



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL
MUNICIPAL POR EL MÉTODO LAGUNAR,
ESTUDIO DE UN CASO”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A N :

VICTOR MANUEL GUTIERREZ PAZ
RICARDO HERNÁNDEZ VERAZALUCE
FRANCISCO MUÑOZ LEON
JESUS ROCHA GASPARRI
ARTURO VIAZCÁN CORTÉS

ASESOR: ING. OSCAR ENRIQUE MARTINEZ JURADO



MEXICO, D.F.

MAYO DE 2006

A Dios

Por concedernos el espíritu
de perseverar en el término
de este bello reto.

A mi Esposa y a mi Hija

Por brindarme su tiempo y espacio,
en los momentos más difíciles

A nuestros Padres y Hermanos

Por su confianza, apoyo y fe en
Nosotros.

A la UNAM

Por formarnos y darnos la oportunidad
de ser parte de la máxima casa de estudios

A la Facultad de Ingeniería

Por forjarnos un perfil y un carácter,
para desarrollarnos profesionalmente
como ingenieros competitivos

A los Profesores

Por darnos lo mejor de ellos tanto
profesionalmente como personalmente
lo cual nos permite actualmente hacer
frente a los problemas actuales de
nuestro país.

A todas aquellas personas que nos
acompañaron y apoyaron siempre.

F R A N C I S C O M U Ñ O Z L E O N

Como un homenaje póstumo a mis padres por todo el cariño, dedicación, esfuerzo y sacrificios que hicieron para darme una formación profesional.

Guillermo Pedro Gutiérrez Soriano y Esperanza Paz de Gutiérrez

A mi esposa Concepción y a mis hijos Gabriela, Alejandra, Víctor Ramón y Bruno Francisco, con inmenso amor y gratitud por su apoyo para realizar esta actividad que faltaba en mi vida profesional.

A mis queridos pequeños nietos José Antonio, José Alejandro y José Pablo.

Sinceramente agradecemos la ayuda y orientación que nos brinda el profesor, Ing. Oscar E. Martínez Jurado en el asesoramiento del presente documento

VICTOR MANUEL GUTIERREZ PAZ

A Laura y Jesús :

Gracias por todo, su cariño, amor y comprensión.
A ustedes mis padres, les dedico este trabajo

A mis hermanas, Laura y Giovanna, gracias por todo.
Con un Infinito Agradecimiento:

J E S U S R O C H A G A S P A R R I

Esta es la culminación de un gran esfuerzo a lo largo de mi vida y esta dedicado a todas aquellas personas que me apoyaron y me supieron guiar por el sendero del estudio y la responsabilidad.

A mis padres: Aarón y Lucina

Por su cariño, comprensión y apoyo incondicional para el termino de mis estudios...gracias infinitas.

A mi esposa y a mi beba: Yadira y Valeria

Por que juntos recorrimos un largo camino lleno de obstáculos pero también de satisfacciones, por su apoyo y amor incondicional. A mi beba porque me dio las fuerzas para terminar y un gran motivo para crecer y desarrollarme profesionalmente... las amo.

A mis hermanos: Horacio, Mauricio y Wilfrido

Por darme el ejemplo a seguir en la vida y en el estudio... gracias.

A mis primos: Gilberto, Rosalía y Abelardo

Por apoyarme en los momentos difíciles y enseñarnos a conocer el mundo a nuestro alrededor.

Y sobre todo a mis abuelos: Elodia y Wilebaldo

Por ser el pilar de lo que somos ahora... los extraño.

ARTURO VIAZCÁN CORTÉS

A LA UNAM

Nuestra máxima casa de estudios, por colaborar con mi desarrollo personal y formación profesional; fomentando el espíritu con una visión humana.

A MIS PADRES JUAN Y ANDREA

Gracias por tener fe en mi y brindarme todo su amor y apoyo incondicional. Por alentarme para juntos poder coronar la meta añorada

A MIS HERMANAS MONY Y GABY

Por sus atenciones y consejos buscando mi bienestar. Por mantenernos unidos y ser parte de mi felicidad.

A MI ESPOSA ELY

Apoyo, comprensión y cariño que me motiva a concretar metas para la construcción de un mejor futuro.

RICARDO HERNÁNDEZ VERAZALUCE

**TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL MUNICIPAL
POR EL MÉTODO LAGUNAR.
ESTUDIO DE UN CASO**



ÍNDICE

Introducción	IV
1. Antecedentes	1
1.1. Referencias históricas	1
1.2. Necesidad de un sistema de tratamiento de agua residual municipal	3
1.2.1. Naturaleza del agua residual	3
1.2.1.1. Origen del agua residual	3
1.2.1.2. Composición	4
1.2.2. Contaminación del agua	5
1.3. Aspectos generales de la situación del sector hidráulico en México	7
1.3.1. Objetivos nacionales del sector hidráulico	7
1.3.2. Lineamientos de política del programa nacional hidráulico para el período 2001-2006	9
1.3.2.1. Premisas básicas	11
1.3.2.2. Marco normativo	12
1.3.2.3. Mecanismos de regulación	13
1.3.2.4. Mecanismos económicos y financieros	14
1.3.2.5. Mecanismos para el desarrollo tecnológico	15
1.3.2.6. Mecanismos de participación social	15
1.3.3. Saneamiento del agua en México	16
1.3.3.1. Sector agua potable y alcantarillado	16
1.3.3.2. Sector agricultura	20
1.3.3.3. Sector industria	21
1.3.3.4. Generación de energía eléctrica	22
1.3.3.5. Sector acuacultura y pesca	23
1.3.3.6. Sector turismo y navegación	23
1.3.4. Uso del agua residual una vez tratada	24
1.4. Situación actual del inventario de plantas de tratamiento de agua residual (CNA 2003)	25
1.5. Enfoque particular del estudio de caso	27





2. Selección técnica – económica de alternativas de tratamiento	31
2.1. Alternativas de arreglo	33
2.1.1 Tipos y arreglo del sistema	33
2.1.2 Manejo del agua residual industrial	44
2.2. Evaluación de alternativas	49
2.3. Selección de alternativa	51
3. Recopilación de datos básicos, análisis y evaluación de la información.	59
3.1. Marco físico	59
3.2. Climatología	68
3.3. Características de la población actual	69
3.4. Infraestructura y servicios de agua potable y alcantarillado	71
3.5. Aprovechamiento del agua residual	89
3.6. Tipo de industria y principales contaminantes	90
3.7. Cuerpos receptores	91
3.8. Dictamen técnico	98
4. Bases de diseño hidráulico	101
4.1. Gasto de diseño	101
4.2. Caracterización del agua residual	113
4.3. Eficacia requerida	133
4.4. Pruebas de tratabilidad	134
4.5. Proyección de la población	138
5. Bases de diseño geotécnico	141
5.1. Levantamiento topográfico del sitio elegido	141
5.2. Análisis geotécnicos	145
5.3. Pruebas de campo y laboratorio	146





5.4. Consideraciones constructivas basándose en el estudio de mecánica de suelos	161
6. Diseño de las operaciones y procesos unitarios de tratamiento	165
6.1. Diseño conceptual	167
6.2. Arreglo dimensional e hidráulico	168
6.3. Arreglo de conjunto	170
6.4. Diseño hidráulico	172
6.5. Sistema de alimentación, interconexión y salida	172
6.6. Diseño hidráulico del emisor	173
7. Conclusiones	179
Anexos	187
Bibliografía	267





INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la ingeniería sanitaria a través de la historia, ha sido gradual de acuerdo a las necesidades de abastecimiento de agua, recolección y tratamiento del agua residual; así mismo se ha observado también que la conducción o alejamiento de las aguas residuales de las poblaciones ha sufrido una serie de transformaciones con el tiempo inicialmente se llevaban por canales a cielo abierto, siguiendo la topografía del terreno hasta llegar al arroyo o cuerpo receptor mas cercano. Posteriormente las conducciones fueron enterradas con la particularidad en muchos casos de conducir agua residual con aguas pluviales dando lugar a los drenajes combinados, la práctica actual se enfoca a tener alcantarillados separados esto es la diferenciación de alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial.

En cuanto al tratamiento del agua residual la relación entre disposición de desechos y enfermedades humanas, aceleró su desarrollo como una respuesta de protección a la salud pública; así el tratamiento del agua residual emergió a finales del siglo XIX apareciendo los procesos biológicos de tratamiento como las lagunas de estabilización y los lodos activados entre otros.

Es por ello, que consideramos necesario presentar un trabajo enfocado al tratamiento de agua residual municipal que sirva como apoyo a todos aquellos interesados y preocupados por la conservación y reutilización del vital líquido, o para que el país tenga la posibilidad de un desarrollo sustentable basado en la aplicación de una serie de teorías y prácticas, que si bien es cierto ya se vienen ejercitando, consideramos que todavía existen pocos documentos especializados sobre el tema y sobre todo que muestren de manera integral los pasos para desarrollar un proyecto para una planta de tratamiento de agua residual enfocado específicamente a las lagunas de estabilización, con la aportación de un estudio de caso en el municipio de Zacapu, estado de Michoacán..

Haciendo énfasis en la importancia de contar con la mayor cantidad de información sobre la localidad, desde las características de la población hasta el estado de la infraestructura de bienes y servicios, así como de los estudios previos de campo y su análisis en el laboratorio para la correcta caracterización de las descargas y del terreno donde se construya la planta.

Es de considerar que este método lagunar es el que más se adecua a las necesidades de la mayoría de las poblaciones de nuestro país, porque demanda bajos costos de operación y mantenimiento, así como una inversión que los estados y sus municipios pueden recuperar a través de los beneficios que se obtienen al reutilizar el agua tratada en sistemas de riego, pesca, industria etc., a un costo menor o por la concesión de los derechos según sea el caso.



CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES



1. ANTECEDENTES

En este capítulo se presenta de manera breve una narrativa sobre la evolución del tratamiento del agua residual que ha realizado la humanidad; así como el porque de la necesidad de diseñar sistemas de tratamiento y asimismo se presenta un enfoque específico de la situación que nuestro país enfrenta sobre la gestión del abastecimiento y tratamiento del agua, todo ello bajo lo lineamientos especificados en el Programa Nacional Hidráulico (PNH) y enmarcado en el Plan Nacional de Desarrollo, ambos para el período 2001 – 2006.

1.1. REFERENCIAS HISTÓRICAS

Los métodos de depuración de residuos se remontan a la antigüedad y se han encontrado instalaciones de alcantarillado en lugares prehistóricos de Creta y en las antiguas ciudades asirías. Las canalizaciones de desagüe construidas por los romanos todavía funcionan en nuestros días, aunque su principal función era el drenaje, la costumbre romana de arrojar los desperdicios a las calles significaba que junto con el escurrimiento del agua viajaban grandes cantidades de materia orgánica. Hacia finales de la edad media empezaron a usarse en Europa, primero, excavaciones subterráneas privadas y, más tarde, letrinas, cuando éstas estaban llenas, unos obreros vaciaban el lugar en nombre del propietario, el contenido de los pozos negros se empleaba como fertilizante en las granjas cercanas o era vertido en los cursos de agua o en tierras no explotadas.

Unos siglos después se recuperó la costumbre de construir desagües, en su mayor parte en forma de canales al aire o zanjas en la calle, al principio estuvo prohibido arrojar desperdicios en ellos, pero en el siglo XIX se aceptó que la salud pública podía salir beneficiada si se eliminaban los desechos humanos a través de los desagües para conseguir su rápida desaparición, un sistema de este tipo fue desarrollado por Joseph Bazalgette entre 1859 y 1875 con el objeto de desviar el agua de lluvia y las aguas residuales hacia la parte baja del Támesis, en Londres. Con la introducción del abastecimiento municipal de agua y la instalación de cañerías en las casas llegaron los inodoros y los primeros sistemas sanitarios modernos. A pesar de que existían reservas respecto a éstos por el desperdicio de recursos que suponían, por los riesgos para la salud que planteaban y por su elevado precio, fueron muchas las ciudades que los construyeron.

A comienzos del siglo XX, algunas ciudades e industrias empezaron a reconocer que el vertido directo de desechos en los ríos provocaba problemas sanitarios, esto llevó a la construcción de instalaciones de depuración, aproximadamente en aquellos mismos años se introdujo la fosa séptica como mecanismo para el tratamiento del agua residual domésticas, tanto en las áreas suburbanas como en las rurales. Para el tratamiento en instalaciones





públicas se adoptó primero la técnica del filtro de goteo. Durante la segunda década del siglo, el proceso del lodo activado, desarrollado en Gran Bretaña, supuso una mejora significativa por lo que empezó a emplearse en muchas localidades de ese país y de todo el mundo. Desde la década de 1970, se ha generalizado en el mundo industrializado la cloración, un paso más significativo del tratamiento químico.

La historia del tratamiento de las aguas residuales ha evolucionado tanto en sus técnicas como en los objetivos que persigue, en un principio, el objetivo principal fue la protección de la salud humana, así como la consideración de algunas características estéticas del agua, luego, la preocupación abarcó a la calidad de los cuerpos de agua receptoras del agua residual con una visión de cuidado ambiental, con el objetivo de mantener una concentración de oxígeno adecuada, lo que condujo al desarrollo de sistemas de tratamiento biológico para la remoción de componentes demandantes de oxígeno, como lo son la materia orgánica y el amonio.

A partir de la necesidad de mitigar los efectos que acompañan los diversos tipos de descargas del agua residual en corrientes tanto superficiales como subterráneas se ha puesto de manifiesto, desde hace ya algunas décadas, la obligación de controlar la contaminación indiscriminada producida por actividades domésticas e industriales que desarrollamos los seres humanos. En este sentido, el desarrollo industrial junto con el crecimiento demográfico se cuenta como dos de los factores principales que inciden en la necesidad de manejar de manera óptima los recursos hidráulicos en sus diversos usos y reusos.

