sentidos con una $d = 7.5 \text{ cm}$ (mayor que la permisible).

1.c) Diseño de losa de piso

Datos de diseño :

$$(-) M_{max} = 11\,430 \text{ Kg cm}$$

$$V_{max} = 124 \text{ Kg}$$

a) Por Flexión

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}} = \sqrt{\frac{11\,430}{(14.97)(100)}} = 2.8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{11\,430}{(1\,500)(0.88)(2.8)} = 3.1 \text{ cm}^2$$

Para simetría se considera $d = 8.5 \text{ cm}$, por lo que $h = 15 \text{ cm}$.

Acero por contracción y temperatura :

$$A_{st} = 0.002 b h = 0.002(100)(15) = 3.0 \text{ cm}^2$$

b) Revisión por Cortante

$$d = \frac{V}{\sigma_c b} = \frac{124}{(4.20)(100)} = 0.30 \text{ cm} < 8.5 \text{ cm} \quad \text{es correcto}$$

c) Conclusión

$d = 8.5 \text{ cm}$

$h = 15 \text{ cm}$

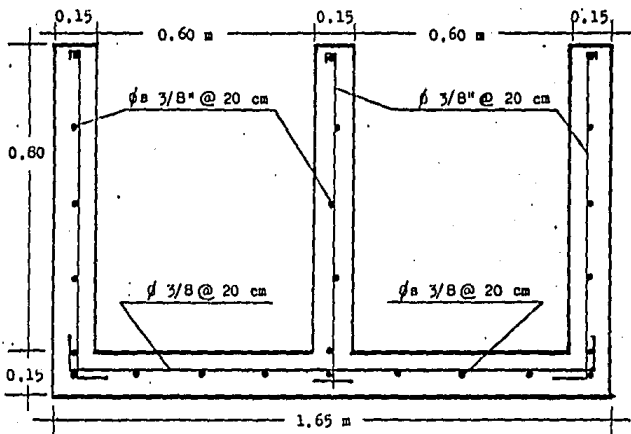
$A_s = A_{st} = 3.54 \text{ cm}^2 = 5 \phi 3/8"$

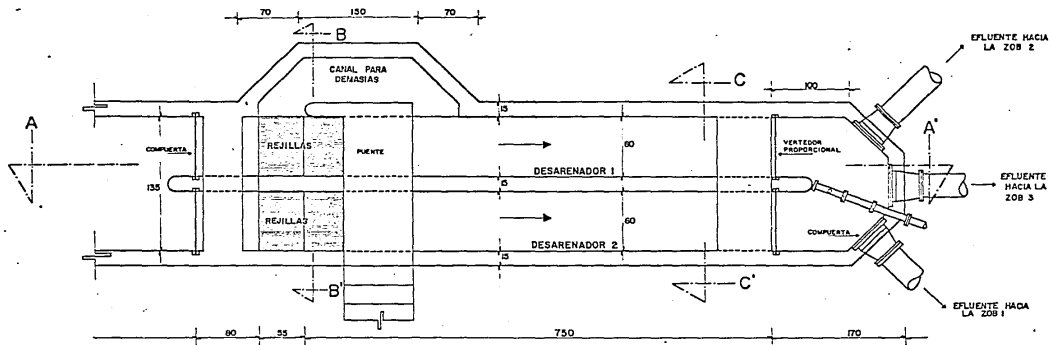
Separación de varillas

$\text{Sep } A_s = \text{Sep } A_{st} = \frac{(100)(0.71)}{3.54} = 20 \text{ cm}$

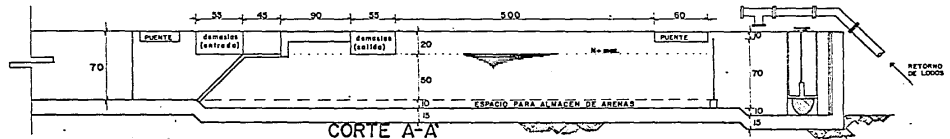
La sección de la losa de piso es igual a la sección del muro.

Sección de la Estructura de los Canales Desarenadores

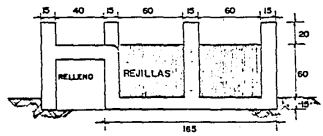




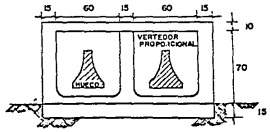
PLANTA



CORTE A-A

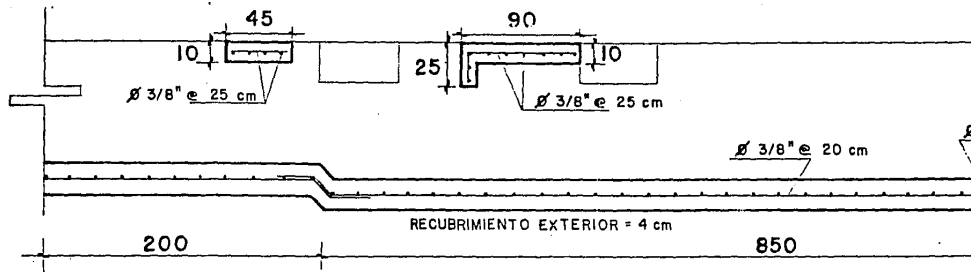


CORTE B-B'

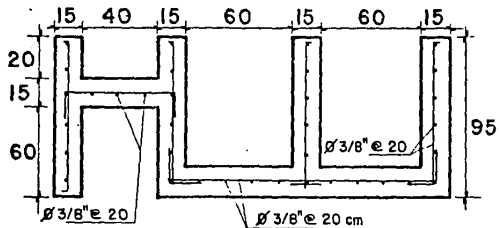


CORTE C-C'

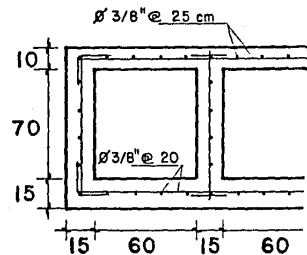
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA.	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
CONTENIDO: TRATAMIENTO PRELIMINAR: CRIBADO Y DESARENADO	
TESIS PROFESIONAL	
PRESENTA: HERIBERTO PEREZ LIZARRAGA.	
ESCALA 1:25	HECOSA 1 Cms
2	GUADALAJARA JALISCO : FECHA : ENERO 1988



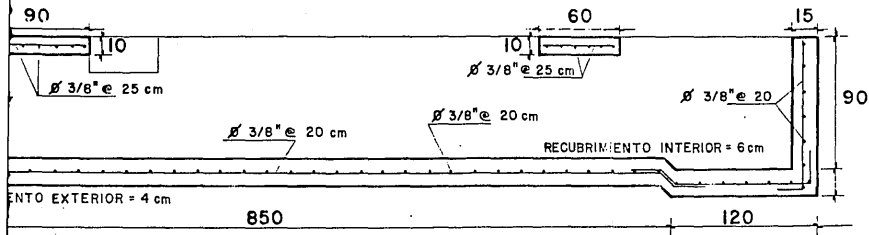
CORTE A-A'



CORTE B-B'



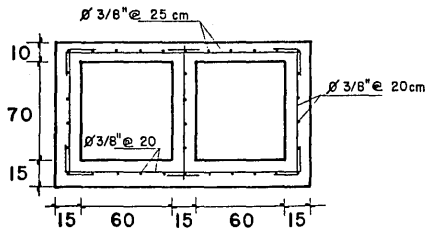
CORTE C-C



CORTE A-A'

CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO $f_y = 3000 \text{ Kg/cm}^2$

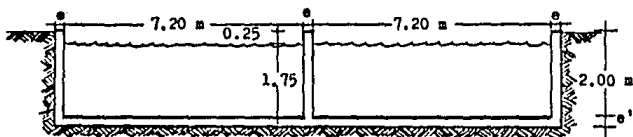


CORTE C-C'

DETALLES ESTRUCTURALES
TRATAMIENTO PRELIMINAR

2) Zanja de Oxidación Biológica (ZOB)

Esta unidad estará debajo del nivel del terreno, razón - por la cual existirán empujes tanto de agua como de tierra.

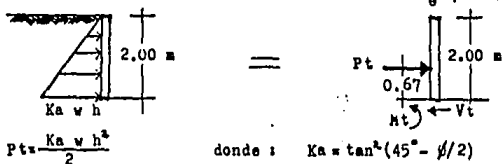


2.a) Análisis de Cargas

- A) En muros.- Los únicos muros que trabajarán son los laterales, ya que el muro central es para dividir el flujo - rotatorio que se formará en la zanja.

Los muros laterales trabajarán en dos sentidos; cuando esté vacía la ZOB tendrán que resistir el empuje de tierras, y cuando esté llena resistirá la diferencia de los empujes agua-tierra.

A.1) Con ZOB vacía



donde : $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$
 $= \tan^2(45^\circ - 30^\circ/2)$
 $K_a = 0.333$

Entonces :

$$Pt = \frac{0.333(2\ 100\ \text{Kg/m})(2.00\ \text{m})^2}{2} = 1\ 400\ \text{Kg/m}$$

Ya que el ancho es unitario, $Pt = 1\ 400\ \text{Kg}$

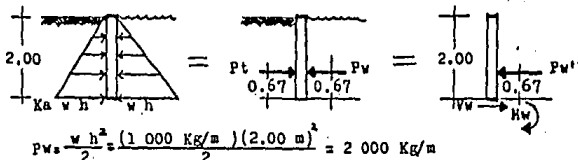
$$(\rightarrow) Mt = (1\ 400\ \text{Kg})(0.67\ \text{m}) = 938\ \text{Kg m}$$

$$Vt = 1\ 400\ \text{Kg}$$

PP = Peso propio; considerando $e = 0.20\ \text{m}$

$$= (2.00)(0.20)(1.00)(2\ 300\ \text{Kg/m}) = 920\ \text{Kg}$$

A.2) Considerando la ZOB llena de agua



$$P_w = \frac{w h^2}{2} = \frac{(1\ 000\ \text{Kg/m})(2.00\ \text{m})^2}{2} = 2\ 000\ \text{Kg/m}$$

Ya que $P_t = 1\ 400\ \text{Kg/m}$.'. $P_w' = 2\ 000 - 1\ 400 = 600\ \text{Kg/m}$

Por lo tanto :

$$(-) M_w = (600\ \text{Kg})(0.67\ \text{m}) = 402\ \text{Kg m}$$

$$V_w = 600\ \text{Kg}$$

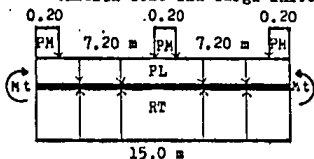
$$PP = 920\ \text{Kg}$$

En base a los análisis de cargas realizados, se concluye que los muros laterales sí trabajarán en dos sentidos.

B) En losa de piso.- Esta losa captará las cargas generadas en el muro (ambas alternativas), así como el peso del agua y el peso propio de la losa.

B.1) Para ZOB vacía.- Aquí se toma en cuenta los pesos propios de los muros (laterales y central) y de la losa de piso. Además se considera el momento (\rightarrow) que se originó en los muros.- Los pesos propios se representarán con cargas uniformemente repartidas; los valores de espesor de muros y losa son :

$e = 0.20 \text{ m}$ y $e' = 0.25 \text{ m}$. La reacción del terreno se considera también como una carga uniformemente repartida.