Es por ello, que el tema de la contaminación del agua sea una prioridad para buscar un equilibrio biosistémico, donde el impacto causado por el hombre se ajuste a la preocupación y a su vez a una legislación adecuada y emergente en el tema de protección al ambiente y de los recursos naturales, así como a la salud. Por lo tanto, desde el punto de vista de salud pública y saneamiento ambiental, en cualquier población humana, es esencial un adecuado tratamiento y disposición del agua de desecho.

Para ello, dentro del área ambiental, se encuentra la ingeniería sanitaria que se encarga, bajo fundamentos básicos de procesos analíticos, de generar metodologías y técnicas, dirigidas a enfoques de control buscando la optimización de las estrategias empleadas para desarrollar nuevas tecnologías basadas en el conocimiento, cada vez más perfeccionado, del funcionamiento de los procesos de tratamiento.

Además desde un enfoque general, la ingeniería ambiental tiene un interés creciente sobre reacciones físicas, químicas y biológicas, que se llevan a cabo dentro del aire, tierra y agua. Asimismo, pretende desarrollar tecnologías cada vez más precisas y eficientes, en





busca de mejorar las metodologías con sus correspondientes técnicas para la generación de los nuevos conocimientos.

1.2. NECESIDAD DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL MUNICIPAL

En la actualidad, los objetivos del tratamiento del agua residual son diversos, inclusive siendo vigentes los objetivos originarios de esta materia, ahora se han ampliado las exigencias de los procedimientos de eliminación de sustancias nocivas, por lo que se han desarrollado nuevas tecnologías de tratamiento avanzado. El enfoque industrial del tratamiento va orientado a la remoción de compuestos contaminantes específicos, así como se ha remarcado la necesidad de tratar adecuadamente los subproductos de los procesos de tratamiento.

1.2.1. NATURALEZA DEL AGUA RESIDUAL

El origen, composición y cantidad de los desechos están relacionados con los hábitos de vida vigentes. Cuando un producto de desecho se incorpora al agua, el líquido resultante recibe el nombre de agua residual.

1.2.1.1. ORIGEN DEL AGUA RESIDUAL

El agua residual doméstica es la que proviene de las viviendas o residencias, edificios comerciales e institucionales. Se denomina agua residual municipal a los residuos líquidos transportados por el alcantarillado de una ciudad o población, cuyo origen del agua residual principalmente proviene de las descargas de industrias de manufactura.

El agua de lluvia transporta la carga contaminadora de techos, calles y demás superficies por donde circula; sin embargo, en ciudades modernas se recogen en alcantarillas separadas, sin conexiones conocidas de aguas residuales domésticas o industriales y, en general, se descargan directamente al curso de agua natural más próximo sin ningún tratamiento. En ciudades que poseen un sistema de alcantarillado combinado se acostumbra captar el caudal de tiempo seco mediante un alcantarillado interceptor y conducirlo a la planta de tratamiento para su procesamiento, sin embargo, durante los aguaceros, el caudal en exceso de la capacidad de la planta y del alcantarillado interceptor se desvía directamente al curso natural del agua.





1.2.1.2. COMPOSICIÓN

La composición del agua residual se analiza con diversas mediciones físicas, químicas y biológicas. Las mediciones más comunes incluyen la determinación del contenido en sólidos, la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), la demanda química de oxígeno (DQO) y la acidez mediante el pH.

Los residuos sólidos comprenden los sólidos disueltos y en suspensión. Los sólidos disueltos son productos capaces de atravesar un papel de filtro, y los suspendidos los que no pueden hacerlo. Los sólidos en suspensión se dividen a su vez en depositables y no depositables, dependiendo del número de miligramos de sólido que se depositan a partir de 1 litro de agua residual en una hora.

Todos estos sólidos pueden dividirse en volátiles y fijos, siendo los volátiles, por lo general, productos orgánicos y los fijos materia inorgánica o mineral.

La concentración de materia orgánica se mide con los análisis DBO y DQO. La DBO es la cantidad de oxígeno empleado por los microorganismos a lo largo de un periodo de cinco días para descomponer la materia orgánica del agua residual a una temperatura de 20 °C. De modo similar, la DQO es la cantidad de oxígeno necesario para oxidar la materia orgánica por medio de dicromato en una solución ácida y convertirla en dióxido de carbono y agua. El valor de la DQO es siempre superior al de la DBO porque muchas sustancias orgánicas pueden oxidarse químicamente, pero no biológicamente. La DBO suele emplearse para comprobar la carga orgánica de las aguas residuales municipales e industriales biodegradables, sin tratar y tratadas. La DQO se usa para comprobar la carga orgánica de aguas residuales que, o no son biodegradables o contienen compuestos que inhiben la actividad de los microorganismos. El pH mide la acidez de una muestra de agua residual. El contenido típico en materia orgánica de estas aguas es un 50% de carbohidratos, un 40% de proteínas y un 10% de grasas; y el pH puede variar entre 6.5 y 8.0.

No es fácil caracterizar la composición de los residuos industriales con arreglo a un rango típico de valores dado según el proceso de fabricación. La concentración de un residuo industrial se pone de manifiesto enunciando el número de personas, o equivalente de población, necesario para producir la misma cantidad de residuos. Este valor acostumbra a expresarse en términos de DBO.

La composición de las infiltraciones depende de la naturaleza de las aguas subterráneas que penetran en la canalización. El agua de lluvia residual contiene





concentraciones significativas de bacterias, elementos traza, petróleo y productos químicos orgánicos.

1.2.2. CONTAMINACIÓN DEL AGUA

La contaminación del agua afecta gravemente la composición natural de la misma y por lo tanto disminuye su calidad, la hace menos útil y modifica su condición de elemento beneficioso para la salud.

Factores que causan contaminación:

- Descargas orgánicas, aportadas por líquidos cloacales y por descargas industriales que elaboran productos vegetales y animales, que originan, por su descomposición, disminución del contenido de oxígeno disuelto en el agua.
- Agentes infecciosos transportados por líquidos cloacales y por algunas descargas industriales.
- Sustancias minerales, estables y productos químicos inorgánicos originados en explotaciones mineras y petroleras y en establecimientos industriales, que interfieren con la depuración natural en los cursos de agua; destruyen o afectan la vida de los mismos; causan excesiva mineralización y dureza en los abastecimientos de agua: producen efectos corrosivos, etc.
- Productos químicos orgánicos, que en gran variedad resultan de la avanzada tecnología química de las últimas décadas, pesticidas, herbicidas, fungicidas y otros productos empleados en la agricultura, tóxicos para la vida en el agua y que suponen, en ciertas concentraciones, peligro para la vida humana.
- Nutrientes capaces de provocar desarrollos perjudiciales en la vida vegetal del agua (algas, plantas acuáticas).
- Sedimentos que pueden provocar embanques, erosiones, abrasión en equipos mecánicos y afectar la vida de peces al cubrir sus desoves y fuentes de alimentación.
- Elementos radioactivos resultantes de la extracción, procesamiento y usos de materiales de esa índole.
- Aumento de temperatura, provenientes del uso de agua para enfriamiento de centrales eléctricas y en industria, que afectan la vida en el agua y reducen la capacidad receptora de descargas orgánicas de los cuerpos de agua superficiales.

En general, la contaminación se produce con superposición de varios de los elementos mencionados anteriormente.





Para examinar las causas de la contaminación, se puede intentar un ordenamiento basado en el examen sucesivo de los posibles orígenes de las mismas, como son:

- Descargas domésticas y descargas pluviales.
- Descargas industriales.
- Descargas originadas en la explotación y transporte del petróleo y sus derivados.
- Descargas originadas en explotaciones agropecuarias.
- Descargas de temperatura elevada.
- Descargas originadas por actividades vinculadas con elementos radioactivos.
- Descargas sólidas.

Todos estos causantes de contaminación están originados por la acción del hombre.

Los problemas graves originados por la contaminación de agua pueden resumirse, en forma esquemática, de la siguiente manera:

Problemas higiénicos:

- Posibilidad de transmisión de enfermedades (agua para consumo, balnearios, ríos; contaminación de alimentos, etc.).
- Relación de la mortalidad y mortalidad infantil.
- Problemas de toxicidad.

Problemas económicos:

- Mayor consumo de productos químicos en abastecimientos de agua de consumo y para uso industrial.
- Mayor costo de plantas de tratamiento.
- Disminución en el rendimiento de explotaciones agrícolas.
- Destrucción de ambientes de pesca.
- Disminución del valor de propiedades costeras.
- Deterioro de estructuras y embarcaciones.

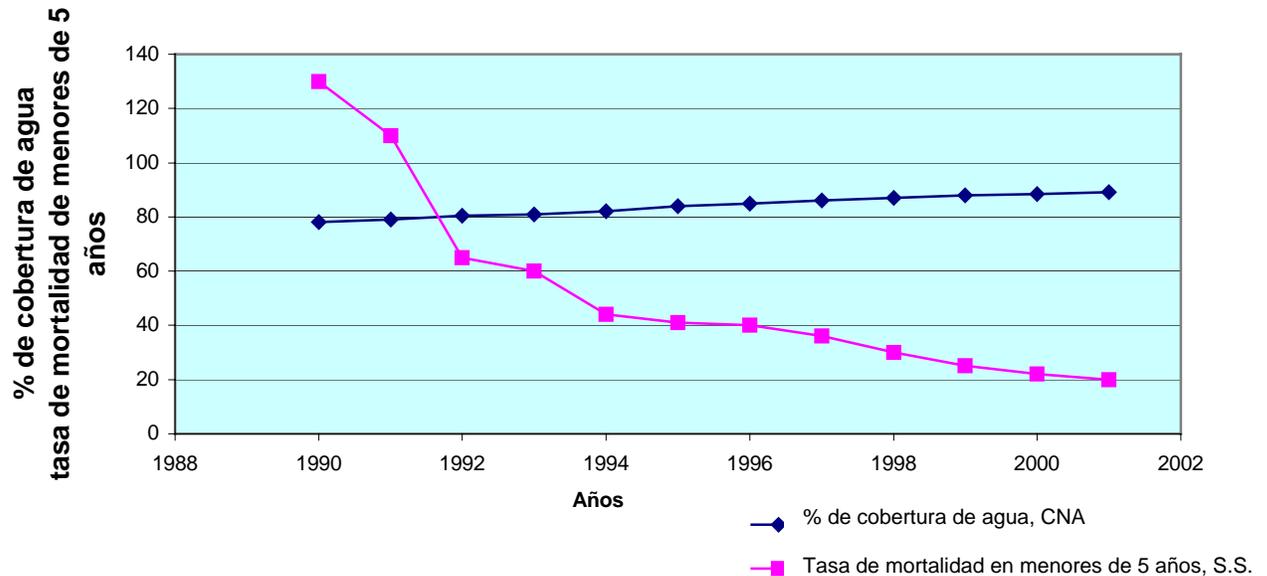
Problemas estéticos:

- Alteración del aspecto naturalmente agradable de cuerpos de agua superficiales, y de su posible uso para fines recreativos y deportivos.
- La población se acostumbra a vivir en ambientes repulsivos (zonas limpias y estéticamente conservadas contribuyen a favorecer seguramente la elevación moral de la población).



En nuestro país la tasa de mortalidad por enfermedades diarreicas en menores de 5 años ha presentado un descenso considerable y es consecuencia directa de los avances en cuanto al crecimiento de la cobertura del suministro de agua potable en regiones que antes no contaban con el servicio, según informes de la Secretaría de Salud mostrados en la gráfica 1.1.

Gráfica 1.1 Porcentaje de cobertura de agua y tasa de mortalidad por gastroenteritis infantil (1990 - 2001)



Fuente: Programa Nacional Hidráulico, CNA, 2003
Secretaría de Salud, 2003

1.3. ASPECTOS GENERALES DE LA SITUACIÓN DEL SECTOR HIDRÁULICO EN MÉXICO

Considerando la problemática actual y la trascendencia del recurso agua en el bienestar y desarrollo del país, aspiramos a ser una nación que cuente con seguridad en el suministro del agua que requiere para su desarrollo, que la utilice de manera eficiente, reconozca su valor estratégico y económico, proteja los cuerpos de agua y preserve el medio ambiente para las futuras generaciones; para lograrlo, el Gobierno ha desarrollado el Programa Nacional Hidráulico 2001 – 2006.

1.3.1. OBJETIVOS NACIONALES DEL SECTOR HIDRÁULICO

Los objetivos nacionales en dicho sector para el periodo 2001-2006 se sitúan en el marco del Plan Nacional de Desarrollo 2001-2006 (PND) y de las tres prioridades nacionales



definidas por el Plan: el Desarrollo Social y Humano, el Crecimiento con Calidad y el Orden y Respeto.

El agua es un recurso vital para el crecimiento económico y el bienestar social, y el manejo racional del recurso es esencial para la preservación del medio ambiente. Por tanto, los objetivos del Programa Nacional Hidráulico 2001-2006 (PNH) deberán contribuir en forma decisiva a la consecución de los principales objetivos rectores del Plan Nacional de Desarrollo. Así, la Comisión Nacional del Agua (CNA), ha orientado el PNH hacia seis objetivos nacionales:

1. Fomentar el uso eficiente del agua en la producción agrícola

Este objetivo coadyuvará a lograr un desarrollo económico regional equilibrado con un crecimiento económico competitivo, socialmente incluyente, ambientalmente sustentable y territorialmente ordenado.

Contribuirá igualmente al desarrollo y mejoramiento de las condiciones socioeconómicas de la población rural, ampliando las oportunidades para los grupos vulnerables de las comunidades indígenas.

2. Fomentar la ampliación de la cobertura y calidad de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento

Subsanar los rezagos y mejorar la gestión del sector será esencial para elevar los niveles de bienestar de los mexicanos y reducir las desigualdades de acceso a estos servicios básicos. La ampliación del saneamiento contribuirá también a detener la contaminación del agua, así como a proteger y conservar los ecosistemas.

3. Lograr el manejo integral y sustentable del agua en cuencas y acuíferos

El uso sustentable de los recursos naturales, sobre todo del agua, a través de una gestión ambiental integral y descentralizada es una de las prioridades de este gobierno.

4. Promover el desarrollo técnico, administrativo y financiero del sector hidráulico

El desarrollo administrativo del sector contribuirá a impulsar la mejora de la calidad en la gestión pública. Asimismo, el fortalecimiento de la investigación científica y la innovación tecnológica apoyará el desarrollo sustentable del país impulsando la adopción de procesos productivos y tecnológicos limpios.

Por otro lado, se continuará con la transferencia de facultades, funciones, responsabilidades y recursos de la Federación a las entidades federativas y municipios para lograr que las decisiones en materia de agua se tomen lo más cerca posible a los lugares





donde ocurren los problemas. Asimismo se promoverán mayores flujos de inversión directa para abatir los rezagos del sector.

5. Consolidar la participación de los usuarios y la sociedad organizada en el manejo del agua y promover la cultura de su buen uso

Para lograr un desarrollo social y humano en armonía con la naturaleza será necesario fortalecer la cultura de cuidado al medio ambiente para no comprometer el futuro de las nuevas generaciones. Esto se logrará fomentando una cultura que considere el cuidado del agua y del medio ambiente en la toma de decisiones de todos los niveles y sectores.

6. Disminuir los riesgos y atender los efectos de inundaciones y sequías

Con este objetivo se fomentará la capacidad del Estado para conducir y regular los fenómenos que afectan a la población con el fin de transitar de un sistema de protección civil reactivo a uno preventivo.

Para alcanzar sus objetivos, cumplir con su misión y alcanzar su visión, la CNA ha establecido diez metas, mismas que se muestran en la tabla 1.1.

1.3.2. LINEAMIENTOS DE POLÍTICA DEL PROGRAMA NACIONAL HIDRÁULICO PARA EL PERÍODO 2001-2006

A medida que los usuarios crecen y se multiplican dentro de una cuenca, mientras que la cantidad de agua disponible se mantiene invariable, el aprovechamiento del recurso se torna más complejo y conflictivo porque las demandas llegan a superar la disponibilidad del líquido, o bien porque las aguas que descargan alteran la calidad del recurso que será utilizado posteriormente por otros usuarios. Dentro de este proceso dinámico que responde en gran medida a las modalidades del desarrollo socioeconómico del país, la tarea del Gobierno consiste en:

- Controlar el medio físico mediante obras de infraestructura, fundamentalmente para regular la ocurrencia natural del agua en función de las demandas que imponen los distintos usuarios, así como para conservar la cantidad y la calidad del recurso.
- Regular la interacción de los usuarios con el medio físico, ante todo para asegurar que sus demandas respondan a criterios de uso eficiente y racional del recurso, que las obras que se construyan sean las adecuadas para que el agua residual que se devuelva al medio físico cumpla con las condiciones y normas establecidas.





- Regular la interacción de los sistemas usuarios que comparten el agua disponible de una cuenca, principalmente para establecer derechos, resolver conflictos y determinar, en general, las prioridades que mejor reflejen los objetivos de carácter nacional, regional y local.

Tabla 1.1 Metas de la Comisión Nacional del Agua (2001 - 2006)								
Objetivo	Indicador		2001	2002	2003	2004	2005	2006
1	Superficie de riego eficiente entre superficie física total de riego (%)	Meta	14	15	17	19	21	23
		Avance	14.9	16.6	19.45	20.8		
2	Porcentaje de habitantes del país que cuentan con agua potable**	Meta	88	88	88	89	89	89
		Avance	89	89.2	89.4	89.6		
	Porcentaje de habitantes del país que cuentan con alcantarillado**	Meta	76	77	77	77	78	78
		Avance	76.9	77	77.2	77.4		
	Porcentaje de habitantes del medio rural que cuentan con servicio de agua potable	Meta	68	69	69	70	70	71
		Avance	69	69.9	70.5	71		
3	Volumen de agua residual tratada entre volumen de agua residual recolectada (%) **	Meta	25	27	29	31	34	46
		Avance	25.2	27.7	29.7	31.1		
4	Verificar que las concesiones de uso de aguas nacionales y descarga de agua residual sean las efectivamente utilizadas o explotadas y que se cumpla con los límites máximos permisibles de contaminantes (uso público urbano en localidades de más de 50 000 habitantes, e industrial y servicios) (%)	Meta	7	26	44	63	81	100
		Avance	10	50.2	76.6	96.7		
	Monto de recaudación por concepto de derechos, aprovechamientos, contribución de mejoras e impuestos (millones de pesos a precios corrientes cada año)**	Meta	6 150	7 354	7 466	7 753	7 973	8 133
		Avance	6 387	7 027	7 827	7 751		
5	Consejos de cuenca funcionando con autonomía de gestión técnica y administrativa **	Meta	1	6	11	16	21	25
		Avance	1	2	10	16		
	Comités técnicos de aguas subterráneas funcionando con autonomía de gestión técnica y administrativa	Meta	4	13	21	29	37	41
		Avance	7	22	30	41		
6	Número de habitantes protegidos contra inundaciones mediante la construcción de infraestructura ** (miles acumulados a partir de 2001)	Meta	150	607	887	1 167	1 437	1 697
		Avance	523.8	1 825.5	2 246.4	3 371.0		

Fuente: Programa Nacional Hidráulico 2001 - 2006

Información integrada por la Subdirección General de Programación, CNA.

Nota: * Cierre preliminar. Avances al 31 de diciembre 2004.

** Las cifras reportadas en el avance, fueron modificadas por las áreas responsables, y por tal razón difieren de las publicadas en las ediciones anteriores de este documento.





Al definir la tarea del Gobierno como una actividad de regulación se pretende enfatizar que la intervención gubernamental en relación con el agua obedece a los propósitos superiores de garantizar condiciones de eficiencia, equidad y justicia social en el uso de un patrimonio de la nación, con debido cuidado y respeto al medio ambiente.

En suma, la tarea del Gobierno en relación con el agua no está encaminada a administrar sistemas-usuarios; su propósito fundamental es el de propiciar las condiciones para que sean los propios usuarios los conductores de su relación con el agua, en un marco de eficiencia, equidad y justicia que garantice y haga posible satisfacer las necesidades de todos, hoy y mañana.

De esta forma, la actual administración ha definido los lineamientos de política hidráulica llevándolos a la práctica mediante mecanismos de cuatro tipos: regulatorios, económicos, tecnológicos y de participación social, descritos más adelante en este capítulo.

1.3.2.1. PREMISAS BÁSICAS

El diseño de los lineamientos de política y de los mecanismos para aplicarlos en la práctica están basados en cinco premisas:

1. El desarrollo del país debe darse en un marco de sustentabilidad

La sustentabilidad del desarrollo debe anteponerse al interés económico y político inmediato, por lo que se requiere una reformulación fundamental del proceso de toma de decisiones, para que, en la planeación del desarrollo, se logre la plena integración de los factores económicos, sociales, políticos y ambientales. Solo así se tenderá a obtener conjuntamente el bienestar social, el crecimiento económico y la preservación del medio natural, en beneficio de las generaciones actuales y futuras. La programación hidráulica debe atender las necesidades de la población y de las actividades productivas equitativamente, así como prevenir y en su caso, corregir, los impactos ambientales generados.

2. El agua es un recurso estratégico de seguridad nacional

Se reconoce que el agua es uno de los recursos principales del crecimiento económico y elemento indispensable para la renovación de muchos otros recursos naturales indispensables en la transformación productiva y para la vida misma. Por eso, una de las bases del desarrollo de la nación debe ser la administración sustentable de recursos hidráulicos.

Además, es la primera vez que se le da la debida importancia al categorizar como elemento de Seguridad Nacional al nuevo esquema de manejo del agua.

3. La unidad básica para la administración del agua es la cuenca hidrológica

Al respecto, la cuenca hidrológica es el territorio natural, delimitado por las zonas de escurrimiento de aguas superficiales que convergen hacia un mismo cauce, y en el que se observan condiciones particulares en aspectos físicos, biológicos, económicos, sociales y culturales. Por lo tanto, las cuencas hidrológicas poseen un valor único como base de coordinación de actores ligados a un recurso común, como es el agua.





4. El manejo de los recursos debe ser integrado

La importancia del manejo integrado de los recursos naturales responde a la necesidad de restaurar y mantener el equilibrio de los ecosistemas, vistos éstos desde un enfoque sistémico en el que cualquiera de sus partes genera efectos en el sistema completo. La interrelación que guardan el agua, el bosque, el suelo y el aire hacen necesario que las estrategias de manejo deban diseñarse para el conjunto, no para elementos aislados.

5. Las decisiones deben tomarse con la participación de los usuarios

La inclusión del punto de vista de los usuarios del agua en la elaboración de planes y programas de manejo hidráulico es indispensable para el desarrollo sustentable, ya que son ellos los afectados principales con la aplicación de políticas relativas al recurso, tanto en su uso directo como en sus actividades productivas y en la calidad de su entorno. De aquí también surge la importancia de promover una participación responsable de los usuarios del agua y la sociedad en general, quienes además de tener derechos, compartan obligaciones en el manejo sustentable del recurso, con base en una correcta valoración del agua en términos económicos, sociales y ambientales.

1.3.2.2. MARCO NORMATIVO

La Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos en su artículo 27, establece que la propiedad de las aguas comprendidas dentro de los límites del territorio nacional corresponde a la Nación y solo por excepción, cuando se demuestre que las aguas no tienen tal carácter, se consideraran de propiedad privada. Por lo tanto, las aguas nacionales son bienes del dominio público, son inalienables, imprescriptibles e inembargables.

La explotación, uso y aprovechamiento de aguas nacionales, solo podrá realizarse por los particulares mediante concesiones que otorgue el Ejecutivo Federal, de acuerdo con las reglas y condiciones estipuladas en las leyes.

El marco jurídico que regula la materia de agua en el país está representado fundamentalmente por:

- La Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, artículos 27, 28 y 115.
- La Ley de Aguas Nacionales (LAN), la cual es una ley reglamentaria del artículo 27 constitucional en materia de aguas nacionales.
- El Reglamento de la Ley de Aguas Nacionales.
- La Ley Federal de Derechos.
- La Ley de Contribución de Mejoras por Obras Públicas Federales de Infraestructura Hidráulica.
- Las Leyes estatales en materia de agua promulgadas en las entidades federativas.
- La Ley de Equilibrio Ecológico y Protección al Medio Ambiente.

La Ley de Aguas Nacionales, da sustento a la evolución del marco institucional y la instrumentación de los elementos de la política hidráulica, en un horizonte de mediano y largo plazo.





La Comisión Nacional del Agua, es un órgano desconcentrado de la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), y es la autoridad federal responsable de definir la política hidráulica del país y administrar las aguas nacionales.

Para el caso particular en estudio, la recuperación y el tratamiento del agua residual que generan los municipios del país tiene el objeto de mejorar la calidad de las aguas nacionales y lograr la sustentabilidad, para proteger la salud de la población. Por lo que la infraestructura correspondiente deberá cumplir con los requerimientos de las siguientes normas:

- Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de agua residual en aguas y bienes nacionales. Publicada el 6 de enero de 1997.
- Norma Oficial Mexicana NOM-002-SEMARNAT-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de agua residual a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal. Publicada el 3 de junio de 1998.
- Norma Oficial Mexicana NOM-003-SEMARNAT-1997, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para el agua residual tratada que se rehúsen en servicios al público. Publicada el 14 de enero de 1998.
- Norma Oficial Mexicana NOM-004-SEMARNAT-1997, que establece las especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes en lodos y biosólidos para su aprovechamiento y disposición final. Publicada el 15 de agosto de 2003.

1.3.2.3. MECANISMOS DE REGULACIÓN

La Ley de Aguas Nacionales posibilita la instrumentación de un marco regulatorio que busca estimular una mayor eficiencia y una mejor percepción del valor económico del recurso, mediante la introducción de mecanismos de mercado y sistemas de precios. Así, los usuarios de las aguas nacionales operan en un marco de derechos y obligaciones claramente establecidos en tres instrumentos básicos:

- Título de concesión o asignación. Por medio del cual se establece el derecho a explotar, usar o aprovechar un determinado volumen de agua.
- Permiso de descarga de aguas residuales. Mediante este instrumento se establecen las condiciones bajo las cuales el permisionario habrá de disponer de las aguas residuales resultantes.
- Inscripción en el Registro Público de Derechos de Agua tanto de los títulos de concesión o asignación como de los permisos de descarga de agua residual, lo cual otorga una mayor certidumbre y seguridad jurídica a los derechos de los usuarios.

Los derechos otorgados para la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas nacionales se relacionan con el aprovechamiento de fuentes específicas, las cuales





proporcionan un volumen determinado para satisfacer un uso consuntivo inicial, sujetas a determinadas condiciones para la descarga de aguas residuales, en cantidad y calidad.

Dentro de los principios del manejo integrado del agua, además de regular los aspectos de cantidad, se otorga especial atención a la prevención y control de la contaminación del agua. Para empezar, se establece la expedición de permiso de descarga obligatorio para todos los responsables de las descargas de aguas residuales que se vierten a cuerpos receptores de propiedad nacional.

Este registro tiene carácter público y puede expedir certificaciones sobre su contenido.

La ley establece disposiciones que regulan las concesiones. Además contiene distintos principios que regulan los actos de la autoridad y otorgan mayor seguridad y certeza jurídica a los particulares.

1.3.2.4. MECANISMOS ECONÓMICOS Y FINANCIEROS

La solución del problema financiero que enfrenta la sociedad para atender sus demandas en relación con el agua es también punto central de la nueva política.

La baja capacidad financiera que presentan tanto los servicios municipales de agua potable y alcantarillado como los distritos de riego ha afectado también su capacidad técnica y administrativa, reduciendo con ello la posibilidad de un manejo autónomo y sustentable.