PM = Peso del muro, Kg/m

$$= (2.0)(1.0)(2\ 300) = 4\ 600 \text{ Kg/m}$$

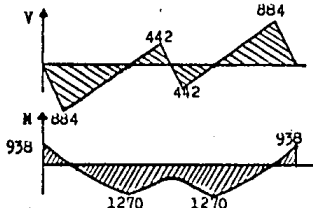
PL = Peso de la losa de piso, Kg/m

$$= (0.25)(1.0)(2\ 300) = 575 \text{ Kg/m}$$

RT = Reacción del terreno, Kg/m

$$\Sigma F_v = 4\ 600(0.6) + 575(15.0) - RT(15.0) = 0$$

$$RT = 759 \text{ Kg/m}$$



Del diagrama de cortantes :

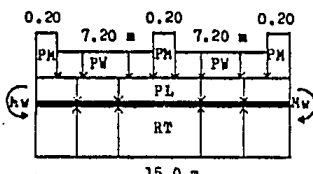
$$V_{\max} = 884 \text{ Kg}$$

Del diagrama de momentos :

$$(+)\ M_{\max} = 938 \text{ Kg m}$$

$$(-)\ M_{\max} = 1\ 270 \text{ Kg m}$$

B.2) Para ZOB llena de agua.- Las cargas a considerar son las generadas por los muros y los pesos propios (de muros, losa y agua).



donde :

PM = Peso del muro = 4 600 Kg/m

PL = Peso de la losa = 575 Kg/m

PW = Peso del agua, Kg/m

$$= (2.0)(1.0)(1\ 000) = 2\ 000 \text{ Kg/m}$$

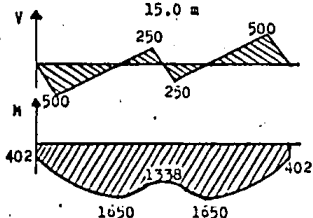
RT = Reacción del terreno, Kg/m

$$\Sigma F_v = 4\ 600(0.6) + 575(15.0) + 2\ 000(2)(7.2) - RT(15.0) = 0$$

$$RT = 2\ 679 \text{ Kg/m} \therefore \text{capac. de carga del terreno} \geq 0.27 \text{ Kg/cm}^2$$

Del diagrama de cortantes :

$$V_{\max} = 500 \text{ Kg}$$



Del diagrama de momentos :

$$(-)\ M_{\max} = 1\ 650 \text{ Kg m}$$

2. b) Diseño de muros

En éste diseño se consideran el cortante y los momentos mayores, juntando ambas alternativas (ZOB vacía y llena).

Datos de diseño :

$$(+)\text{Mmax} = 93\ 800 \text{ Kg cm}$$

$$(-)\text{Mmax} = 40\ 200 \text{ Kg cm}$$

$$\text{Vmax} = 1\ 400 \text{ Kg}$$

a) Por Flexión

Con momento positivo :

$$d = \sqrt{\frac{\text{M}+}{\text{R b}}} = \sqrt{\frac{93\ 800}{(14.97)(100)}} = 7.9 \text{ cm}$$

$$\text{As} = \frac{\text{M}+}{\text{fs j} d} = \frac{93\ 800}{(1\ 500)(0.88)(7.9)} = 9.0 \text{ cm}^2$$

Con momento negativo :

$$d = \sqrt{\frac{\text{M}-}{\text{R b}}} = \sqrt{\frac{40\ 200}{(14.97)(100)}} = 5.2 \text{ cm}$$

$$\text{As} = \frac{\text{M}-}{\text{fs j} d} = \frac{40\ 200}{(1\ 500)(0.88)(5.2)} = 5.9 \text{ cm}^2$$

Por razones constructivas se considera $d_{\text{m}} = 15.5 \text{ cm}$, por lo que $h = 20 \text{ cm}$.

$$\text{Ast} = 0.002 \text{ b h} = 0.002(100)(20) = 4.0 \text{ cm}^2$$

= 2.00 cm^2 para cada lecho

b) Revisión por Cortante

$$\text{Vc} = 0.29 \sqrt{210} = 4.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{\text{V}}{\text{Vc b}} = \frac{1\ 400}{4.20(100)} = 3.3 \text{ cm} < 15.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto no hay necesidad de colocar estribos.

c) Conclusión

$d = 15.5$ cm para momento positivo

$h = 20$ cm

$A_s = 10.13$ cm² = 8 ϕ 1/2" para momento positivo

$A_s' = 6.33$ cm² = 5 ϕ 1/2" para momento negativo

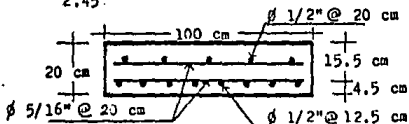
$A_{st} = 2.45$ cm² para cada lecho = 5 ϕ 5/16" cada uno

Separación de varillas

$$\text{Sep } A_s = \frac{100(1.27)}{10.13} = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Sep } A_s' = \frac{100(1.27)}{6.33} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sep } A_{st} = \frac{100(0.49)}{2.45} = 20 \text{ cm}$$



2.o) Diseño de losa de piso

Datos de diseño :

(+) $M_{max} = 93\ 800$ Kg cm

(-) $M_{max} = 165\ 000$ Kg cm

$V_{max} = 884$ Kg

a) Por Flexión

Con momento positivo :

$$d = \sqrt{\frac{M_+}{R b}} = \sqrt{\frac{93\ 800}{(14.97)(100)}} = 7.9 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_+}{f_s j d} = \frac{93\ 800}{(1\ 500)(0.88)(7.9)} = 9.0 \text{ cm}^2$$

Con momento negativo :

$$d = \sqrt{\frac{M_-}{R b}} = \sqrt{\frac{165\ 000}{(14.97)(100)}} = 10.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{165\,000}{(1\,500)(0.88)(10.5)} = 11.9 \text{ cm}^2$$

∴ Se considera $d_1 = 18.4 \text{ cm}$, y $h = 18.4 + 0.6 + 6.0 = 25 \text{ cm}$.

$$A_{st} = 0.002 b h = 0.002(100)(25) = 5.0 \text{ cm}^2$$

= 2.5 cm² en cada lecho

b) Revisión por Cortante

$$d = \frac{V}{\sqrt{c} b} = \frac{884}{(4.20)(100)} = 2.1 \text{ cm} < 18.4 \text{ cm}, \text{ por lo que no hay necesidad de colocar eslabos.}$$

c) Conclusión

$d = 18.4 \text{ cm}$ para momento negativo

$h = 25 \text{ cm}$

$A_s = 10.13 \text{ cm}^2 = 8 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$ para momento positivo

$A_s' = 12.7 \text{ cm}^2 = 10 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$ para momento negativo

$A_{st} = 2.94 \text{ cm}^2$ para cada lecho = 6 $\phi \text{ } 5/16''$ cada uno

Separación de varillas

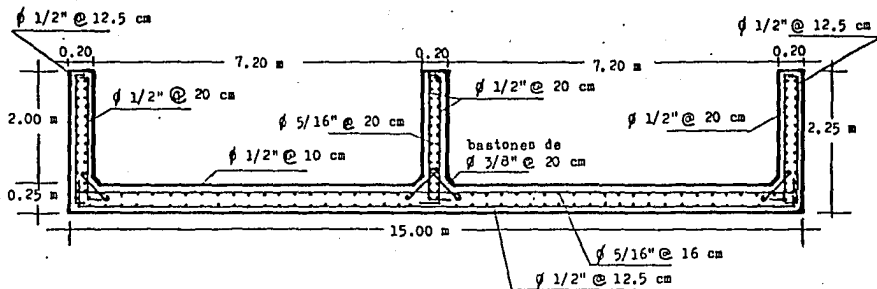
$$\text{Sep } A_s = \frac{(100)(1.27)}{10.13} = 12.5 \text{ cm}$$

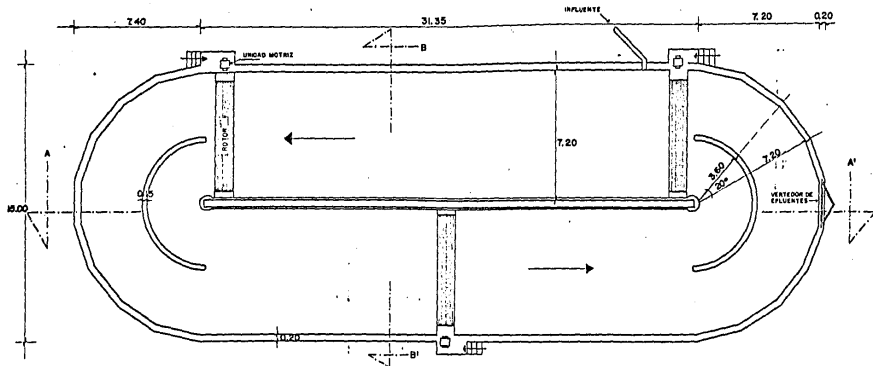
$$\text{Sep } A_s' = \frac{(100)(1.27)}{12.7} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Sep } A_{st} = \frac{(100)(0.49)}{2.94} = 16 \text{ cm}$$

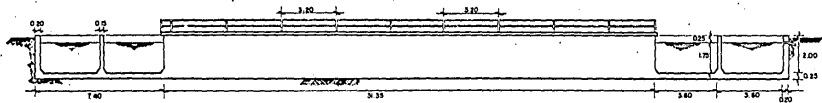


Sección de la Estructura de la Zanja de Oxidación Biológica

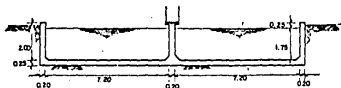




PLANTA

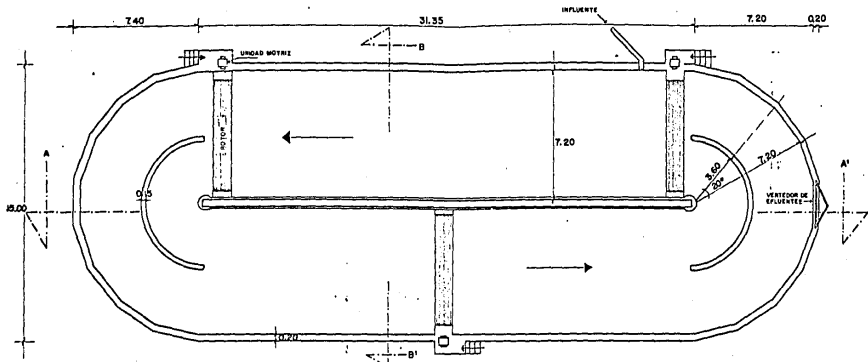


CORTE A-A'

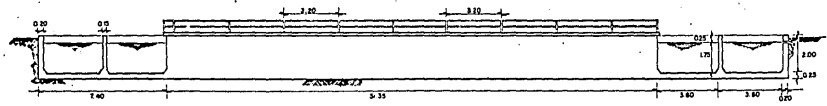


CORTE B-B'

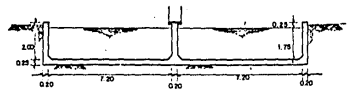
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA.	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
CONTENIDO ZANJA DE OXIDACION BIOLOGICA	
TESIS PROFESIONAL	
PRESENTA: HERIBERTO PEREZ LIZARRAGA.	
3	ESCALA 1:100 MEDIDAS EN MTS.
GUADALAJARA, Jalisco	FECHA: ENERO, 1988



PLANTA

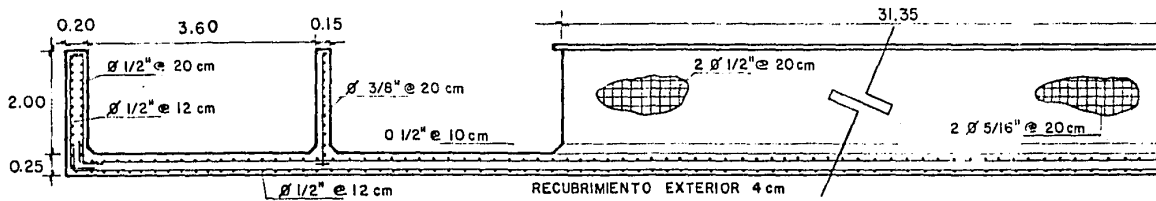


CORTE A-A

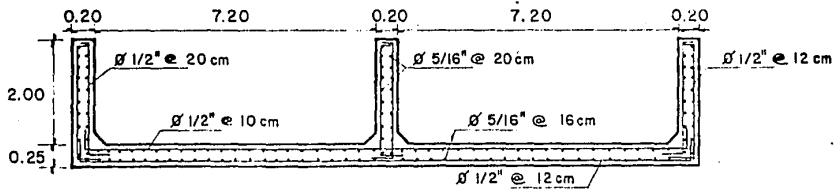


CORTE B-B'

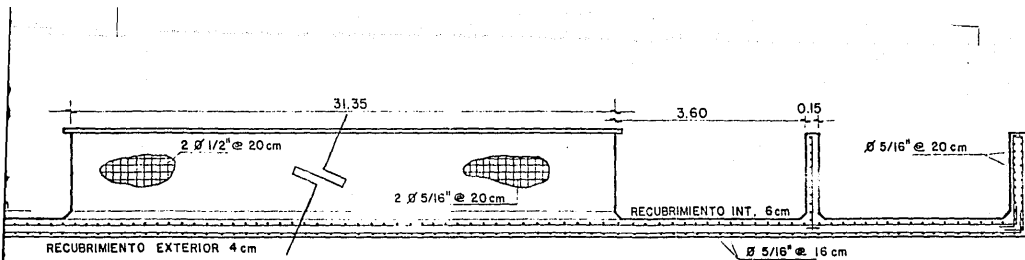
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA.		
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL		
CONTENIDO ZANJA DE OXIDACIÓN BIOLÓGICA		
TESIS PROFESIONAL		
PRESENTA: HERIBERTO PÉREZ LIZARRAGA		
ESCALA: 1:100	MEDIDAS: MTS.	
3	GUADALAJARA	MARZO DE 1988