Como punto central de las estrategias para alcanzar un aprovechamiento del agua eficiente, equitativo y ambientalmente aceptable, se refuerza el concepto del agua como un bien económico en sustitución del concepto del agua como un bien libre. De ahí que la política hidráulica comprenda la introducción de sistemas de precios y otros incentivos económicos.

De manera que la política, conjunta dos vertientes principales:

- a) Una mayor participación de la sociedad en el financiamiento de las obras y acciones que la benefician, lo que induciría un uso más eficiente del agua por la vía de precios e incentivos económicos.
- b) Un conjunto de políticas y medidas encaminadas a sanear y fortalecer las finanzas de los sistemas usuarios con el objetivo de lograr su autosuficiencia financiera en el corto y mediano plazos, principalmente por medio de sistemas tarifarios que permitan recuperar el costo total de los servicios que proporcionan.

La instrumentación de criterios económicos en la administración del agua tiene su punto de partida en la Ley Federal de Derechos vigente, dentro de la cual se establece el pago de derechos por el uso o aprovechamiento de las aguas nacionales, así como el pago de derechos por el uso o aprovechamiento de bienes del dominio público como cuerpos receptores de descargas de agua residual. Se introducen así dos principios básicos, primero que el agua tiene un valor económico en función de su disponibilidad y segundo, el que contamina, paga.





A medida que aumenta la recaudación, se consolida un sistema que permite el financiamiento de los programas y acciones del sector agua. La misma recaudación propicia un mayor flujo de recursos al constituirse en contraparte de créditos concertados con la banca de fomento, o bien, al formar parte de paquetes financieros con la participación de los gobiernos estatales y municipales, los usuarios o beneficiarios, y la iniciativa privada.

Asimismo, la legislación fiscal establece los aprovechamientos (cuotas o tarifas) que deben cubrir los usuarios de los servicios hidráulicos que preste la Federación, con objeto de recuperar totalmente los costos de operación conservación y mantenimiento relacionados con el suministro de agua a centros de población, industrias o distritos de riego.

1.3.2.5. MECANISMOS PARA EL DESARROLLO TECNOLÓGICO

La CNA y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) son las instituciones encargadas de encabezar el esfuerzo científico y tecnológico, coordinando la participación de universidades, centros de investigación y otras instancias. La misión del IMTA es realizar investigación, crear, adaptar y transferir métodos, prestar servicios tecnológicos y preparar recursos humanos calificados para el manejo y conservación del agua. Entre sus tareas está vincular las actividades científicas y tecnológicas a los problemas que enfrentan los usuarios y las instituciones que tienen a su cargo algún aspecto de la gestión del agua.

En materia de capacitación asociada al sector destacan además del IMTA, el Centro Nacional de Transferencia de Tecnología de Riego y Drenaje (Cenatryd), el Centro Mexicano de Capacitación en Agua y Saneamiento (Cemcas), institutos y escuelas distribuidas en el país, que cada vez más se suman a esta tarea al adquirir capacidades y realizar cursos orientados a sus problemas locales.

1.3.2.6. MECANISMOS DE PARTICIPACIÓN SOCIAL

La experiencia internacional muestra que la evaluación y solución a los problemas hidráulicos se puede efectuar mejor en el ámbito local, por ser los propios usuarios y autoridades locales los que conocen con mayor detalle la problemática y por consiguiente, pueden plantear, con el apoyo técnico correspondiente, las mejores opciones de solución considerando los factores propios de la zona, como la evolución histórica, idiosincrasia y condiciones climáticas específicas.

Se ha encontrado también que un elemento esencial para el éxito de las acciones emprendidas es la continuidad de los programas planteados y el convencimiento pleno por parte de los usuarios de la necesidad de las acciones por desarrollar y de los beneficios que éstas generan; por tanto, la participación de los usuarios es fundamental desde la caracterización y jerarquización de los problemas de la zona hasta la ejecución de las acciones para resolverla.

El usuario representa el eslabón que puede dar la continuidad requerida a las acciones planteadas para lograr los objetivos previstos. Las instituciones y los funcionarios cambian, pero los usuarios permanecen, por lo que se considera indispensable su participación en el nuevo esquema de manejo del agua.





1.3.3. SANEAMIENTO DEL AGUA EN MÉXICO

La prevención de la contaminación del agua y del suelo es solamente posible si se definen las técnicas apropiadas de tratamiento de agua residual. Sin embargo, ningún programa tendrá éxito si no se cuenta con los recursos financieros para su implantación, operación y mantenimiento permanente.

El objetivo básico del tratamiento de agua es el de proteger la salud y promover el bienestar de los individuos miembros de la sociedad. El retorno del agua residual, a nuestros ríos o lagos, nos convierte en usuarios directos o indirectos de las mismas y a medida que crece la población, aumenta la necesidad de proveer sistemas de tratamiento o renovación que permitan eliminar los riesgos para la salud y minimizar los daños al ambiente.

El Gobierno Federal ha conferido gran importancia a la construcción de plantas de tratamiento de agua residual que permitan el tratamiento de estas para que sean utilizadas en otras actividades distintas al consumo humano o descargarlas en condiciones menos dañinas para los cuerpos superficiales de agua.

Es importante señalar la evolución que se ha tenido en este rubro; a nivel de números, la Comisión Nacional del Agua a partir del año 1992, ha documentado que teníamos instaladas 546 plantas contra el dato al 2003 donde en el país se contaba ya con 1,182 plantas en operación, es decir, estamos hablando de más del doble en 11 años (tabla 1.2). Un dato importante de resaltar es el tipo de procesos que más se usa en México, en donde nos encontramos que del 100% del inventario del país, el 42.8% se basan en lagunas de estabilización, siendo esta una de las razones por las cuales este trabajo se desarrolló sobre este método.

1.3.3.1. SECTOR AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

El XII Censo General de Población y Vivienda 2000 mostró que la población total en el país es de 97.4 millones de habitantes, de los cuales 95.3 millones habitan en viviendas particulares y 2.1 millones en viviendas colectivas o albergues. De los que habitan en viviendas particulares, se conoce que 83.7 millones (el 87.8%) cuentan con agua potable y 72.6 millones (el 76.2%) con alcantarillado; del resto de la población no se tiene información. Esta información nos advierte de la demanda de agua potable que existe actualmente y que cada vez existen menos fuentes de alimentación de la misma a la población en general, esto nos pone en alerta para robustecer el área de tratamiento de agua residual mejorando la calidad del agua en un mayor porcentaje para que esta pueda ser reutilizada en mayor medida en las labores cotidianas de nuestro país.

En el caso particular del medio rural es mucho más grave, donde las coberturas de agua potable y alcantarillado reportaron ser del 68.0% y 36.7% respectivamente. Deficiencias administrativas y operativas derivadas de la constante rotación de personal, aunado a la carencia de inversión en este rubro por la falta de interés de nuestros gobiernos, en la tabla 1.3 se explica de manera más clara la problemática referida con anterioridad.





**Tabla 1.2. Plantas de tratamiento de agua residual municipal
Comportamiento histórico**

Año	Total		En Operación			Fuera de Operación	
	Cantidad de plantas	Q Instalado (l/s)	Cantidad de Plantas	Q Instalado (l/s)	Q Tratado (l/s)	Cantidad de Plantas	Q Instalado (l/s)
1992	546	N/D	394	N/D	30,554	152	N/D
1993	650	N/D	454	N/D	30,726	196	N/D
1994	666	42,788	461	N/D	32,065	205	N/D
1995	680	54,638	469	48,172	32,905	211	6,466
1996	793	54,765	595	51,696	33,745	198	3,069
1997	821	61,653	639	57,402	39,389	182	4,251
1998	914	63,151	727	58,560	40,855	187	4,591
1999	1,000	67,547	777	61,559	42,397	223	5,988
2000	1,018	75,952	793	68,970	45,927	225	6,982
2001	1,132	80,622	938	73,853	50,810	194	6,770
2002	1,242	85,043	1,077	79,735	56,148	165	5,308
2003	1,360	89,585	1,182	84,331	56,148	178	5,254

Fuente: CNA/ SGIHU/ Unidad de Agua Potable y Saneamiento / Gerencia de Potabilización y Tratamiento

N/D: Dato no disponible

Tabla 1.3 Coberturas de agua potable y alcantarillado a febrero de 2000

Tipo de población	Población en viviendas particulares (mill. de hab.)	Agua Potable		Alcantarillado	
		millones de habitantes	%	millones de habitantes	%
Urbana	71.1	67.3	94.6	63.7	89.6
Rural	24.2	16.4	68	8.9	36.7
Total	95.30	83.70	87.80	72.60	76.2

Fuente: Elaborado con base en datos del XII Censo General de Población y Vivienda 2000

Nota: El censo contabilizó 97.4 millones de habitantes, de los cuales 2.1 millones habitaban en viviendas colectivas y se desconoce si tienen o no el servicio





A continuación encontramos que la distribución del agua potable no es equitativa, como lo veníamos mencionado, ver figura 1.1; las zonas más beneficiadas son la centro norte y la parte turística fuerte de nuestro país que es Campeche y Yucatán, pero en su mayoría la zona sur se encuentra marginada de este recurso. Pero que pasa con nuestro deficiente sistema de alcantarillado que en su mayoría no cubre con las necesidades del país, por lo tanto al no haber un equilibrio en estos dos rubros nos encontramos en desventaja, ya que contaminamos más agua de la que llevamos a un buen destino para tratarla en los casos que aplique. Por otro lado, esto nos obliga a subir el número de plantas instaladas en todo el país y dar más mantenimiento a las redes de alcantarillado ya que estamos contaminando el agua potable de mantos acuíferos por fugas o malos manejos del agua residual.

En materia de tratamiento de agua residual en el ámbito municipal, a diciembre de 2000 se contaba con 1,018 sistemas con una capacidad instalada de 75.9 m³/s, de los cuales 793 se encuentran en operación con un caudal tratado de 45.9 m³/s. Mediante sistemas de alcantarillado se recolectan 200 m³/s, por lo que cerca de 23% del agua residual recolectada, procedente de localidades urbanas a nivel nacional reciben tratamiento.

Los procesos de tratamiento para los efluentes municipales son diversos, aunque predominan las lagunas de estabilización y los lodos activados. Conservadas y mantenidas por los propios productores, a las cuales se les denomina Unidades. Como se comento, a nivel nacional el proceso de lagunas de estabilización es el predominante, lo cual se ve reflejado en la gráfica 1.2.

Gráfica 1.2 Procesos de tratamiento en efluentes municipales (diciembre 2000)



Fuente: Comisión Nacional del Agua



Figura 1.1 Cobertura de agua potable y alcantarillado en México

Cobertura de agua potable por entidad federativa (%)

(febrero 2000)



Fuente: Elaboración con base de datos del XII Censo General de Población y Vivienda 2000

Cobertura de alcantarillado por entidad federativa (%)

(febrero 2000)



Fuente: Elaboración con base de datos del XII Censo General de Población y Vivienda 2000



No obstante la importancia que tiene el tratamiento de agua residual para evitar la contaminación de cuerpos receptores, la inversión en estas obras de infraestructura ha sido incipiente, ya que se otorga prioridad al servicio de agua potable; aún para los inversionistas privados resulta riesgosa la inversión por la dificultad para recuperarla mediante tarifas.

Solo nos hemos preocupado por dotar de agua potable, sin tomar en cuenta su escasez y el porcentaje de contaminación que estamos generando, es por eso importante cambiar esta cultura y ahora revertir las inversiones en modelos de tratamiento de agua residual.

1.3.3.2. SECTOR AGRICULTURA

La superficie dedicada a las labores agrícolas en México varía entre los 20 y 25 millones de hectáreas con una superficie cosechada de 18 a 22 millones de hectáreas por año. El valor de la producción es equivalente al 4% del PIB nacional; la población ocupada es de 8.6 millones de personas, en su gran mayoría rural con altos grados de marginación.

La productividad en las áreas de riego es 3.6 veces mayor que en las de temporal, por lo que esta actividad representan más de la mitad de la producción agrícola nacional.

En México, la superficie con infraestructura de riego es de 6.3 millones de hectáreas actualmente, lo que coloca al país en el séptimo lugar mundial. El 54% de esa superficie corresponde a 82 Distritos de Riego y el 46% restante a obras de pequeño riego operadas conservadas y mantenidas por los propios productores, a las cuales se les denomina Unidades de Riego (Urderales), ver gráfica 1.3.

La agricultura de riego utiliza el 78% del agua extraída en el país. Los métodos aplicados son tradicionales en más del 80% de la superficie y la eficiencia promedio en el uso del agua se estima en 46%; con el empleo de tecnologías e infraestructura avanzada podría alcanzar el 60%.

Dada la magnitud de los volúmenes extraídos para riego, aumentos modestos en la eficiencia de los sistemas de conducción, distribución y aplicación de agua permitirían liberar volúmenes apreciables para otros usos en diversas regiones.