CORTE A-A'



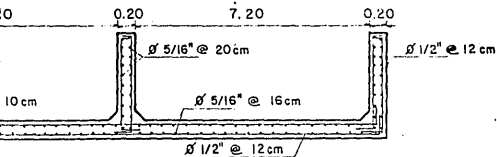
CORTE B-B'



CORTE A-A'

CONCRETO $f'_c = 210\text{ Kg/cm}^2$

ACERO $f_y = 3000\text{ Kg/cm}^2$

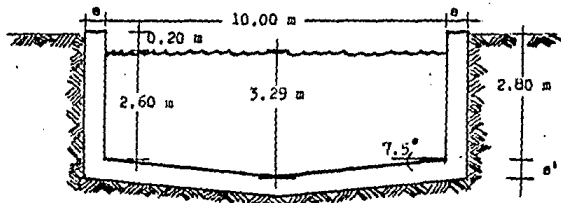


CORTE B-B'

DETALLES ESTRUCTURALES
ZANJA DE OXIDACION -
BIOLÓGICA

3) Tanque Sedimentador Secundario (TSS)

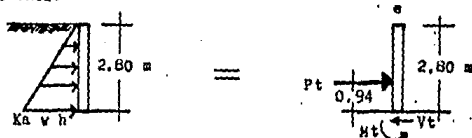
Esta instalación tiene las mismas características, en cuanto a cargas, que la ZOB.



3.a) Análisis de Cargas

A) En muros.- Como se dijo anteriormente éste análisis tendrá las mismas características que la ZOB.

A.1) Con TSS vacío



$$Pt = \frac{K_a v h^3}{2} = \frac{0.333(2100 \text{ Kg/m}^3)(2.80)^3}{2} = 2744 \text{ Kg/m}$$

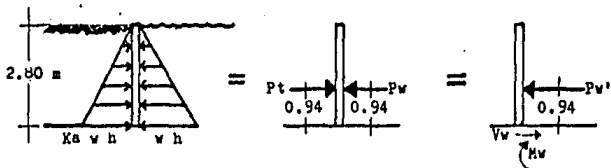
Ya que ancho es unitario $Pt = 2744 \text{ Kg}$

$$(+Ht = 2744(0.94) = 2579.4 \text{ Kg m}$$

$$Vt = 2744 \text{ Kg}$$

$$PP = \text{Considerando } e = 0.25 \text{ m} \\ = 2.8(0.25)(1.0)(2300) = 1610 \text{ Kg}$$

A.2) Considerando el TSS lleno de agua



$$P_w = \frac{w h^2}{2} = \frac{(1000)(2.8)^2}{2} = 3920 \text{ Kg}$$

Ya que $P_t = 2744 \text{ Kg}$ $\therefore P_w' = 3920 - 2744 = 1176 \text{ Kg}$

donde :

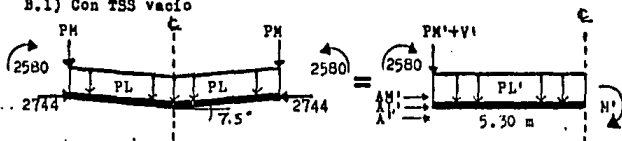
$$(-)M_w = 1176(0.94) = 1105.5 \text{ Kg m}$$

$$V_w = 1176 \text{ Kg}$$

$$PP = 1610 \text{ Kg}$$

B) En losa de piso

B.1) Con TSS vacío



$$P_M' = P_M \cos 7.5^\circ = 2580 \cos 7.5^\circ = 2537 \text{ Kg}$$

$$A_M' = P_M \sin 7.5^\circ = 2580 \sin 7.5^\circ = 343 \text{ Kg (C)}$$

$$P_L = \text{Peso de losa; considerando } e' = 0.30 \text{ m}$$

$$= (0.30)(1.0)(2300) = 690 \text{ Kg/m}$$

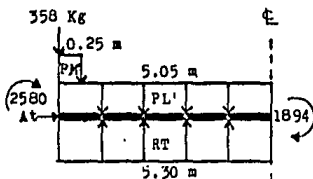
$$P_L' = P_L \cos 7.5^\circ = 690 \cos 7.5^\circ = 684 \text{ Kg/m}$$

$$A_L' = P_L \sin 7.5^\circ (5.30) = 690 \sin 7.5^\circ (5.30) = 478 \text{ Kg (C)}$$

$$A' = 2744 \cos 7.5^\circ = 2720 \text{ Kg (C)}$$

$$V' = 2744 \sin 7.5^\circ = 358 \text{ Kg}$$

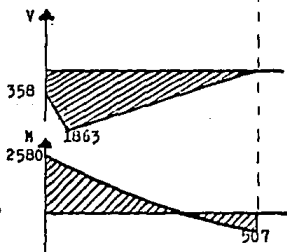
$$M' = 2744(0.69) = 1894 \text{ Kg m}$$



$$PM' = 6\ 388\ \text{Kg/m}$$

$$At = AM' + AL' + A' \quad (C)$$

$$= 210 + 478 + 2\ 720 = 3\ 408\ \text{Kg}$$



$$\Sigma P_v = 358 + 6\ 388(0.25) + 684(5.3) -$$

$$RT(5.3) = 0$$

$$RT = 1\ 052.9\ \text{Kg/m}$$

Del diagrama de cortantes :

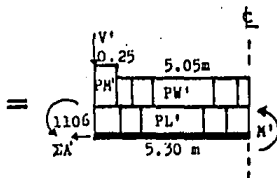
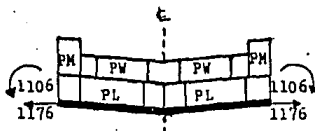
$$V_{\max} = 1\ 863\ \text{Kg}$$

Del diagrama de momentos :

$$(+)\ M_{\max} = 2\ 580\ \text{Kg m}$$

$$(-)\ M_{\max} = 507\ \text{Kg m}$$

B.2) Con TSS lleno de agua



$$PH' = 6\ 388\ \text{Kg/m}$$

$$PL' = 684\ \text{Kg/m}$$

$$PW = (2.95)(1.0)(1\ 000) = 2\ 950\ \text{Kg/m}$$

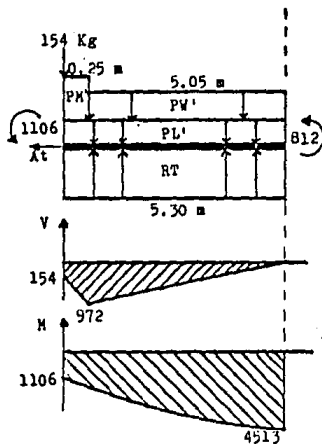
$$PW' = PW \cos 7.5^\circ = 2\ 950 \cos 7.5^\circ = 2\ 925\ \text{Kg}$$

$$AW' = 2\ 950 \sin 7.5^\circ = 385\ \text{Kg} \quad (C)$$

$$M' = 1\ 176(0.69) = 812\ \text{Kg m}$$

$$A' = A \cos 7.5^\circ = 1\ 176 \cos 7.5^\circ = 1\ 166\ \text{Kg} \quad (T)$$

$$V' = A \sin 7.5^\circ = 1\ 176 \sin 7.5^\circ = 154\ \text{Kg}$$



$$\begin{aligned} \Delta t &= \Delta M' + \Delta L' + \Delta W' - \Delta' \\ &= 210 + 478 + 305 - 1166 \\ &= 93 \text{ Kg (T)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_v &= 154 + 6388(0.25) + 2925(5.05) + \\ &684(5.3) - RT(5.30) = 0 \end{aligned}$$

$$RT = 3801.4 \text{ Kg/m} \therefore \text{capac. de carga del terreno} \geq 0.38 \text{ Kg/cm}^2.$$

Del diagrama de cortantes :

$$V_{\max} = 972 \text{ Kg}$$

Del diagrama de momentos :

$$(-)M_{\max} = 4513 \text{ Kg m}$$

3.b) Diseño de muros

Datos de diseño :

$$(+)M_{\max} = 257940 \text{ Kg cm}$$

$$(-)M_{\max} = 110550 \text{ Kg cm}$$

$$V_{\max} = 2744 \text{ Kg}$$

a) Por Flexión

Con momento positivo :

$$d = \sqrt{\frac{M_+}{R b}} = \sqrt{\frac{257940}{(14.97)(100)}} = 13.1 \text{ cm}$$

$$As = \frac{M_+}{f_s j d} = \frac{257940}{(1500)(0.88)(13.1)} = 14.9 \text{ cm}^2$$

Con momento negativo :

$$d = \sqrt{\frac{M_-}{R b}} = \sqrt{\frac{110550}{(14.97)(100)}} = 8.6 \text{ cm}$$

$$As = \frac{M_-}{f_s j d} = \frac{110550}{(1500)(0.88)(8.6)} = 9.7 \text{ cm}^2$$

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

Por razones constructivas se considera $d_{(c)} = 20$ cm por lo que $h = 25$ cm.

$$A_{st} = 0.002 b h = 0.002(100)(25) = 5.0 \text{ cm}^2$$

= 2.5 cm² para cada lecho

b) Revisión por Cortante

$$V_c = 0.29 \sqrt{f'c} = 4.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{V}{\sqrt{c} b} = \frac{2744}{(4.20)(100)} = 6.5 \text{ cm} < 20 \text{ cm, por lo tanto no hay necesidad de colocar es-$$

tribos.

c) Conclusión

$$d = 20 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 15.88 \text{ cm}^2 = 8 \text{ } \phi \text{ } 5/8'' \text{ para momento positivo}$$

$$A_s' = 10.13 \text{ cm}^2 = 8 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' \text{ para momento negativo}$$

$$A_{st} = 2.94 \text{ cm}^2 \text{ para cada lecho} = 6 \text{ } \phi \text{ } 5/16'' \text{ cada uno}$$

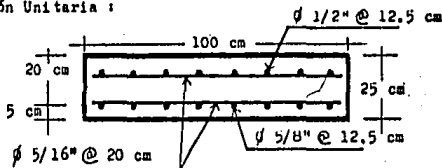
Separación de varillas

$$\text{Sep } A_s = \frac{(100)(1.99)}{15.88} = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Sep } A_s' = \frac{(100)(1.27)}{10.13} = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Sep } A_{st} = \frac{(100)(0.49)}{2.45} = 20 \text{ cm}$$

Sección Unitaria :



3.a) Diseño de losa

Datos de diseño :

$$(+)\text{M}_{\text{max}} = 258\ 000 \text{ Kg cm}$$

$$(-)\text{M}_{\text{max}} = 451\ 300 \text{ Kg cm}$$

$$\text{V}_{\text{max}} = 1\ 863 \text{ Kg}$$

a) Por Flexión

Con momento positivo :

$$d = \sqrt{\frac{\text{M}+}{R b}} = \sqrt{\frac{258\ 000}{(14.97)(100)}} = 13.1 \text{ cm}$$

$$\text{A}_s = \frac{\text{M}+}{f_s j d} = \frac{258\ 000}{(1\ 500)(0.88)(13.1)} = 14.9 \text{ cm}^2$$

Con momento negativo :

$$d = \sqrt{\frac{\text{M}-}{R b}} = \sqrt{\frac{451\ 300}{(14.97)(100)}} = 17.4 \text{ cm}$$

$$\text{A}_s = \frac{\text{M}-}{f_s j d} = \frac{451\ 300}{(1\ 500)(0.88)(17.4)} = 19.7 \text{ cm}^2$$

∴ Se considera $d_{\text{ef}} = 23 \text{ cm}$, por lo que $h = 30 \text{ cm}$.

$$\text{A}_{st} = 0.002 b h = 0.002(100)(30) = 6.0 \text{ cm}^2 \\ = 3.0 \text{ cm}^2 \text{ para cada lecho}$$

b) Revisión por Cortante

$$d = \frac{\text{V}}{\sqrt{c} b} = \frac{1\ 863}{(4.2)(100)} = 4.4 \text{ cm} < 23 \text{ cm}, \therefore \text{No llevará estribos.}$$

c) Conclusión

$$d = 23 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$\text{A}_s = 15.88 \text{ cm}^2 = 8 \text{ } \phi \text{ } 5/8 \text{ para momento positivo}$$

$$\text{A}_s' = 20.06 \text{ cm}^2 = 7 \text{ } \phi \text{ } 3/4 \text{ para momento negativo}$$

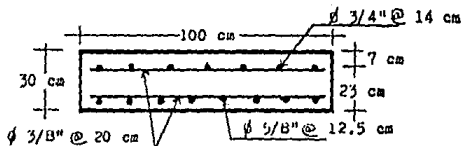
$$\text{A}_{st} = 3.54 \text{ cm}^2 \text{ para cada lecho} = 5 \text{ } \phi \text{ } 3/8 \text{ cada uno}$$

Separación de varillas

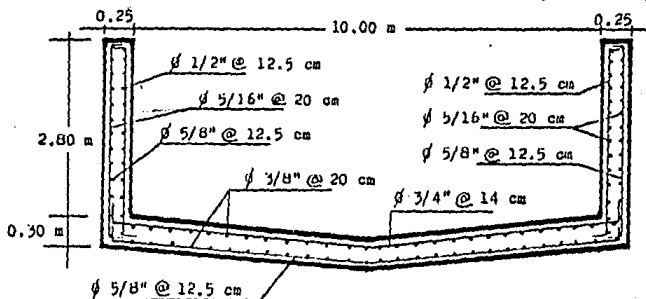
$$\text{Sep } A_s = \frac{(100)(1.99)}{15.68} = 12.5 \text{ cm}$$

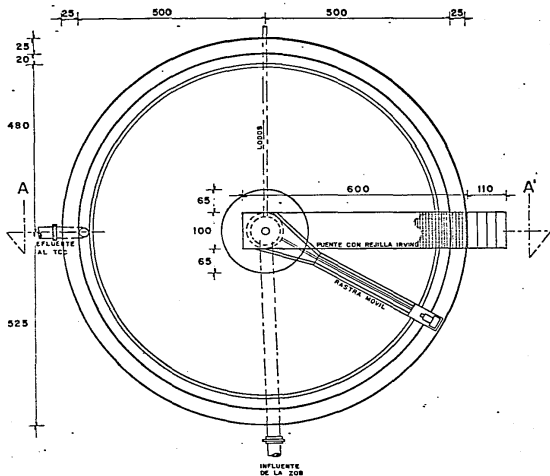
$$\text{Sep } A_s' = \frac{(100)(2.87)}{20.06} = 14.3 \text{ cm}$$

$$\text{Sep } A_n = \frac{(100)(0.71)}{3.54} = 20 \text{ cm}$$

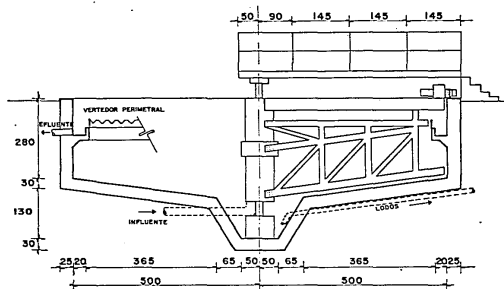


Sección de la Estructura del Tanque de Sedimentación Secundaria





PLANTA



CORTE A-A'

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

CONTENIDO: TANQUE DE SEDIMENTACION
SECUNDARIA.

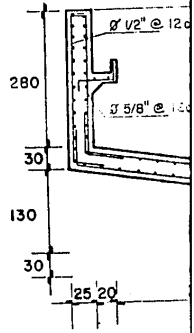
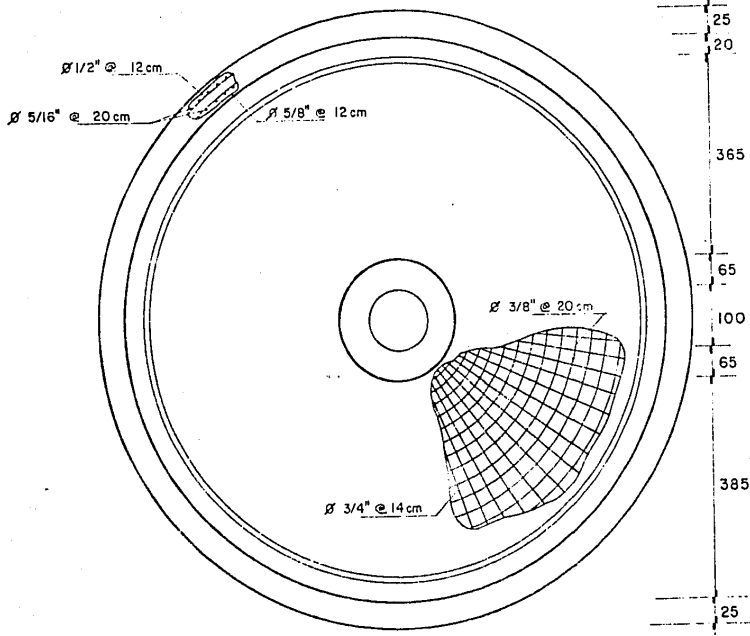
TESIS PROFESIONAL

HERIBERTO PEREZ LIZARRAGA

4

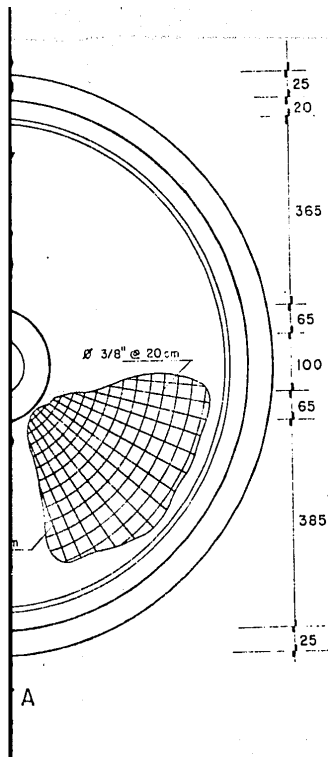
ESCALA 1:50
GUADALAJARA JAL.

HECHAS EN: CM
ENERO DE 1988

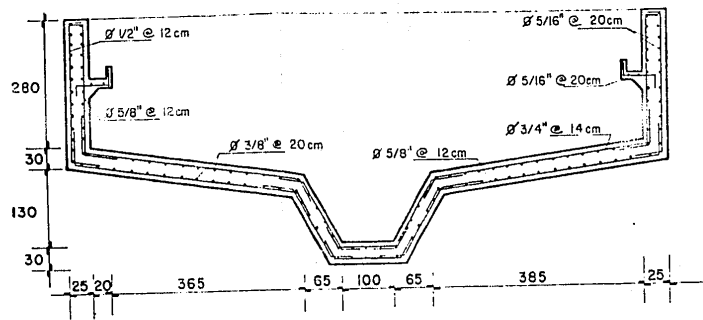


CONCRETO $f'_c = 210$
 ACERO $f_y = 3000$ K

PLANTA



$\varnothing 3/8" @ 20\text{cm}$



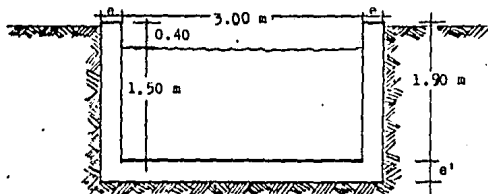
CORTE A-A'

CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 3000 \text{ Kg/cm}^2$

DETALLES ESTRUCTURALES
 TANQUE SEDIMENTADOR-
 SECUNDARIO

4) Tanque de Contacto para Cloro (TCC)

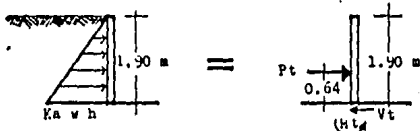
Esta unidad al igual que la anterior, se calculará y diseñará estando tanto vacía como llena de agua.



4.a) Análisis de Cargas

A) En muros

A.1) Considerando el TCC vacío



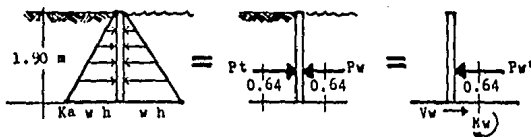
$$Pt = \frac{K_a w h^3}{2} = \frac{0.333(2\ 100)(1.90)^3}{2} = 1\ 263\ Kg$$

$$(+)\ H_t = 1\ 263(0.64) = 808.4\ Kg\ m$$

$$V_t = 1\ 263\ Kg$$

$$PP = \text{Peso propio; considerando } e = 0.20\ m \\ = (1.90)(0.20)(1.0)(2\ 300) = 874\ Kg$$

A.2) Con TCC lleno de agua



$$P_w = \frac{w h^2}{2} = \frac{(1\ 000)(1.90)^2}{2} = 1\ 805\ \text{Kg}$$

Ya que $P_t = 1\ 263\ \text{Kg}$.
 $P_w' = 1\ 805 - 1\ 263 = 542\ \text{Kg}$

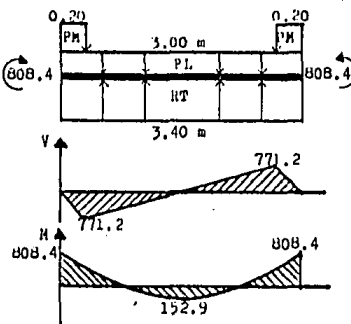
$$(-)M_w = 542(0.64) = 346.9\ \text{Kg m}$$

$$V_w = 542\ \text{Kg}$$

$$P_P = 874\ \text{Kg}$$

B) En losa de piso

B.1) Considerando TCC vacio



$$P_M = (1.90)(1.0)(2\ 300) = 4\ 370\ \text{Kg/m}$$

$$P_L = \text{Considerando } e' = 0.20\ \text{m} \\ = (0.20)(1.0)(2\ 300) = 460\ \text{Kg/m}$$

$$\sum F_v = 2(4\ 370)(0.20) + (460)(3.40) - RT(3.40) = 0$$

$$RT = 974.1\ \text{Kg/m}$$

Del diagrama de cortantes :

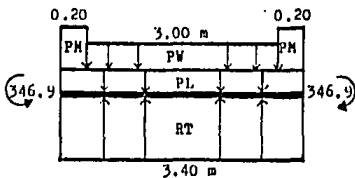
$$V_{\text{max}} = 771.2\ \text{Kg}$$

Del diagrama de momentos :

$$(+)\ M_{\text{max}} = 808.4\ \text{Kg m}$$

$$(-)\ M_{\text{max}} = 152.9\ \text{Kg m}$$

B.2) Con TCC lleno de agua



$$P_M = 4\ 370\ \text{Kg/m}$$

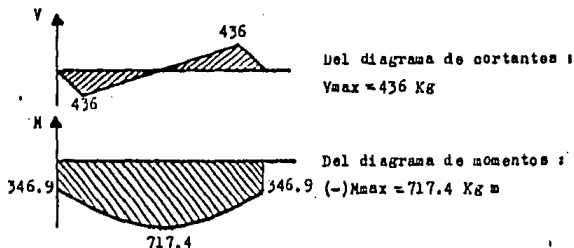
$$P_L = 460\ \text{Kg/m}$$

$$P_W = (1.90)(1.0)(1\ 000) = 1\ 900\ \text{Kg/m}$$

$$\sum F_v = 2(4\ 370)(0.20) + (1\ 900)(3.00) + (460)(3.40) - RT(3.40) = 0$$

$$RT = 2\ 650.6\ \text{Kg/m}$$

Para que no haya asentamiento, -
 la capac. de carga del terreno -
 debe ser $\geq 0.27\ \text{Kg/cm}^2$.