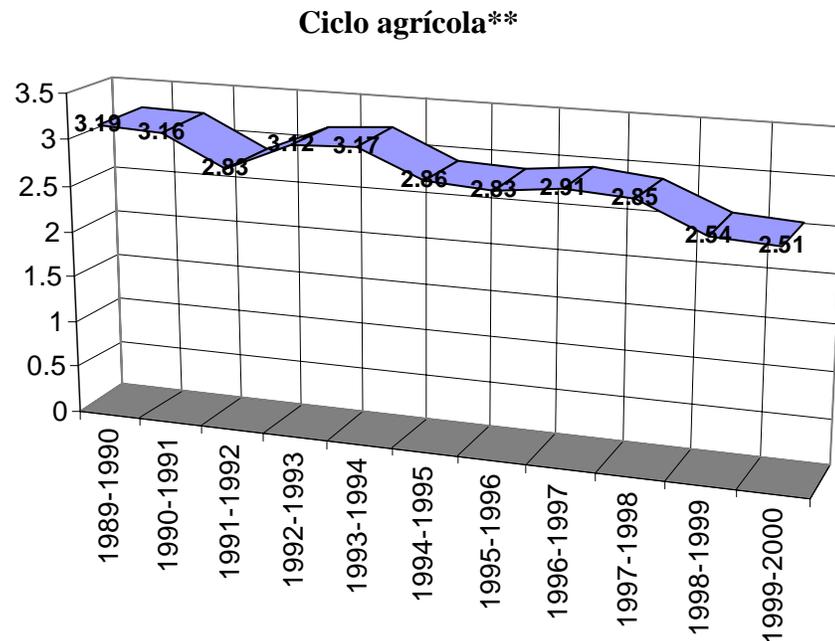
Dentro de la problemática que impide que las actividades de riego agrícola se planeen e integren en el marco de la sustentabilidad se encuentra lo siguiente:

- Extensión de la frontera agrícola sin considerar la disponibilidad de agua y la vocación del suelo



- Escasa capitalización de la mayoría de los usuarios
- Dificultad para controlar el volumen de agua entregado
- Falta de desarrollo tecnológico

**Gráfica 1.3 Evolución de la superficie regada en distritos de riego*
(millones de hectáreas)**



Fuente: Programa Nacional Hidráulico, CNA, 2003

Notas: *La superficie regada es la suma de las superficies regadas en primeros y segundos cultivos incluyendo la superficie de riegos de auxilio. **Los años agrícolas comprenden del primero de octubre al 30 de septiembre

1.3.3.3. SECTOR INDUSTRIA

La extracción de agua para uso industrial, a pesar de su volumen relativamente pequeño, se ha convertido en un factor importante debido a la gran competencia con otros usuarios por el abastecimiento de agua. También reviste importancia el uso industrial por la cantidad y diversidad de contaminantes que descargan algunas industrias. Las industrias del país emplean del orden de $6 \text{ km}^3/\text{año}$ y descargan aproximadamente $5.36 \text{ km}^3/\text{año}$ de agua residual, que se traducen en más de 6 millones de toneladas al año de carga orgánica, expresada como demanda bioquímica de oxígeno (DBO).

Los aportes de carga contaminante están concentrados en un número limitado de actividades, entre las que destacan la industria azucarera, la fabricación de alcohol y



bebidas alcohólicas, la industria del papel y celulosa, la industria química, la industria petrolera, la industria alimenticia y la actividad agropecuaria, principalmente porcícola y beneficio del café, además de los giros de minería, metalmecánica y textil, como se muestra en la tabla 1.4.

El tratamiento de agua residual industrial, condicionado por las inversiones iniciales requeridas, se ha visto postergado por la falta de liquidez de algunas empresas, y al igual que en el caso del uso público urbano, las condiciones financieras hacen ver como un gasto oneroso el tratamiento de descargas que no serán reutilizadas.

1.3.3.4. GENERACIÓN DE ENERGÍA ELÉCTRICA

En las plantas hidroeléctricas, se utilizan del orden de 143 km³ de agua al año, aunque este uso se considera no-consuntivo. En cambio las centrales termoeléctricas emplean del orden de 0.2 km³ de agua dulce al año para enfriamiento, uso considerado como consuntivo. Cabe aclarar que hasta los años setentas la generación hidroeléctrica representaba el mayor porcentaje y poco a poco su lugar ha sido tomado por las centrales termoeléctricas que hoy producen del orden del 83% de la energía eléctrica en México.

Tabla 1.4 Caudal descargado por diferentes tipos de industria

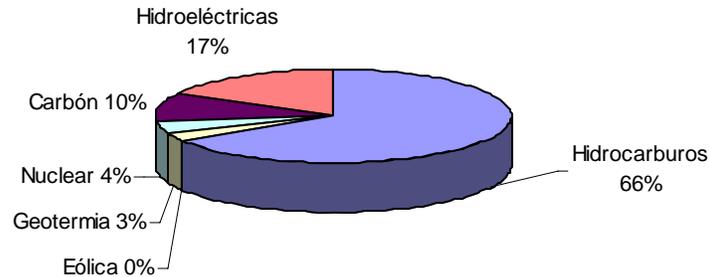
Industria	Caudal de agua residual (m ³ /s)	Materia orgánica generada* (miles ton/año)
Azucarera	45.60	1869
Química	13.40	635
Petrolera	7.00	1247
Hierro y Acero	4.50	93
Celulosa y papel	4.50	85
Textil	2.90	196
Beneficio de café	1.50	80
Cerveza y malta	1.40	95
Alimenticia	1.20	39
Agropecuaria	0.70	33
Acabado de metales	0.20	1.7
Curtiduría	0.10	13.3
Vitivinícola	0.10	5.3

Fuente: Comisión Nacional del Agua

Medida en términos de Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)



Gráfica 1.4 Generación de energía eléctrica por fuente



Fuente. Comisión Nacional del Agua

1.3.3.5. SECTOR ACUACULTURA Y PESCA

La pesca constituye una parte importante del quehacer económico y del desarrollo regional del país. Aporta alimentos a la población (directamente, mediante el autoconsumo derivado de la pesca artesanal, e indirectamente, por medio del comercio), insumos a la industria (productos enlatados, harinas de pescado, etc.), divisas provenientes de la explotación de los productos pesqueros y creación de empleos directos e indirectos en diversas cadenas productivas.

El potencial acuícola se ha reducido en diferentes cuerpos de agua dulce y salada como consecuencia de la contaminación que producen la industria, la agricultura y las actividades urbanas. Ejemplos de estos problemas son: en agua dulce los lagos de Chapala, Pátzcuaro y Cuitzeo; en agua salobre/salada las lagunas de Tamiahua, Alvarado, Términos, Chantuto, Panzacola y del Mar Muerto; y los estuarios de los ríos Pánuco, Coatzacoalcos, Fuerte y Mayo.

1.3.3.6. SECTOR TURISMO Y NAVEGACIÓN

Las actividades de contacto directo con el agua, como son el baño recreativo, la natación, el buceo, el descanso y la contemplación del paisaje representan usos potenciales importantes para México. En este contexto no se incluye el suministro de agua a hoteles ni a comercios, ya que éstos se consideran usos consuntivos.

El país cuenta con gran potencial de recursos para fines recreativos y turísticos, fundamentalmente con sus 137 lagunas costeras, sus cuerpos de agua dulce (lagos, lagunas y embalses) y los numerosos ríos, arroyos y cascadas de singular belleza.

Existen más de 850 sitios asociados a cuerpos de agua con alto potencial para turismo y recreación, en los cuales es conveniente prevenir el desarrollo de procesos de contaminación que puedan surgir por falta de vigilancia y control.



México posee 26 puertos de navegación en cuerpos de agua interiores, registrados en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Los principales ríos navegables son: Bravo, Lerma-Santiago, Pánuco, Tuxpan, Balsas, Cazones, Nautla, Actopan, La Antigua, Papaloapan, Coatzacoalcos, Tonalá, Grijalva, Usumacinta y Hondo.

Aunque se conocen los tramos de ríos navegables, no existen suficientes estudios hidráulicos con relación a los gastos mínimos necesarios para mantener la posibilidad de que sigan siendo navegables para los distintos tipos de embarcaciones que los aprovechan.

1.3.4. USO DEL AGUA RESIDUAL UNA VEZ TRATADA

Nos queda claro que la prevención de la contaminación del agua es solamente posible si se definen técnicas apropiadas de tratamiento y disposición del agua residual. Sin embargo, ningún programa de control tendrá éxito si no se cuenta con los recursos financieros para su implantación, operación y mantenimiento permanente. El agua residual doméstica cruda es putrescible, olorosa, ofensiva y un riesgo para la salud. Si se arroja agua residual cruda a un río o cuerpo de agua, en exceso de la capacidad de asimilación de contaminantes del agua receptora, éste se verá disminuido en su calidad y aptitud para usos benéficos del hombre.

El retorno del agua residual, a nuestros ríos o lagos, nos convierte en usuarios directos o indirectos de las mismas y, a medida que crece la población, aumenta la necesidad de proveer sistemas de tratamiento o renovación que permitan eliminar los riesgos para la salud y minimizar los daños del ambiente.

Adicionalmente se ha procurado elevar el nivel de la calidad de agua tratada con el objetivo de que se reuse, esto dependerá de: 1º. Disponibilidad, 2º. Costos del agua de primer uso, 3º. Costos de tratamiento y de conducción, 4º. De los criterios, estándares o normas de calidad del agua y 5º. Del potencial de reuso o de recirculación del agua tratada.

Es por eso que para este estudio es importante mencionar la clasificación de reuso del agua, ya que este es uno de los objetivos fundamentales del tratamiento del agua, esta clasificación esta dada de la siguiente forma:

- **Reuso potable.** Recarga de acuíferos, dilución en aguas naturales
- **Reuso doméstico.** Suministro doble, en el que el agua tratada se reuse en excusados, mingitorios y riego de áreas verdes, rellenos sanitarios, terrecerías
- **Reuso municipal.** Riego de áreas verdes, campos de golf, lavado de calles y automóviles y agua para incendio
- **Reuso industrial.** Enfriamiento, generación de vapor, alimentación a procesos que no tienen contacto con alimentos, bebidas o medicamentos riego de áreas verdes y recarga de acuíferos para usos industriales, inyección al “escudo” en excavaciones
- **Reuso agrícola.** Riego de terrenos agrícolas, forestales y de pastoreo
- **Reuso piscícola.** Criadero de peces
- **Reuso recreativo.** Sin contacto directo: velleo, remo, lagos artificiales. Con contacto directo: natación, pesca deportiva, entre otras.
- **Reuso recarga de acuíferos para otros usos**





- **Directo.** Para el control de intrusión salina, control del balance de sales en aguas subterráneas
- **Indirecto.** Para el control de problemas de hundimientos de suelo, para activar represuración en pozos petroleros y para compactar suelos

1.4 SITUACIÓN ACTUAL DEL INVENTARIO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL (CNA 2003)

En la concepción, planeación y diseño de un sistema de tratamiento se pueden considerar objetivos diferentes, teniendo en cuenta la disponibilidad de recursos económicos y técnicos, así como los criterios establecidos para descarga de efluentes mínimas y, eventualmente, motivaciones ecológicas.

En un desarrollo gradual de sistemas de tratamiento se pueden considerar, como objetivos iniciales principales, del tratamiento de agua residual, los siguientes:

- Remoción de DBO.
- Remoción de sólidos suspendidos.
- Remoción de patógenos.

Posteriormente ha sido común agregar:

- Remoción de nitrógeno y fósforo.
- Finalmente se involucra.
 - Remoción de sustancias orgánicas refractarias como los detergentes, fenoles y pesticidas.
 - Remoción de trazas de metales pesados.
 - Remoción de sustancias inorgánicas disueltas.

La complejidad del sistema de tratamiento es, por lo tanto, función de los objetivos propuestos.

Teniendo en cuenta la gran cantidad de operaciones y procesos disponibles para el tratamiento de agua residual, es común hablar de pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario o avanzado de agua residual.

En general, el pretratamiento tiene como objeto remover del agua residual aquellos elementos que puedan causar dificultades de operación y mantenimiento en los procesos posteriores o que, en algunos casos, son incompatibles de ser tratados conjuntamente con los demás componentes del agua residual.

El tratamiento primario se refiere comúnmente a la remoción parcial de sólidos suspendidos, materia orgánica u organismos patógenos, mediante sedimentación u otro medio; y constituye un método de preparar el agua para el tratamiento secundario.



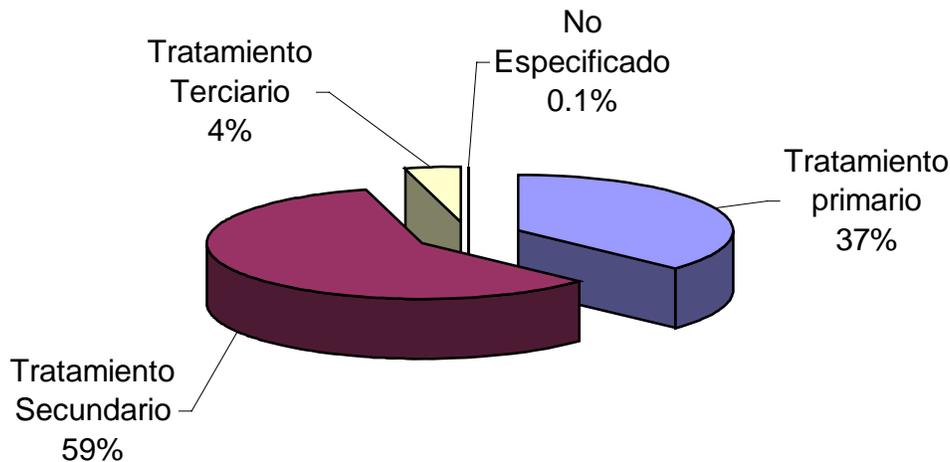
Típicamente el tratamiento primario remueve alrededor del 60% de los sólidos suspendidos del agua residual cruda y un 35% de la DBO.

El tratamiento secundario convencional se usa principalmente para remoción de DBO soluble y sólidos suspendidos e incluye, por ello, los procesos biológicos de lodos activados, filtros percoladores, sistemas de lagunas y sedimentación.

El tratamiento terciario y avanzado supone, generalmente, la necesidad de remoción de nutrientes para prevenir eutrofización de las fuentes receptoras o de mejorar la calidad de un efluente secundario para adecuar el agua para su reuso.

Se presenta en la gráfica 1.5 la capacidad de agua tratada en el país, de acuerdo al tipo de tratamiento.