4.b) Diseño de muros

Datos de diseño :

$$(+)M_{max} = 80\ 830 \text{ Kg cm}$$

$$(-)M_{max} = 34\ 690 \text{ Kg cm}$$

$$V_{max} = 1\ 263 \text{ Kg}$$

a) Por Flexión

Con momento positivo :

$$d = \sqrt{\frac{M+}{R b}} = \sqrt{\frac{80\ 830}{(14.97)(100)}} = 7.4 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M+}{f_s j d} = \frac{80\ 830}{(1\ 500)(0.88)(7.4)} = 8.3 \text{ cm}^2$$

Con momento negativo :

$$d = \sqrt{\frac{M-}{R b}} = \sqrt{\frac{34\ 690}{(14.97)(100)}} = 4.8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M-}{f_s j d} = \frac{34\ 690}{(1\ 500)(0.88)(4.8)} = 5.5 \text{ cm}^2$$

Por razones constructivas se considera $d_{ij} = 15.4 \text{ cm}$, y $h = 20 \text{ cm}$.

$$A_{st} = 0.002 b h = 0.002(100)(20) = 4.0 \text{ cm}^2$$

$$= 2.0 \text{ para cada lecho}$$

b) Revisión por Cortante

$$V_G = 0.29 \sqrt{f'c} = 4.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{V}{\gamma_o b} = \frac{1\ 265}{(4.20)(100)} = 3.0\text{ cm} < 15.4\text{ cm, por lo tanto no hay necesidad de colocar estribos.}$$

c) Conclusión

$$d = 15.4\text{ cm}$$

$$h = 20\text{ cm}$$

$$A_s = 8.87\text{ cm}^2 = 7\ \phi\ 1/2''\text{ para momento positivo}$$

$$A_{s'} = 5.67\text{ cm}^2 = 8\ \phi\ 3/8''\text{ para momento negativo}$$

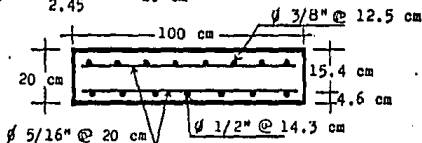
$$A_{st} = 2.45\text{ cm}^2\text{ para cada lecho} = 5\ \phi\ 5/16''\text{ cada uno}$$

Separación de varillas

$$\text{Sep } A_s = \frac{(100)(1.27)}{8.87} = 14.3\text{ cm}$$

$$\text{Sep } A_{s'} = \frac{(100)(0.71)}{5.67} = 12.5\text{ cm}$$

$$\text{Sep } A_{st} = \frac{(100)(0.49)}{2.45} = 20\text{ cm}$$



4.c) Diseño de losa de piso

Datos de diseño :

$$(+)\ M_{max} = 80\ 840\ \text{Kg cm}$$

$$(-)\ M_{max} = 71\ 740\ \text{Kg cm}$$

$$V_{max} = 771.2\ \text{Kg}$$

a) Por Flexión

Con momento positivo :

$$d = \sqrt{\frac{M_+}{R b}} = \sqrt{\frac{80\ 840}{(14.97)(100)}} = 7.4\text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_+}{f_s j d} = \frac{80\ 840}{(1\ 500)(0.88)(7.4)} = 8.3\ \text{cm}^2$$

Con momento negativo :

$$d = \sqrt{\frac{M_-}{R b}} = \sqrt{\frac{71\ 740}{(14.97)(100)}} = 6.9\ \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_-}{f_s j d} = \frac{71\ 740}{(1\ 500)(0.88)(6.9)} = 7.9\ \text{cm}^2$$

Se considera $d_w = 13.4\ \text{cm}$, y $h = 20\ \text{cm}$.

$$A_{st} = 0.002 b h = 0.002(100)(20) = 4.0\ \text{cm}^2 \\ = 2.0\ \text{cm}^2 \text{ en cada lecho}$$

b) Revisión por Cortante

$$d = \frac{V}{\phi_c b} = \frac{771.2}{(4.20)(100)} = 1.8\ \text{cm} < 13.4\ \text{cm}, \text{ por lo que no hay necesidad de usar es-tribos.}$$

c) Conclusión

$$d = 13.4\ \text{cm}$$

$$h = 20\ \text{cm}$$

$$A_s = 8.87\ \text{cm}^2 = 7\ \phi\ 1/2'' \text{ para momento positivo}$$

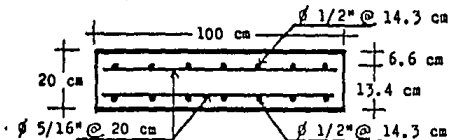
$$A_s' = 8.87\ \text{cm}^2 = 7\ \phi\ 1/2'' \text{ para momento negativo}$$

$$A_{st} = 2.45\ \text{cm}^2 \text{ para cada lecho} = 5\ \phi\ 5/16'' \text{ cada uno}$$

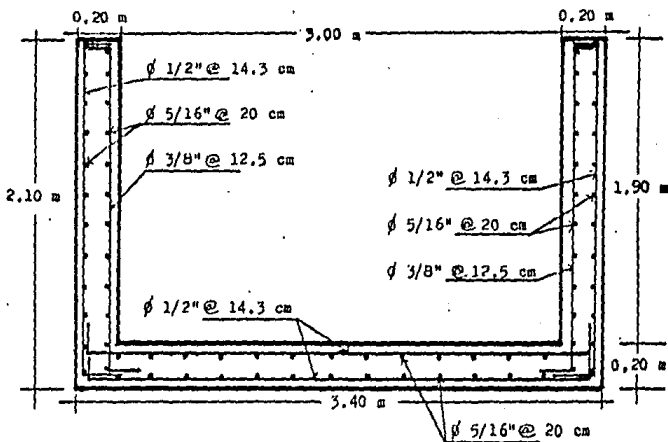
Separación de varillas

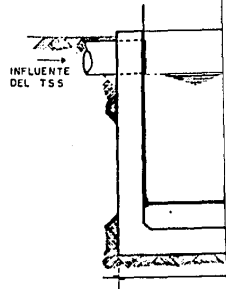
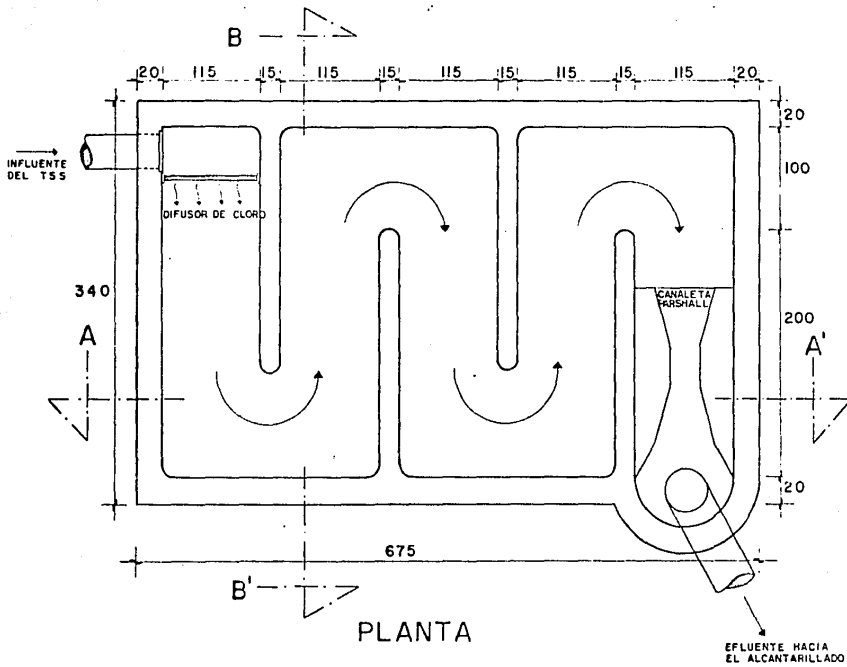
$$\text{Sep } A_s = \text{Sep } A_s' = \frac{(100)(1.27)}{8.87} = 14.3\ \text{cm}$$

$$\text{Sep } A_{st} = \frac{(100)(0.49)}{2.45} = 20\ \text{cm}$$

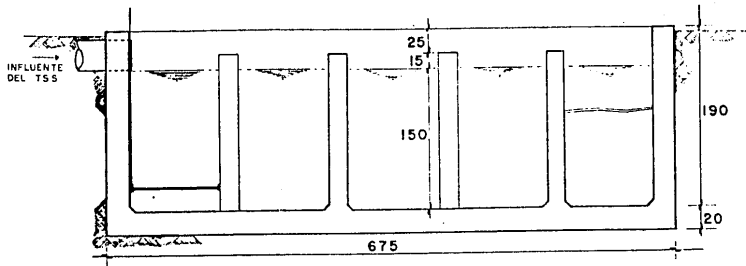
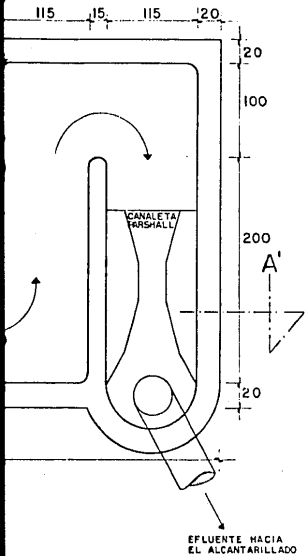


Sección de la Estructura del Tanque de Contacto para Cloro



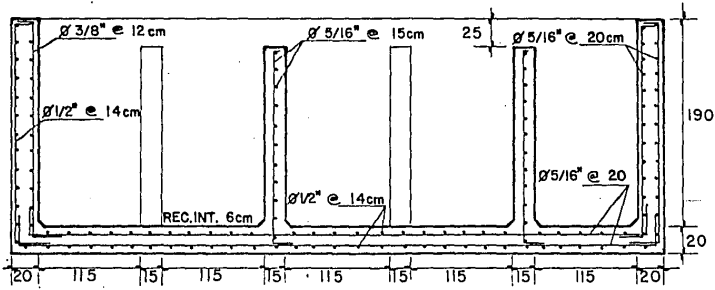


PLANTA

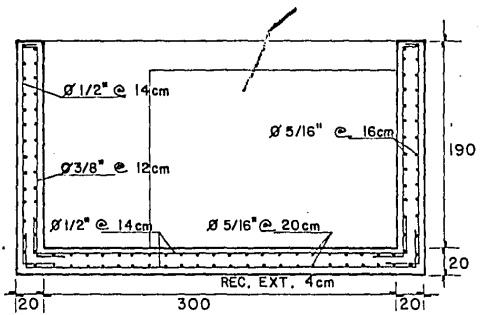


CORTE A-A'

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA		
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL		
CONTENIDO: TANQUE PARA CONTACTO DE CLORO.		
TESIS PROFESIONAL		
HERIBERTO PEREZ LIZARRAGA		
5	ESCALA 1:30	MEDIDAS EN: CM
	GUADALAJARA, JAL.	ENERO DE 1996



CORTE A-A'



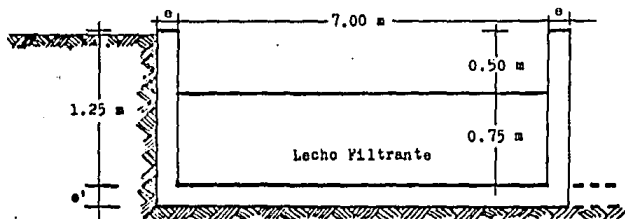
CORTE B-B'

CONCRETO $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 3000 \text{ Kg/cm}^2$

DETALLES ESTRUCTURALES
 TANQUE DE CONTACTO
 PARA CLORO

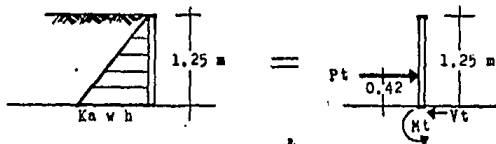
5) Lecho de Secado de Lodos (LSL)

Esta instalación se diseñará con empuje de tierra unicamente, es decir, cuando la estructura del lecho esté completamente vacía (sin lecho filtrante, ni lodos), ya que estando llena, las cargas practicamente se anulan.



5.a) Análisis de Cargas

A) En muros.- Como se dijo anteriormente se considera unicamente el empuje de tierras.



$$Pt = \frac{K_a w h^2}{2} = \frac{0.333(2100)(1.25)^2}{2} = 547 \text{ Kg/m}$$

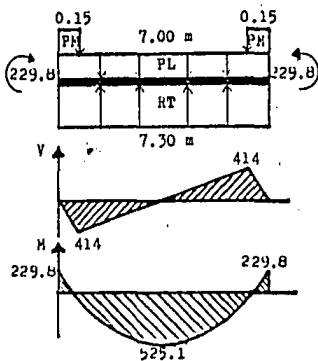
Ya que el ancho es unitario, $Pt = 547 \text{ Kg}$

$$(+)\text{Mt} = (547)(0.42) = 229.8 \text{ Kg}$$

$$Vt = 547 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{PP} &= \text{Peso propio; considerando } e = 0.15 \\ &= (1.25)(0.15)(1.0)(2300) = 431.3 \text{ Kg} \end{aligned}$$

B) En losa de piso



$$PM = 2\ 876\ \text{Kg/m}$$

$$PL = \text{Considerando } e' = 0.15\ \text{cm} \\ = (0.15)(1.00)(2\ 300) = 345\ \text{Kg/m}$$

$$\Sigma PV = 2(0.15)(2\ 876) + (345)(7.3) - RT(7.3) = 0$$

$$RT = 463.2\ \text{Kg/m} \quad \therefore \text{capac. de carga} \\ \text{del terreno} \geq 0.05\ \text{Kg/cm}^2.$$

Del diagrama de cortantes :

$$V_{\text{max}} = 414\ \text{Kg}$$

Del diagrama de momentos :

$$(+)\ M_{\text{max}} = 229.8\ \text{Kg m}$$

$$(-)\ M_{\text{max}} = 525.1\ \text{Kg m}$$

5.b) Diseño de muros

Datos de diseño :

$$(+)\ H_{\text{max}} = 22\ 980\ \text{Kg cm}$$

$$V_{\text{max}} = 547\ \text{Kg}$$

a) Por Flexión

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}} = \sqrt{\frac{22\ 980}{(14.97)(100)}} = 3.9\ \text{cm}$$

$$As = \frac{M}{f_s j d} = \frac{22\ 980}{(1\ 500)(0.88)(3.9)} = 4.5\ \text{cm}^2$$

Por razones constructivas $d = 8.5\ \text{cm}$, por lo que $h = 15\ \text{cm}$.

$$Ast = 0.002 b h = 0.002(100)(15) = 3.0\ \text{cm}^2$$

b) Revisión por Cortante

$$\tau_c = 0.29 \sqrt{f'c} = 4.20\ \text{Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{V}{\tau_c b} = \frac{547}{(4.20)(100)} = 1.3\ \text{cm} < 8.5\ \text{cm}, \text{ es correcto.}$$

c) Conclusión

$$d = 8.5 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

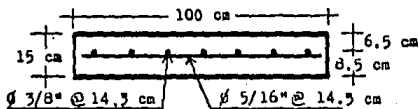
$$A_s = 4.96 \text{ cm}^2 = 7 \text{ } \phi \text{ } 3/8"$$

$$A_{st} = 3.43 \text{ cm}^2 = 7 \text{ } \phi \text{ } 5/16"$$

Separación de varillas

$$\text{Sep } A_s = \frac{(100)(0.71)}{4.96} = 14.3 \text{ cm}$$

$$\text{Sep } A_{st} = \frac{(100)(0.49)}{3.43} = 14.3 \text{ cm}$$



5.c) Diseño de losa de piso

Datos de diseño :

$$(+)\text{M}_{\text{max}} 22\ 980 \text{ Kg cm}$$

$$(-)\text{M}_{\text{max}} 52\ 510 \text{ Kg cm}$$

$$V_{\text{max}} 414 \text{ Kg}$$

a) Por Flexión

Del diseño anterior para $(+)\text{M}_{\text{max}} = 22\ 980 \text{ Kg cm}$, $d = 3.9 \text{ cm}$ y $A_s = 4.5 \text{ cm}^2$.

Para momento negativo :

$$d_s \sqrt{\frac{M_-}{R b}} = \sqrt{\frac{52\ 510}{(14.97)(100)}} = 6.0 \text{ cm}$$

$$A_{s-} = \frac{M_-}{f_s j d} = \frac{52\ 510}{(1\ 500)(0.88)(6.0)} = 6.7 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto $d_{(s)} = 6.6 \text{ cm}$, $d_{(-)} = 8.4 \text{ cm}$ y $h = 15 \text{ cm}$.

$$A_{st} = 0.002 b h = 0.002(100)(15) = 3.0 \text{ cm}^2$$

b) Revisión por Cortante

$$d = \frac{V}{\sqrt{c} b} = \frac{414}{(4.20)(100)} = 1.0 \text{ cm} < 6.6 \text{ cm, es correcto.}$$

c) Conclusión

$$d_{(v)} = 6.6 \text{ cm}$$

$$d_{(c)} = 8.4 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

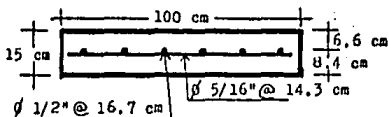
$$A_s = 7.60 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$A_{st} = 3.43 \text{ cm}^2 = 7 \text{ } \phi \text{ } 5/16''$$

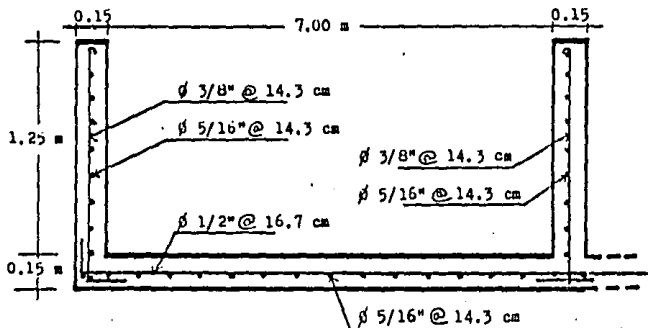
Separación de varillas

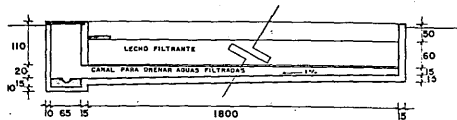
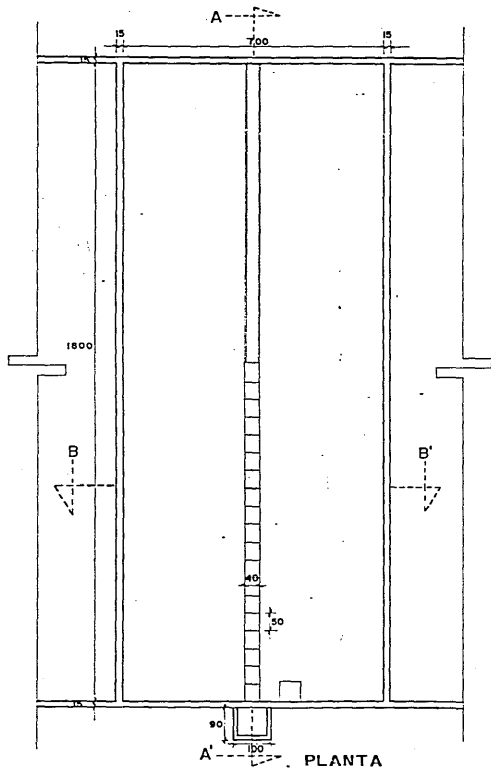
$$\text{Sep } A_s = \frac{(100)(1.27)}{7.60} = 16.7 \text{ cm}$$

$$\text{Sep } A_{st} = \frac{(100)(0.49)}{3.43} = 14.3 \text{ cm}$$

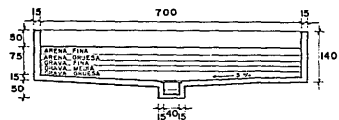


Sección de la Estructura de los Lechos de Secado de Lodos



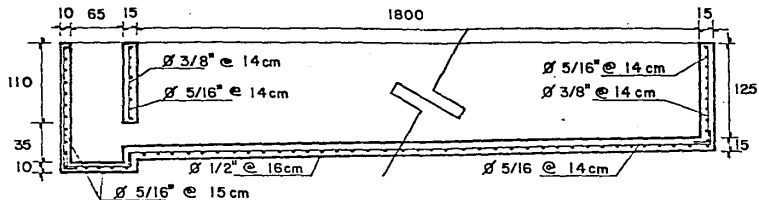


CORTE A-A'



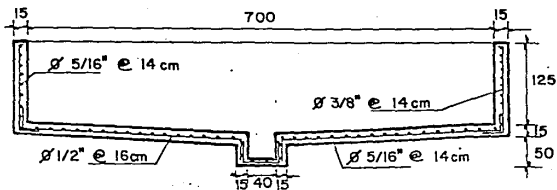
CORTE B-B'

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
CONTENIDO: LECHO DE SECADO PARA Lodos.	
TESIS PROFESIONAL	
HERIBERTO PEREZ LIZARRAGA	
6	ESCALA 1:50
QUADALAJARA JAL.	MEDIDAS EN: CM ENERO DE 1986



CORTE A-A'

CONCRETO $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 3000 \text{ Kg/cm}^2$



CORTE - B B'

<p> DETALLES ESTRUCTURALES LECHO PARA SECADO DE LODOS </p>
--

V.3.- Partes Conexas de la Planta

V.3.1.- Control

La función de una planta de tratamiento de aguas residuales es producir siempre un efluente, cuyas características deberán ser aproximadamente igual a las estimadas en el proyecto. Para alcanzar éste objetivo es necesario una buena operación de la planta de tratamiento, y ésto se logra con un buen control a fin de obtener la eficiencia prevista.

Los factores principales que se deben tomar en consideración para obtener un control adecuado son :

- a) Competencia del personal
- b) Delegación de responsabilidades
- c) Consideraciones sobre el agua tratada
- d) Control de laboratorio
- e) Medición del caudal
- f) Operación del equipo y unidades de la planta
- g) Registros de cada operación unitaria de la planta

En base a los factores anteriores, se deberán de reducir en las aguas tratadas, los contenidos fisicoquímicos y bacteriológicos de acuerdo a la eficiencia de remoción estimada en el proyecto de las unidades de proceso; ya que en dicha estimación se tomó en cuenta las condiciones ambientales y ecológicas de la disposición final de las aguas, así como lo previsto en el reglamento para la prevención y control de la contaminación de las aguas.

V.3.2.- Instalaciones Hidrosanitarias

a) Agua Potable.- Esta red estará diseñada para cubrir las necesidades correspondientes en la planta de tratamiento,

tales como : usos personales en la oficina, laboratorio, limpieza de las instalaciones de la planta, riego de áreas verdes, y para los cloradores.

La red de abastecimiento está constituida de 468 m de tubería (incluyendo cruceros de piezas especiales), 26 hidrantes comunes, una salida para abastecer el tinaco de la oficina y laboratorio y 3 salidas para los cloradores.

Las instalaciones serán de Hierro Galvanizado, y trabajarán a presión. La presión de la red general de la población, en el punto de entrada a la planta, es de 3.0 Kg/cm².

Cálculo de la Red :

La realización de éste cálculo está basado en la bibliografía (13).

1.- Presión de la red general

$$Pr = 3.00 \text{ Kg/cm}^2$$

2.- Estimación de la demanda total

26 hidrantes de 4 U.M. c/uno	= 104 Unidades Mueble
1 salida para tinaco	= 3 Unidades Mueble
3 salidas para cloradores de 3 UM c/una	= 9 Unidades Mueble
	<hr/>
	116 U.M.

Ya que habrá unicamente agua fría la demanda se reduce - al 75%.

$$\therefore 116 \times 0.75 = 87 \text{ U.M.} \quad \text{de la tabla(2) } 87 \text{ U.M.} \rightarrow 152 \text{ lt/min}$$

3.- Diámetro del medidor

de la tabla(3) para 152 lt/min \rightarrow Diámetro = 1"

4.- Pérdida de presión en el medidor

Con diámetro medidor = 1" y Demanda = 152 lt/min

De gráfica (1) $P_m = 1.20 \text{ Kg/cm}^2$

5.- Pérdida de presión por altura

$$P_h = 0.100 \times h$$

h = diferencia de altura en m entre la red de alimentación y la salida del mueble más alto. En éste caso $h = 4.00$ m (Salida para tinaco).

$$P_h = 0.100 \times 4.00 \rightarrow P_h = 0.40 \text{ Kg/cm}^2$$

6.- Presión de salida en el mueble más desfavorable

$$P_s = 0.36 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Hidrante)}$$

7.- Presión libre

$$P_L = P_r - (P_m + P_h + P_s) = 3.00 - (1.20 + 0.40 + 0.36)$$

$$P_L = 1.04 \text{ Kg/cm}^2$$

8.- Longitud equivalente

L = longitud de la red a calcular en m

$$L = 468 \text{ m}$$

9.- Factor de presión

$$Y_p = \frac{P_L \times 100}{L} = \frac{1.04 \times 100}{468}$$

$$Y_p = 0.22 \text{ Kg/cm}^2$$

10.- Diámetro del ramal principal y velocidad del flujo

Con Demanda = 152 lt/min y $Y_p = 0.22 \text{ Kg/cm}^2$

De gráfica (2) $D = 2\frac{1}{2}''$ y $V = 0.93 \text{ m/seg}$

Cálculo de Ramales Secundarios

Para realizar éste cálculo dividiremos la instalación en ocho tramos.