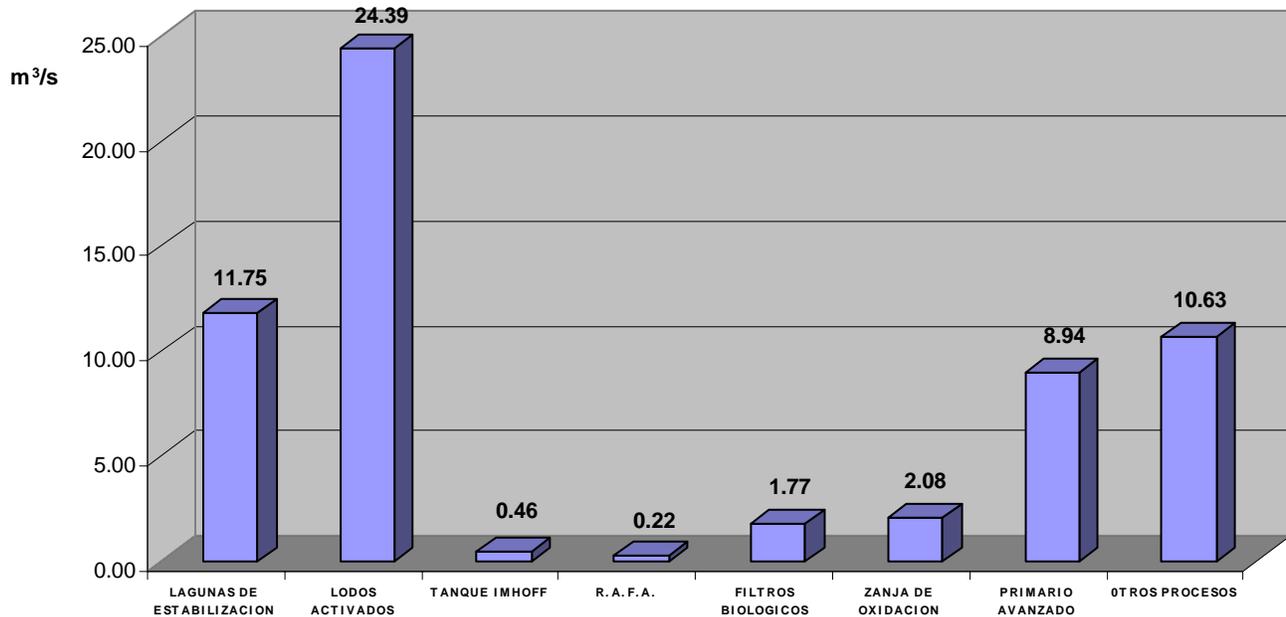
Gráfica 1.5 Plantas por nivel de tratamiento



Fuente: Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento, CNA. 2003

Por otra parte, del inventario nacional de plantas de tratamiento de agua residual, elaborado por la CNA, podemos observar el número de plantas y el tipo de proceso que existen en la actualidad en nuestro país y que podemos observar en la gráfica 1.6 y en la tabla 1.5.

**Gráfica 1.6 Plantas de tratamiento de agua residual municipal en operación
Gasto tratado y número de plantas por proceso**



Fuente: CNA. 2003

1.5 ENFOQUE PARTICULAR DEL ESTUDIO DE CASO

Esta tesis se enfoca a procesos de tratamiento de agua residual que originan una calidad de agua para que tenga un reuso de agua municipal, agrícola y piscícola entre otras.

Una vez establecidos los principios y conceptos básicos para el estudio del tratamiento de agua residual, así como una visión general de la situación del sector en nuestro país y las diferentes alternativas de tratamiento; estamos en condiciones para enfocar nuestro estudio al objetivo del presente trabajo.

También se presentan los diferentes aspectos que se deben considerar para proyectar y diseñar una planta de tratamiento de agua residual municipal basada en el método o sistema lagunar.

Como parte del proceso de vinculación, esta metodología se aplicó en el estudio del caso en el municipio de Zacapu, estado de Michoacán.

Para ello se presentan los conceptos y aspectos generales como son sociales, demográficos, actividad económica, orográficos y los propios del diseño de la planta como son: el funcional, hidrológico, bioquímico, estructural, arquitectónico y electromecánico.



Así mismo se hace énfasis en la importancia de contar con la mayor cantidad de información sobre la localidad, desde las características de la población hasta el estado de la infraestructura de bienes y servicios, así como de los estudios previos de campo y su análisis en el laboratorio para la correcta caracterización de las descargas y del terreno donde se construye la planta.

Para la elaboración de un sistema lagunar de tratamiento de agua residual debemos considerar diversos factores, tales como las cuestiones físicas del lugar, el presupuesto disponible y la tecnología actual.

En esta parte se muestra a través del caso real referido las consideraciones técnicas y económicas que se deben realizar partiendo de la tecnología existente para el tratamiento de agua residual, también se hace un análisis de factibilidad financiera en base a las alternativas de tratamiento.

Todo ello, con la finalidad de servir como referencia para otros municipios en la resolución de su problemática y como apoyo al estudiante que le interesa esta materia.



Tabla 1.5 Resumen de cantidad de plantas de tratamiento por estado y por proceso

ESTADO	BIODISCO		DUAL		FILTROS BIOLÓGICOS		LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN		LAGUNAS AEREADES		LODOS ACTIVADOS		PRIMARIO		PRIMARIO AVANZADO		RAFA		REACTOR ENZIMÁTICO		TANQUE IMHOFF		TANQUE SÉPTICO		WETLAND		ZANJA DE OXIDACIÓN		OTROS		TOTAL	
	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q	No.	Q
AGUASCALIENTES	-	-	1.00	1,658.70	-	-	70.00	184.80	-	-	8.00	391.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.00	6.30	2.00	9.00	-	-	-	-	87	2,250
BAJA CALIFORNIA	-	-	-	-	2.00	149.90	5.00	686.30	1.00	1,100.00	13.00	497.95	-	-	1.00	1,031.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.00	398.60	-	-	24	3,865
BAJA CALIF. SUR	-	-	-	-	-	-	9.00	200.50	-	-	7.00	596.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16	797	
CAMPECHE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.00	16.00	-	-	1.00	30.00	-	-	-	-	-	-	7.00	26.30	-	-	-	-	1.00	0.20	12	46
COAHUILA	-	-	-	-	-	-	2.00	1,410.00	-	-	3.00	690.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.00	410.00	-	-	7	2,510	
COLIMA	-	-	-	-	6.00	14.60	12.00	74.00	-	-	3.00	333.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	8.00	15.00	8.00	6.60	2.00	10.50	-	-	-	-	40	455
CHIAPAS	-	-	-	-	-	-	6.00	219.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6	219	
CHIHUAHUA	-	-	-	-	-	-	42.00	252.20	-	-	4.00	656.50	5.00	7.00	2.00	2,800.00	-	-	-	-	-	-	1.00	0.50	4.00	5.30	2.00	55.00	-	-	60	3,777
DISTRITOFEDERAL	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	26.00	3,714.00	-	-	2.00	33.00	1.00	25.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	18.00	30	3,790
DURANGO	-	-	-	-	-	-	100.00	855.90	1.00	1,530.00	1.00	25.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	102	2,411	
GUANAJUATO	-	-	-	-	-	-	4.00	739.00	-	-	8.00	311.00	1.00	1,500.00	3.00	170.00	-	-	-	-	-	-	1.00	6.00	-	-	1.00	140.00	-	-	18	2,866
GUERRERO	-	-	-	-	-	-	10.00	70.70	-	-	14.00	736.00	-	-	1.00	850.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25	1,657	
HIDALGO	1.00	15.00	-	-	-	-	1.00	10.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	4.00	1.00	2.00	1.00	3.70	1.00	5.00	-	-	-	-	1.00	8.00	7	48
JALISCO	1.00	20.00	1.00	44.00	5.00	385.00	20.00	228.00	2.00	57.00	18.00	783.40	-	-	-	-	1.00	2.00	-	-	1.00	50.00	5.00	22.00	3.00	12.00	13.00	918.00	13.00	37.50	83	2,559
MÉXICO	-	-	1.00	1,161.00	1.00	2.00	17.00	526.60	-	-	29.00	2,607.50	-	-	-	-	4.00	5.80	2.00	3.50	1.00	12.00	3.00	5.30	2.00	12.00	1.00	27.00	6.00	88.00	67	4,451
MICHOACÁN	-	-	-	-	1.00	5.00	1.00	642.20	-	-	2.00	241.00	1.00	28.00	-	-	2.00	15.00	-	-	-	-	-	-	2.00	15.00	2.00	51.00	-	-	17	997
MORELOS	3.00	366.00	-	-	4.00	543.00	35.00	3.00	-	-	6.00	116.20	-	-	-	-	2.00	3.00	-	-	4.00	36.00	-	-	-	-	-	-	-	20	1,067	
NAYARIT	-	-	-	-	2.00	12.00	17.00	341.80	1.00	45.00	11.00	116.50	1.00	900.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	0.80	3.00	5.00	-	-	1.00	45.00	56	1,467
NUEVOLEON	-	-	-	-	-	-	109.50	2.00	12.60	24.00	8,970.20	-	-	-	-	1.00	3.70	-	-	4.00	19.20	3.00	7.60	-	-	5.00	40.50	-	-	56	9,163	
OAXACA	-	-	-	-	1.00	75.00	7.00	43.00	-	-	11.00	377.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	15.00	-	-	20.00	93.30	-	-	3.00	9.00	43	613
PUEBLA	1.00	80.00	-	-	-	-	10.00	40.60	-	-	5.00	58.30	-	-	4.00	1,980.00	-	-	-	-	-	-	5.00	8.70	-	-	-	-	1.00	2.00	26	2,170
QUERÉTARO	-	-	-	-	5.00	418.00	-	-	-	-	3.00	135.00	1.00	16.00	-	-	37.00	56.40	4.00	6.00	-	-	-	-	-	-	1.00	26.00	-	-	51	657
QUINTANA ROO	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13.00	1,019.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13	1,020	
SAN LUIS POTOSÍ	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	230.00	5.00	315.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6	545	
SINALOA	-	-	-	-	-	-	11.00	332.90	-	-	4.00	78.00	-	-	2.00	2,073.00	-	-	27.00	55.20	-	-	4.00	12.40	7.00	28.60	-	-	-	-	55	2,580
SONORA	-	-	-	-	-	-	56.00	1,665.00	2.00	844.00	1.00	60.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.00	6.10	-	-	-	-	-	-	65	2,575
TABASCO	-	-	-	-	2.00	85.00	9.00	579.00	-	-	3.00	45.00	-	-	-	-	-	-	-	-	22.00	221.50	-	-	-	-	1.00	12.50	-	-	37	943
TAMAULIPAS	-	-	-	-	-	-	10.00	1,550.00	-	-	4.00	1,052.20	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	15.00	-	-	1.00	5.00	-	-	-	-	16	2,622
TLAXCALA	-	-	-	-	1.00	61.30	25.00	445.30	1.00	99.00	1.00	5.00	-	-	-	-	4.00	3.60	-	-	-	-	-	-	2.00	9.30	-	-	-	-	34	624
VERACRUZ	-	-	-	-	2.00	16.00	16.00	452.20	1.00	60.00	27.00	439.30	4.00	14.20	-	-	4.00	94.50	-	-	8.00	72.00	4.00	5.50	-	-	-	-	10.00	40.60	76	1,194
YUCATÁN	-	-	-	-	-	-	1.00	6.00	-	-	1.00	5.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10.00	129.40	-	-	-	-	-	-	12	141
ZACATECAS	2.00	67.00	-	-	-	-	7.00	90.00	-	-	1.00	1.60	-	-	-	-	-	-	1.00	2.00	-	-	-	-	-	-	-	4.00	5.50	15	166	
TOTAL NACIONAL	8	548	3	2864	32	1767	510	11758	12	3978	259	24393	13	2465	16	8941	59	215	35	69	51	459	65	249	48	206	30	2079	41	254	1,182	60,243

Fuente: CNA 2003

CAPÍTULO 2

*SELECCIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE
ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO*



2. SELECCIÓN TÉCNICA - ECONÓMICA DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

En esta sección se describen, en forma general, los diferentes tipos de plantas de tratamiento que se pueden aplicar a un determinado proyecto, sin embargo, en el análisis de solución siempre se deben de considerar las alternativas más viables, dependiendo de los resultados de los factores de tipo técnico, económico, ambientales y sociales.

En el pasado, el objetivo del tratamiento era la remoción de parámetros como la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), sólidos suspendidos y patógenos. En la actualidad toma cada vez más importancia la remoción de nutrientes de compuestos tóxicos y la reutilización de los efluentes, para ello técnicamente hay varias alternativas para tratar el agua residual, ya sea mediante procesos biológicos o físico-químicos.

Tomando en consideración lo anteriormente mencionado, a continuación se describen los diferentes tipos de plantas de tratamiento:

Lagunas de estabilización.- Son el método más simple de tratamiento de agua residual, están constituidas por excavaciones de profundidad de 1.5 a 2.5 m y cercadas por taludes de tierras, generalmente tienen forma cuadrada o rectangular y se conocen también como lagunas facultativas.

El tratamiento se desarrolla por acción de bacterias aerobias en la capa superior y de bacterias anaerobias o anóxicas en la capa inferior dependiendo de la mezcla que se induce por acción del viento. Los sólidos sedimentables se depositan en el fondo de la laguna. Este tipo de lagunas pueden funcionar como lagunas con descarga controlada, lagunas de retención total o como unidades de almacenamiento para un tratamiento posterior sobre el suelo. El tratamiento que se obtiene con este método lagunar cubre tres objetivos;

- Remover del agua residual la materia orgánica que ocasiona la contaminación.
- Eliminar los microorganismos patógenos que representan un grave problema para la salud.
- Utilizar su efluente para reutilización, con otras finalidades, como por ejemplo, la agricultura.

Lagunas Aerobias.- Son lagunas que tienen una profundidad entre 0.3 y 0.6 m para permitir la penetración de la luz del sol en toda la columna del agua. Como resultado, este tipo de lagunas tiene una gran actividad fotosintética durante las horas de la luz solar. El oxígeno producido por las algas permite a las bacterias degradar en forma aerobia los compuestos orgánicos presentes en el agua residual. Durante las horas de luz solar el oxígeno y el pH aumentan alcanzando valores máximos, mientras que en las horas de oscuridad dichos parámetros disminuyen en forma considerable con respecto del valor





máximo, los tiempos de retención de estos sistemas usualmente son de 5 días. Las lagunas aerobias se utilizan en combinación con otras lagunas y su aplicación se limita a zonas con climas cálidos y soleados.

Laguna aereada con mezcla parcial.- Son más profundas que las de estabilización, estando en un rango de 2 a 6 m y pueden recibir mayor carga orgánica que estas últimas. El suministro de oxígeno se realiza por medio de aereadores mecánicos flotantes o difusores de aire sumergidos y se diseñan con un bajo tiempo de retención de 3 a 20 días. La principal ventaja de esta laguna radica en que se necesita menor área que otros sistemas de lagunas.

Lagunas Anaerobias.- Son usadas para el tratamiento de agua residual con altas cargas orgánicas principalmente en zonas rurales, el tratamiento se lleva a cabo mediante una amplia variedad de bacterias clasificadas en dos grupos: formadoras de ácidos (acidogénicas) y formadoras de metano (metanogénicas); estos grupos de bacterias actúan en forma combinada para garantizar la conversión del carbono en metano. Las desventajas de este tratamiento son:

- Remoción incompleta de la DBO.
- Requiere temperaturas relativamente elevadas.
- Generación potencial de malos olores.

Discos Biológicos.- Son procesos biológicos provistos de cierto material soporte donde se alberga y desarrolla la biomasa denominada biopelícula. El proceso consiste en una serie de discos de plástico que giran en torno a un eje horizontal, situados dentro de un recipiente. Los discos giran en forma lenta dentro del recipiente de agua residual con un 40% de la superficie sumergida. Cuando la superficie del disco se encuentra en el aire, la biomasa adherida al mismo, toma el oxígeno necesario para que durante el periodo de inmersión, se produzca la degradación de la materia orgánica presente en el agua residual.

Como una derivación de este método han surgido otros diseños, sustituyendo los discos por otros elementos como son los cilindros rellenos de material plástico de diversas formas denominados biocilindros. De un modo general todos estos procesos pueden denominarse “contactores biológicos rotativos”.

Lodos Activados.- Son métodos de tratamiento usados propiamente en países desarrollados y sus características son que consumen grandes cantidades de energía, además de usar equipos electromecánicos sofisticados y costosos y de necesitar de técnicos especializados para su adecuada operación y mantenimiento.

Su proceso consiste en que en el agua residual cruda o sin tratar, los sólidos sedimentables que se convierten en lodos luego del tratamiento preliminar, son tanto





inorgánicos (arenas) como orgánicos. En los procesos biológicos de crecimiento en suspensión el lodo producido tiene una cantidad significativa de sólidos biológicos, que son los materiales que permanecen después de la estabilización de los lodos. Estos sólidos biológicos tienen características que pueden ofrecer beneficios ambientales a través de su reutilización, distribución y aplicación en la tierra.

Como parte de las características importantes de los lodos se encuentran: la cantidad esperada, el contenido de nutrientes y de sustancias químicas y el contenido de metales pesados. Las características de los lodos varían con el tipo de operación o proceso de agua residual que la produce, así como con la concentración del agua residual.

Con respecto al Estudio de Caso, en este capítulo se muestra, de manera resumida, como se lleva a cabo, por parte de la CNA, el estudio técnico y económico para la selección del tipo de tratamiento, sin entrar al detalle de la teoría de cada una de las alternativas propuestas ni mucho menos a los costos establecidos en su momento por el área técnica de la gerencia regional en Michoacán, ya que no es el objeto del presente trabajo. Pero se presentan de forma muy clara los parámetros que deben considerarse para estar en condiciones de elegir aquel que ofrezca la mejor calidad en la descarga y al menor costo posible, además de adaptarse a las condiciones particulares de la población y del sitio elegido para su construcción.

2.1. ALTERNATIVAS DE ARREGLO

Considerando lo anterior, en este subcapítulo se presentan cinco diferentes alternativas de tratamiento de acuerdo a las condiciones particulares del Estudio de Caso, haciendo una breve descripción del proceso que se aplica, sus ventajas y/o desventajas, diagrama de flujo, arreglo de conjunto, parámetros de eficiencia y el costo por volumen de agua tratada.

2.1.1. TIPOS Y ARREGLO DEL SISTEMA

Las lagunas de estabilización constituyen uno de los procesos de tratamiento de agua residual más económicos ya que las inversiones de equipamiento y operación son muy bajas. En las lagunas, la depuración del agua residual se da por medio de la interacción de la masa biológica, la materia orgánica de los desechos y por otros procesos naturales que intervienen.

En función del oxígeno contenido las lagunas se clasifican en: Anaerobias, Facultativas y de Maduración.

Si bien el equipamiento y los costos de energía son muy bajos o prácticamente nulos en este tipo de proceso se requiere de extensiones considerables de terreno, lo que en





algunas localidades las vuelve inadecuadas. En nuestro Estudio de Caso el terreno no es una limitante, ya que hacia el oriente de la ciudad se extiende el ejido de Zacapu (incluido en la unidad de riego), en donde se dispone de un área suficiente para desplantar las lagunas. En general en esa zona el terreno es muy plano, de tal forma que topográficamente no se tienen obstáculos para que las lagunas sean la geometría más conveniente, conservando una relación largo-ancho adecuada (de 1 a 3 o hasta de 1 a 8).

Existe el tipo de laguna denominada de flujo a pistón, generalmente usadas cuando el terreno es abrupto y se requiere adaptarlas a determinadas curvas de nivel, de tal forma que resultan muy alargadas.

La combinación de lagunas y un proceso primario que se desarrolle en un tanque Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA), Sedimentador, Imhoff, etc., se emplea cuando no se tiene suficiente terreno para construir únicamente lagunas.

En Zacapu las condiciones del terreno no impiden que se construyan lagunas, sin embargo, si el costo del terreno llega a ser muy elevado o no se consiguiera, pudiera ser más costea una planta mecanizada que requiera de una menor extensión. Por otra parte, si el terreno es muy permeable los costos de impermeabilización aunados a los de adquisición del terreno pueden volver incosteables las lagunas.

Dado que el subriego que se practica en el ejido se basa en la permeabilidad del terreno, se considerará como parte de la alternativa el que las lagunas pudieran requerir de impermeabilización.

Habiendo establecido que las lagunas se pueden desplantar sin ninguna restricción de terreno y que el costo de éste puede ser elevado, resulta conveniente analizar los procesos mecanizados.

Por lo anterior, en las alternativas de planta de tratamiento se analizan los cinco procesos siguientes:

Tabla 2.1 Alternativas de Tratamiento

Alternativa	Proceso
1	Lagunas de Estabilización
2	Aereación Extendida (Lodos Activados)
3	Filtros Rociadores (Filtros Percoladores)
4	Reactor Anaerobio y Laguna Wetland
5	Laguna Anaerobia y Wetland

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V., SIHASA





Alternativa 1.- Lagunas de Estabilización

Las Lagunas de Estabilización son un proceso de tratamiento biológico en donde la depuración del agua residual se verifica al generarse una serie de procesos naturales espontáneos (fotosíntesis y sedimentación), propiciados por la interacción de los elementos naturales y de la materia orgánica presente en dicha agua residual. En la figura 2.1 se muestra el diagrama de proceso que se verifica en la planta del tipo de Lagunas de Estabilización en Serie.

Las lagunas se construyen excavando el terreno y formando bordos con el material producto de la referida excavación, además no requieren de equipos mecánicos para que se verifique el proceso, únicamente en ciertos casos, de bombas para elevar el agua a la laguna.

Es evidente que tanto en el proceso de estabilización del agua como en el de construcción de las lagunas, la intervención de procesos naturales y la utilización de materiales obtenidos y procesados en el sitio generan costos muy bajos.

Sin embargo las lagunas presentan algunas desventajas, entre las que se encuentran: los requerimientos de grandes extensiones de terreno y la presencia del elevado número de sólidos suspendidos del efluente, aunque estos no son problema en el reuso.

La planta de tratamiento propuesta se presenta en la figura 2.2 donde se muestra que está integrada por dos módulos formado cada uno por cuatro lagunas una Anaerobia, una Facultativa y dos de Maduración.

En las Lagunas Anaerobias se producen lodos que sedimentan en el fondo, alcanzando permanencia de uno a cinco años, de tal forma que se pueden utilizar como abono en terrenos de cultivo o depositarse en rellenos sanitarios.

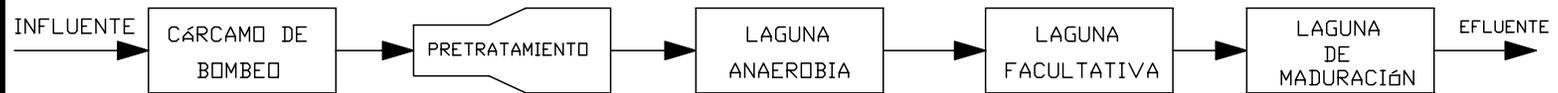
Normalmente en el efluente de las lagunas se descarga un gran número de algas que al llegar a las corrientes o cuerpos receptores se integran a los mismos y finalmente forman parte de las cadenas alimenticias de los sistemas de vida, las algas en ningún caso ejercen DBO una vez que se encuentran en las corrientes.

En algunas plantas en las que el agua se destina a usos industriales y que por lo tanto no se requieren algas, éstas se retienen en un filtro, sin embargo la limpieza del mismo y el manejo y disposición de las algas se vuelven un problema de operación.

Alternativa 2.- Aereación Extendida (Lodos Activados)

En el proceso de lodos activados, organismos vivos aerobios y los sólidos orgánicos de las aguas negras se mezclan en un medio favorable para la descomposición aerobia de los sólidos, este medio son las mismas aguas negras, por lo cual se debe mantener oxígeno disuelto continuamente en las mismas.





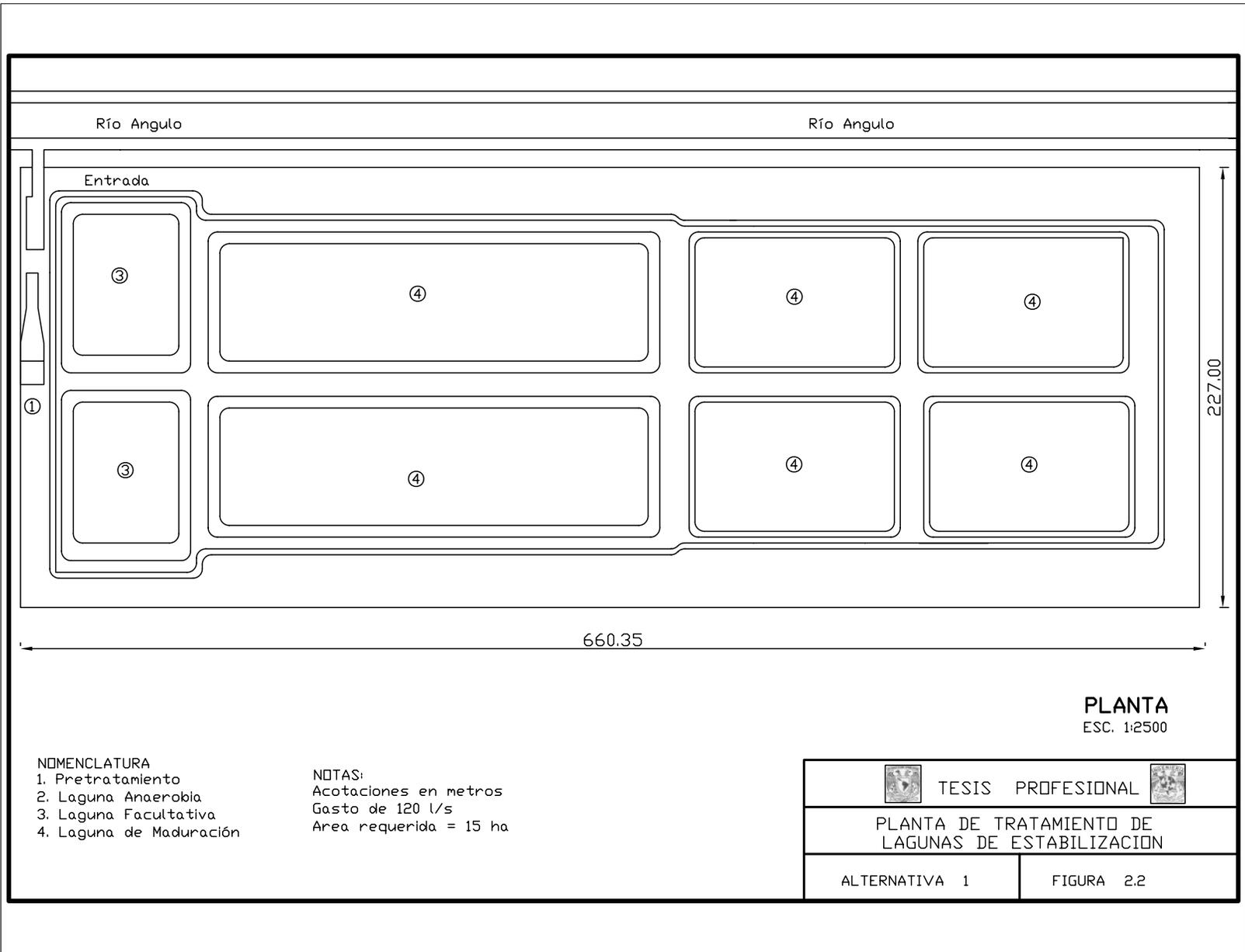
TESIS PROFESIONAL



DIAGRAMA DE FLUJO
LAGUNAS ESTABILIZACIÓN

ALTERNATIVA 1

FIGURA 2.1



Río Angulo

Río Angulo

Entrada

③

④

④

④

①

③

④

④

④

227.00

660.35

PLANTA
ESC. 1:2500

- NOMENCLATURA**
- 1. Pretratamiento
 - 2. Laguna Anaerobia
 - 3. Laguna Facultativa
 - 4. Laguna de Maduración

NOTAS:
Acotaciones en metros
Gasto de 120 l/s
Area requerida = 15 ha



TESIS PROFESIONAL



PLANTA DE TRATAMIENTO DE
LAGUNAS DE ESTABILIZACION

ALTERNATIVA 1

FIGURA 2.2



Los lodos activados son flóculos que contienen principalmente materia orgánica con gran cantidad de bacterias que tienen la propiedad de absorber la materia coloidal y disuelta, se alimentan de ella y la convierten en sólidos insolubles putrescibles. Los lodos activados producidos a partir de las aguas negras se generan lentamente, de tal forma que es necesario recolectarlos y usarlos nuevamente, recirculándolos en un proceso acumulativo del que eventualmente se tendrá una mayor cantidad que la requerida, por lo que se deberá desechar el exceso de lodos activados.