Tramo I : Inicia en el cruceo 11 y termina en el 12. Este tramo abastece agua para 4 hidrantes y una salida en el clorador.

1) Demanda

$$4 \text{ hidrantes de } 4 \text{ U.M. c/uno} = 16 \text{ U.M.}$$

$$1 \text{ salida en clorador} = \frac{3 \text{ U.M.}}{19 \text{ U.M.}}$$

$$19 \times 75\% = 14.25 \text{ U.M.}$$

$$\text{de la tabla (2) } 14.25 \text{ U.M.} \rightarrow \text{Demanda} = 39.8 \text{ Lt/min}$$

2) Pérdida de presión por altura
 $P_h = 1.0 \times 0.10 = 0.100 \text{ Kg/cm}^2$ (Altura del hidrante)

3) Presión de salida del mueble más desfavorable
 $P_s = 0.36 \text{ Kg/cm}^2$ (Hidrante)

4) Presión libre
 $P_L = 3.00 - (1.20 + 0.10 + 0.36) = 1.34 \text{ Kg/cm}^2$

5) Longitud equivalente
 $L = 57.0 \text{ m}$

6) Factor de presión
 $Y_p = \frac{1.34 \times 100}{57} = 2.35 \text{ Kg/cm}^2$

7) Diámetro y velocidad del tramo I
Con Demanda = 39.8 lt/min y $F_p = 2.35 \text{ Kg/cm}^2$
de gráfica (2) $D = 1"$ y $V = 1.72 \text{ m/seg}$

Tramo II : Comprendido entre los cruceros 12 y 15. Aban-
tece 3 hidrantes.

1) Demanda
3 hidrantes = 12 U.M. 75% (12 U.M.) = 9.0 U.M.
de tabla (2) , 9.0 U.M. \rightarrow 27 lt/min

2) Pérdida de presión por altura
 $P_h = 1.0 \times 0.100 = 0.10 \text{ Kg/cm}^2$

3) Presión de salida del mueble más desfavorable
 $P_s = 0.36 \text{ Kg/cm}^2$ (Hidrante)

4) Presión libre
 $P_L = 3.00 - (1.20 + 0.10 + 0.36) = 1.34 \text{ Kg/cm}^2$

5) Longitud equivalente
 $L = 44.5 \text{ m}$

6) Factor de presión
 $Y_p = \frac{1.34 \times 100}{44.5} = 3.01 \text{ Kg/cm}^2$

7) Diámetro y velocidad del tramo II
Con Demanda = 27.0 Lt/min y $F_p = 3.01 \text{ Kg/cm}^2$; de la
gráfica (2) $D = 3/4"$ y $V = 1.75 \text{ m/seg}$

Tramo III : Del crucero 15 al 16. Abastese un hidrante.

1) Demanda

$$1 \text{ hidrante} = 4 \text{ U.M.} \quad 75\% (4 \text{ U.M.}) = 3 \text{ U.M.}$$

$$\text{de tabla (2)} \quad 3 \text{ U.M.} \rightarrow \text{Demanda} = 9 \text{ lt/min}$$

2) $P_h = 1.0 \times 0.100 = 0.10 \text{ Kg/cm}^2$

3) $P_s = 0.36 \text{ Kg/cm}^2$ (Hidrante)

4) $P_L = 3.00 - (1.20 + 0.10 + 0.36) = 1.34 \text{ Kg/cm}^2$

5) $L = 16.00 \text{ m}$

6) $F_p = \frac{1.34 \times 100}{16.0} = 8.40 \text{ Kg/cm}^2$

7) Con Demanda = 9 lt/min y $F_p = 8.40 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{de la gráfica (2)} \quad D = 1/2'' \quad \text{y} \quad V = 2.08 \text{ m/seg}$$

Tramo IV : Inicia en el crucero 17 y termina en el 18.-
Abastose 2 hidrantes y una salida para clorador.

1) Demanda

$$2 \text{ hidrantes} = 8 \text{ U.M.}$$

$$1 \text{ salida clorador} = 3 \text{ U.M.}$$

$$\frac{11 \text{ U.M.}}$$

$$75\% (11 \text{ U.M.}) = 8.25 \text{ U.M.}$$

$$\text{de tabla (2)} \quad 8.25 \text{ U.M.} \rightarrow \text{Demanda} = 24.75 \text{ lt/min}$$

Ya que P_r , P_m , P_h y P_s son iguales para todos los tramos,-

P_L será constante e igual a 1.34 Kg/cm^2 .

5) $L = 27.00 \text{ m}$

6) $F_p = \frac{1.34 \times 100}{27.0} = 4.96 \text{ Kg/cm}^2$

7) Con Demanda = 24.75 lt/min y $F_p = 4.96 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{de la gráfica (2)} \quad D = 3/4'' \quad \text{y} \quad V = 2.09 \text{ m/seg}$$

Tramo V : Compreendido entre los cruceros 18 y 19. Abastg
ce un hidrante.

1) Demanda

$$1 \text{ hidrante} = 4 \text{ U.M.} \quad 75\% (4 \text{ U.M.}) = 3 \text{ U.M.}$$

$$\text{de tabla (2)} \quad 3 \text{ U.M.} \rightarrow \text{Demanda} = 9 \text{ lt/min}$$

5) $L = 13.00 \text{ m}$

$$6) Y_p = \frac{1.34 \times 100}{13.0} = 10.30 \text{ Kg/cm}^2$$

7) Con Demanda = 9 lt/min y $F_p = 10.30 \text{ Kg/cm}^2$; de la gráfica (2) $D = 1/2"$ y $V = 2.25 \text{ m/seg}$

Tramo VI : Del crucero 21 al 25. Es igual a la suma de los tramos IV y V.

Tramo VII : Inicia en el crucero 33 y termina en el hidrante 23. Abastece un hidrante.

1) Demanda

$$1 \text{ hidrante} = 4 \text{ U.H.} \quad 75\% (4 \text{ U.H.}) = 3 \text{ U.H.}$$

$$\text{de tabla (2) } \quad 3 \text{ U.H.} \rightarrow \text{Demanda} = 9 \text{ lt/min}$$

5) $L = 10.00 \text{ m}$

$$6) Y_p = \frac{1.34 \times 100}{10.0} = 13.40 \text{ Kg/cm}^2$$

7) Con Demanda = 9 lt/min y $F_p = 13.40 \text{ Kg/cm}^2$ de la gráfica (2) $D = 1/2"$ y $V = 2.5 \text{ m/seg}$

Tramo VIII : Comprende entre el crucero 35 y el hidrante 25. Abastece un hidrante.

1). Demanda = 9 lt/min

5) $L = 18.00 \text{ m}$

$$6) F_p = \frac{1.34 \times 100}{18.0} = 7.44 \text{ Kg/cm}^2$$

7) Con Demanda = 9 lt/min y $F_p = 7.44 \text{ Kg/cm}^2$ de la gráfica (2) $D = 1/2"$ y $V = 1.95 \text{ m/seg}$

RELACION DE UNIDADES MUEBLES CON RESPECTO A LA DEMANDA DE AGUA

TOTAL DE UNIDADES MUEBLES	DEMANDA DE AGUA EN L.P.N.
5	15
10	30
20	53
30	76
40	90
50	105
75	140
100	165
200	250
300	320

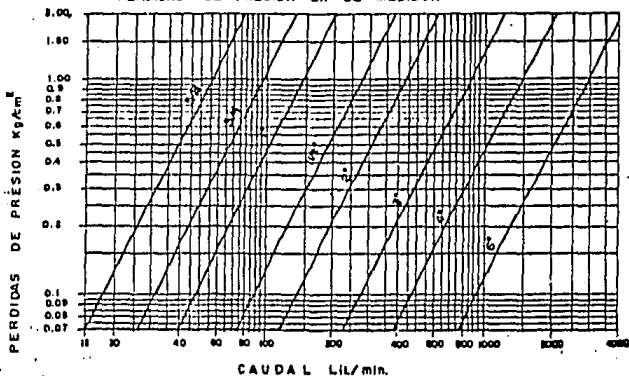
TABLA 2

GASTO DE MEDIDORES EN L.P.S.

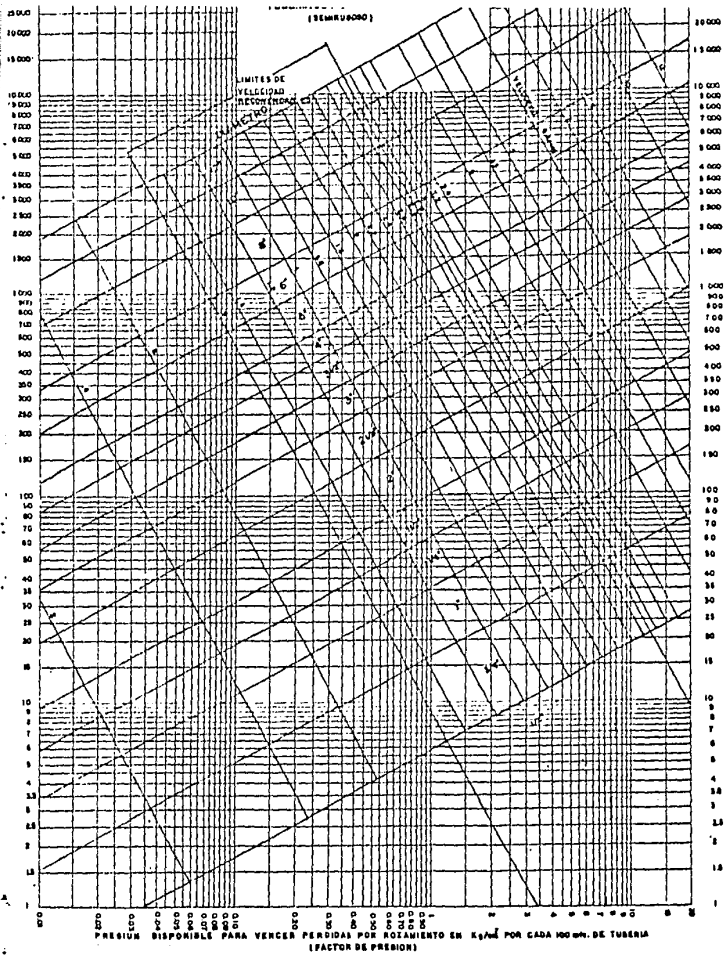
Diámetro (pulgadas)	Límites del Caudal (litros por minuto)	Diámetro (pulgadas)	Límites del Caudal (litros por minuto)
5/8	4 a 75	2	30 a 600
3/4	8 a 130	3	60 a 1200
1	11 a 200	4	105 a 1900
1	20 a 375	6	190 a 3800

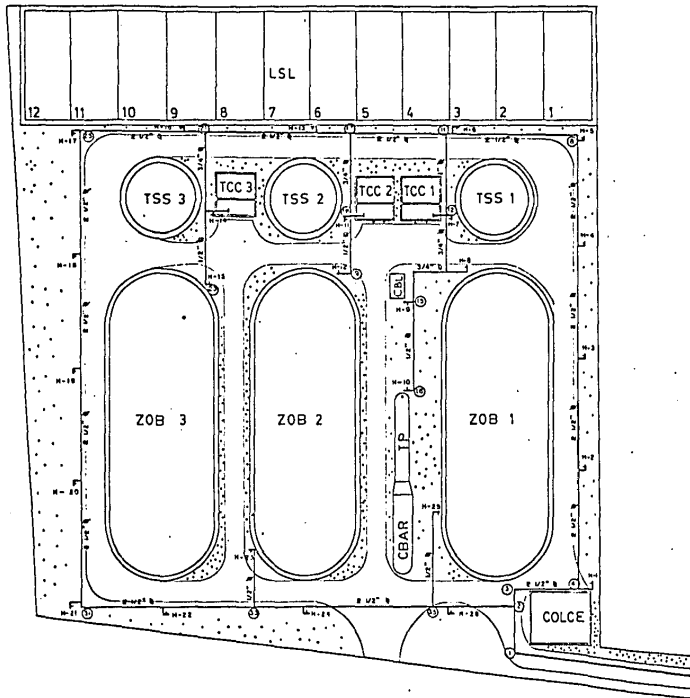
TABLA 3

PERDIDAS DE PRESION EN EL MEDIDOR



GRAFICA 1





PLANO DE AGUA POTABLE
 ESC 1:300

b) Alcantarillado.- Este sistema estará diseñado para de salojar rápida y adecuadamente las aguas pluviales de la planta de tratamiento, así como las aguas de derrames o vaciamiento de las unidades de tratamiento, y el agua tratada. Estas aguas serán descargadas al río Lerma.

Existirá además una atarjea sanitaria, con la finalidad de captar las aguas residuales generadas en la caseta para oficina y laboratorio de la planta. Estas aguas se descargarán en el cárcamo de bombeo (tipo tornillo) para ser tratadas - posteriormente junto con las aguas residuales de la población

El sistema de alcantarillado de la planta lo podemos dividir en tres líneas :

Línea 1.- Captará aguas pluviales y aguas tratadas provenientes tanto de los cloradores como de los lechos de secado.

Línea 2.- Esta captará aguas pluviales únicamente.

Línea 3.- Captará las aguas residuales de la caseta para oficina y laboratorio.

Cada una de éstas líneas tendrán las descargas de las aguas en forma independiente; las líneas 1 y 2 descargarán al río Lerma, pero en diferente lugar, y la línea 3 descargará - en el cárcamo de bombeo.

A continuación se realiza el cálculo de los gastos que captarán las alcantarillas.

Gasto de Aguas Pluviales :

donde :

$Q = A I R C$ (Ref. 1) $Q =$ gasto de aguas pluviales
 $A =$ área de captación
 $I =$ impermeabilidad relativa
 $R =$ precipitación pluvial
 $C =$ constante

Si tenemos que :

$$A = 8\,320 \text{ m}^2$$

$$I = 0.55 \quad (\text{Ref. 11})$$

$$R = 70 \text{ mm/hr} \quad (\text{Ref. 7})$$

$$C = 1 \quad (\text{Ref. 1})$$

$$Q = \frac{(8\,320 \text{ m}^2)(0.55)(0.07 \text{ m/hr})}{3\,600 \text{ (conv. hr a seg)}} = 0.08897 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 89.0 \text{ lt/seg}$$

Gasto de Aguas Tratadas :

$$Q = \text{gasto medio de diseño} = 56.0 \text{ lt/seg}$$

Gasto generado en caseta para oficina y laboratorio :

Este gasto se considera mínimo, ya que la caseta tendrá a lo máximo dos operadores.

El gasto de aguas pluviales se captará mediante seis bocas de tormenta. Cuatro captarán el 66% de las aguas pluviales y dos el 34% restante. Estos porcentajes se obtienen en base a las pendientes dadas al terreno (partonguas). Por lo tanto cada alcantarilla captará aproximadamente el 17% del total de las aguas pluviales, es decir, 15.1 lt/seg.

El gasto de aguas tratadas sale por medio de tres cloradores, por lo que corresponde 18.7 lt/seg a cada clorador. La aportación de aguas de los lechos de secado se considera mínima.

Diseño y Cálculo de las líneas :

1) Línea 1.- Consta de cuatro tramos, dos bocas de tormenta, - tres pozos de visita.

a) Tramo A :

Aportaciones = una boca de tormenta

∴ Gasto de Diseño = 15.1 lt/seg

Con nomograma de Manning :

Diámetro = 20 cm
Pendiente = 0.0026
Velocidad = 0.5 m/seg

b) Tramo B :

Aportaciones = acumulado anterior + dos cloradores
. . . Gasto de diseño = $15.10 + 2(18.7) = 52.5$ lt/seg

Con nomograma de Manning :

Diámetro = 30 cm
Pendiente = 0.003
Velocidad = 0.7 m/seg

c) Tramo C :

Aportaciones = acumulado anterior + un clorador + una boca de tormenta

. . . Gasto de diseño = $52.5 + 18.7 + 15.10 = 86.3$ lt/seg

Con nomograma de Manning :

Diámetro = 38 cm
Pendiente = 0.0022
Velocidad = 0.72 m/seg

d) Tramo D :

Igual al anterior (Tramo C)

2) Línea 2.- Consta de cuatro tramos, tres bocas de tormenta y cuatro pozos de visita.

a) Tramo A' :

Aportaciones = una boca de tormenta

. . . Gasto de diseño = 15.1 lt/seg

Con nomograma de Manning :

Diámetro = 20 cm
Pendiente = 0.0026
Velocidad = 0.5 m/seg

b) Tramo B' :

Aportaciones = acumulado anterior + una boca de tormenta

∴ Gasto de diseño = $15.1 + 15.1 = 30.2$ lt/seg

Con nomograma de Manning :

Diámetro = 25 cm

Pendiente = 0.003

Velocidad = 0.6 m/seg

c) Tramo C' :

Aportaciones = acumulado anterior + una boca de tormenta

∴ Gasto de diseño = $30.2 + 15.1 = 45.3$ lt/seg

Con nomograma de Manning :

Diámetro = 30 cm

Pendiente = 0.0024

Velocidad = 0.62 m/seg

d) Tramo D' :

Aportaciones = acumulado anterior + una boca de tormenta

∴ Gasto de diseño = $45.3 + 15.1 = 60.4$ lt/seg

Con nomograma de Manning :

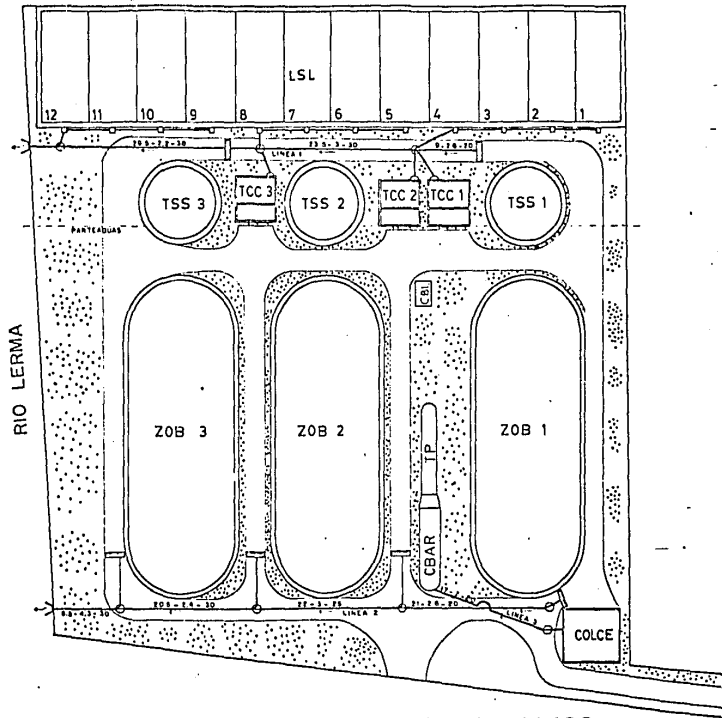
Diámetro = 30 cm

Pendiente = 0.0043

Velocidad = 0.84 m/seg

3) Línea 3.- Consta de un tramo y un pozo de visita.

Ya que el gasto es mínimo, se colocará tubería de 20 cm de diámetro



PLANO DE ALCANTARILLADO
 ESC 1:500

CAPITULO VI.- CONCLUSIONES

La preservación de la calidad del agua, su óptima utilización y su adecuada disposición, es responsabilidad de todos los ciudadanos; razón por la cual es de suma importancia la construcción de obras de saneamiento.

Una obra de saneamiento adecuado, consiste primeramente en captar las aguas ya utilizadas (aguas residuales), - conducir las hacia un sistema de tratamiento y disponerlas finalmente libres de contaminación; con el fin de que éstas - mismas aguas puedan ser reutilizadas.

Lo anterior surgió en base a que en todo el mundo se comienza a apreciar que el agua es un elemento finito, que - ya muestra no solo tendencias de insuficiencia, sino de agotamiento, por lo que es necesario recurrir a medidas que permitan la regeneración de los cuerpos de agua ya contaminados (utilizados).

La aplicación de los diversos métodos de tratamiento de aguas residuales está contemplada en el " Reglamento Federal para la Prevención y Control de la Contaminación de las Aguas "; siendo una necesidad imperante para evitar o controlar la degradación de los cuerpos de agua. Además, como se dijo anteriormente, de ésta forma se consiguen nuevos caudales disponibles para reuso, principalmente para la agricultura, jardinería y usos industriales,

Es indiscutible la importancia del agua para el progreso y bienestar de los pueblos, por ello el Hombre debe aprender a apreciar su valor en todos y cada uno de los usos a que se le destina; ya que a mayor desarrollo económico y demográfico se produce mayor contaminación del agua, originan-

do diversos daños al medio ambiente, especialmente en lo referente a ecología, salud y economía.

La lucha contra la contaminación lejos de ser una carga, constituirá un negocio para el país, para cada uno de los sectores productivos y para toda la población.

Experiencias similares en otros países permiten afirmar que se pueden alcanzar niveles de restauración ecológica satisfactoria, siempre que se realice una campaña adecuada, — protegiendo así la vida y la salud, e introduciendo beneficios a toda la población general.

Particularmente en ésta Tesis, lo que se pretende lograr con la construcción del colector y planta de tratamiento de aguas residuales, es sanear la población de la Barca, Jalisco, y someter a un tratamiento las aguas producto del saneamiento, con el fin de evitar una aportación de aguas contaminadas al río Lerma y por consecuencia al Lago de Chapala.

En lo personal con la realización de ésta Tesis, he obtenido una gran experiencia, ya que para realizarla me vi obligado a efectuar una serie de investigaciones, acudir a libros y apuntes de clases impartidas en la Universidad, y a estar al tanto de la ejecución de la obra.

Pienso que ésta Tesis puede servir como consulta para estudiantes de Ingeniería Civil, ya que abarca temas diferentes relacionados con ésta carrera, tales como : Estudios preliminares para obras de alcantarillado, cálculo y diseño de un Colector, cálculo y diseño (Hidráulico y Estructural) de una Planta de Tratamiento, diseño de tuberías hidráulicas trabajando a presión, y algunos más.

Es de ésta forma como concluyo ésta Tesis, habiendo sido su elaboración de gran provecho para mí, esperando que - lo sea de igual forma para los que acudan a ella para alguna información al respecto.

B I B L I O G R A F I A

- 1 " ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS "
HARUL E. HABBITT - E. ROBERT BAUMANN
EDITORIAL " CECSA "
- 2 " ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO "
ERNEST W. STEEL - TERENCE J. MC. GHEE
EDITORIAL " GUSTAVO GILI, S.A."
- 3 " MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS "
DEPARTAMENTO DE SANIDAD DEL ESTADO DE NUEVA YORK
EDITORIAL " LINUSA "
- 4 " PLATICAS DE ACTUALIZACION DE AGUA POTABLE Y ALCANTARI -
LLADO "
TOMOS I Y II SIAPA GUADALAJARA, JAL.
- 5 " NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANI -
TARIO "
S A H O P
- 6 " NORMAS TECNICAS PARA EL PROYECTO DE PLANTAS DE TRATA -
MIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES "
S A H O P
- 7 " PLAN MUNICIPAL DE DESARROLLO URBANO "
D P U E J
- 8 " PROCESOS DE TRATAMIENTO PARA MEJORAR LA CALIDAD DE LAS
AGUAS RESIDUALES "
ING. JOSE N. JARAMILLO RODRIGUEZ

- 9 " WASTEWATER ENGINEERING : TREATMENT, DISPOSAL AND REUSE "
METCALF AND EDDY
Mc GRAW HILL BOOK CO.
- 10 " MANUALS OF BRITISH PRACTICE IN WATER POLLUTION CONTROL "
INSTITUTE OF WATER POLLUTION CONTROL
MAIDSTONE, KENT, G.B.
- 11 " APUNTES DE LAS CLASES DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO "
IMPARTIDAS POR LOS INGENIEROS CARLOS TRUJILLO DEL RIO Y
GUILLERMO GARCIA RESPECTIVAMENTE
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL U.A.G.
- 12 " DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO REFORZADO "
HARRY PARKER
EDITORIAL " LIMUSA "
- 13 " METODO DE SUMINISTRO DE AGUA POR PRESION "
INSTITUTO NACIONAL DE INSTALACIONES
NACIONAL DE COBRE, S.A.

NOTA : El número asignado a cada Texto de la Bibliografía, co - " 1
responde al mismo número de Referencia señalada.