Los lodos que se generan a partir de las aguas negras son una mezcla de agua residual y sólidos sedimentados que deben ser tratados para facilitar su disposición y evitar la contaminación en los cuerpos receptores dado que dichos lodos no son productos terminados debido a su origen, contenido de agua, putrecibilidad, entre otros. La cantidad y la calidad de lodos dependen del agua residual municipal, del tipo de tratamiento seleccionado y el método de operación de la planta de tratamiento.

Los procesos de lodos activados se verifican en tanques de concreto que deben estar dotados de equipos mecánicos. La operación de estas plantas es rigurosa puesto que se deben vigilar constantemente y recircular y desechar lodos.

Los tanques que se tienen en las plantas de este tipo, lo conforman: un reactor biológico (o tanque de aereación) y un clarificador (o sedimentador secundario). En el reactor biológico se mezcla el agua residual y los lodos activados (licor mezclado), se les introduce aire para mantenerlos en agitación y para suministrarles oxígeno. El licor mezclado permanece en el reactor un tiempo variable ya que depende de la variante de proceso que se este empleando.

El aire se suministra con aereadores superficiales o con difusores de membrana de fondo del reactor biológico, el licor mezclado pasa al clarificador en donde el lodo sedimenta y se recolecta en el fondo para enviarse nuevamente al reactor biológico, eventualmente el lodo en exceso se deberá desechar. En esta estructura generalmente se instala una rastra para barrer el lodo hacia el centro del clarificador. Antes de los tanques de proceso se deben tener estructuras de pretratamiento (rejilla y desarenador) y sedimentación primaria (tratamiento primario), el agua tratada que resulta del proceso se debe desinfectar para disponerse finalmente.

Los lodos de desecho se estabilizan en digestores, espesadores y en equipos o estructuras de deshidratado.

El proceso de Aereación Extendida es una variante de lodos activados en la que se prolonga el tiempo de aereación hasta situarse en la fase endógena de la curva de crecimiento de las bacterias, para ello se requiere de un tiempo de aereación alto que varía entre 18 y 36 horas. En la figura 2.3 se presenta el diagrama de proceso de la planta.

La planta aquí considerada estaría integrada con tanque de aereación, clarificador, tanque de contacto de cloro, espesador, digestor y lechos de secado de lodos. En la figura 2.4 se presenta el arreglo general de la planta.





Alternativa 3.- Filtros Rociadores (Filtros Percoladores)

En este tipo de proceso los organismos aerobios, llamados zooglea, se adhieren a un medio filtrante natural o artificial y al paso del agua a través de este medio, los organismos toman la materia orgánica del agua residual. El agua residual se aerea ya que entra a los filtros por medio de un aspersor o caída de agua. Entre las variantes más difundidas se conocen los filtros rociadores y los discos biológicos. En la figura 2.5 se consigna el diagrama de proceso de los filtros rociadores propuestos.

Las plantas de este tipo se integran con tanques de concreto que requieren de equipos mecánicos para que se verifiquen los procesos.

Generalmente en estos procesos se tiene inicialmente una sedimentación primaria. Los lodos obtenidos de un tanque de sedimentación simple o primaria, son esencialmente los sólidos sedimentables del agua residual cruda y consecuentemente se les llama crudos ya que prácticamente no han sufrido descomposición y son por lo tanto, sumamente inestables y putrescibles.

La planta considerada se compone de las siguientes estructuras: pretratamiento, sedimentador primario, filtro rociador, sedimentador secundario y tanque de contacto de cloro para el tratamiento del agua, además, espesador, digestor anaerobio y lechos de secado para la estabilización del lodo. En la figura 2.6 se presenta el arreglo de conjunto de la planta.

Otras alternativas de tipo de planta de tratamiento que requiere de extensiones intermedias entre los procesos mecanizados (Filtros Rociadores y Aereación Extendida) y las Lagunas de Estabilización, lo constituyen las Wetland que además requieren de inversiones de obra civil menores, si bien se precisa desinfectar el caudal efluente aplicando cloro, lo cual representa una operación más rigurosa y un costo constante del reactivo.

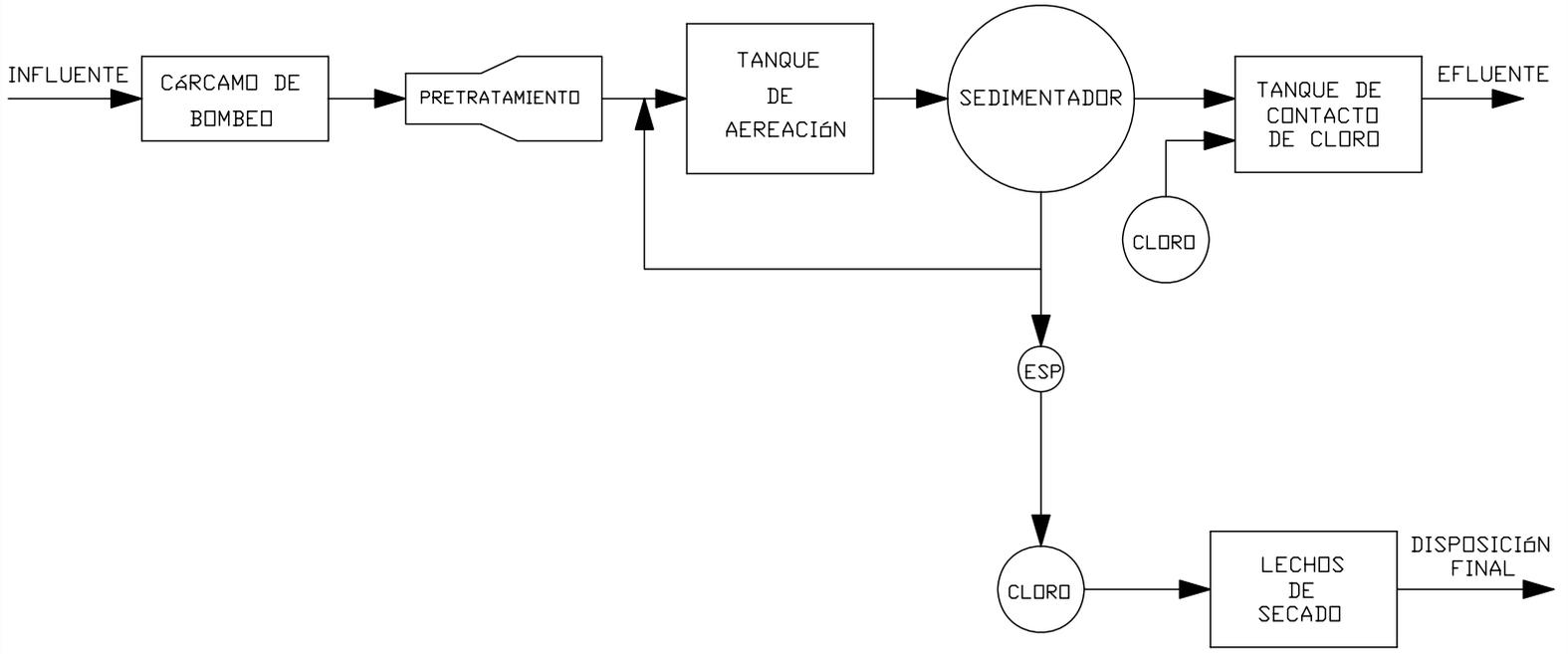
Las Wetland generalmente son antecedidas por unidades de pretratamiento y tratamiento primario, siendo común el uso de RAFA (Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente) y Lagunas Anaerobias.

Alternativa 4.- Reactor Anaerobio y Lagunas Wetland

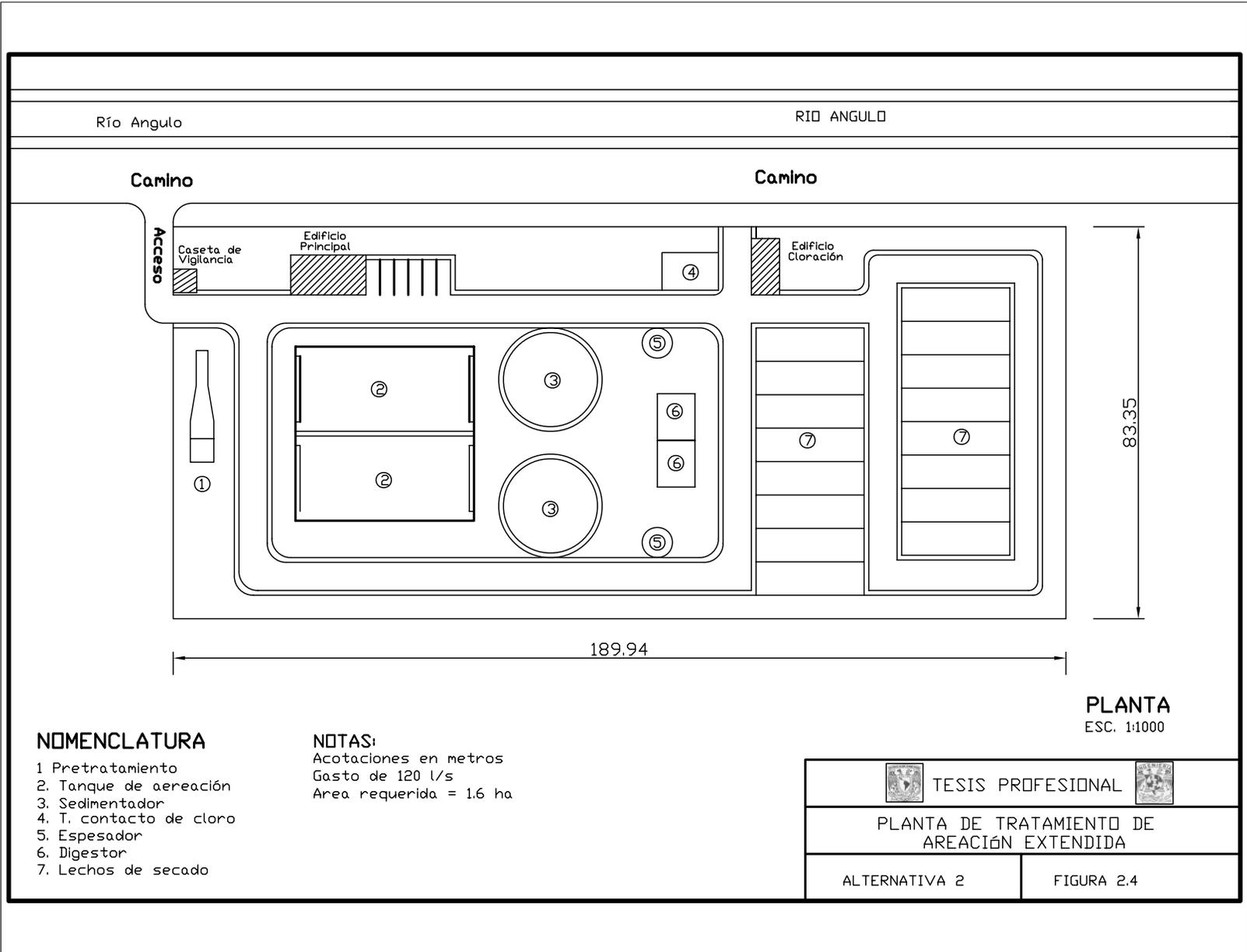
El tratamiento del agua por medio del Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) se basa en la sedimentabilidad de la biomasa dentro del reactor, lo que aumenta el grado de retención celular. La aglomeración de la biomasa en el interior del filtro se da en forma de granos cuya característica principal es una alta actividad metanogénica.

Al reactor se le diseñó un dispositivo en la parte superior que permite la separación gas-líquido-sólido, el cual evita la salida de los sólidos suspendidos en el efluente y favorece la evacuación del gas y la decantación de los sólidos que eventualmente llegan a la parte superior del reactor.





 TESIS PROFESIONAL 	
DIAGRAMA DE FLUJO AEREACIÓN EXTENDIDA	
ALTERNATIVA 2	FIGURA 2.3



Río Angulo

RIO ANGULO

Camino

Camino

Acceso

Caseta de Vigilancia

Edificio Principal

Edificio Cloración

1

2

3

5

6

6

5

4

7

7

83.35

189.94

NOMENCLATURA

- 1 Pretratamiento
- 2. Tanque de aireación
- 3. Sedimentador
- 4. T. contacto de cloro
- 5. Espesador
- 6. Digestor
- 7. Lechos de secado

NOTAS:

Acotaciones en metros
 Gasto de 120 l/s
 Area requerida = 1.6 ha

PLANTA
 ESC. 1:1000



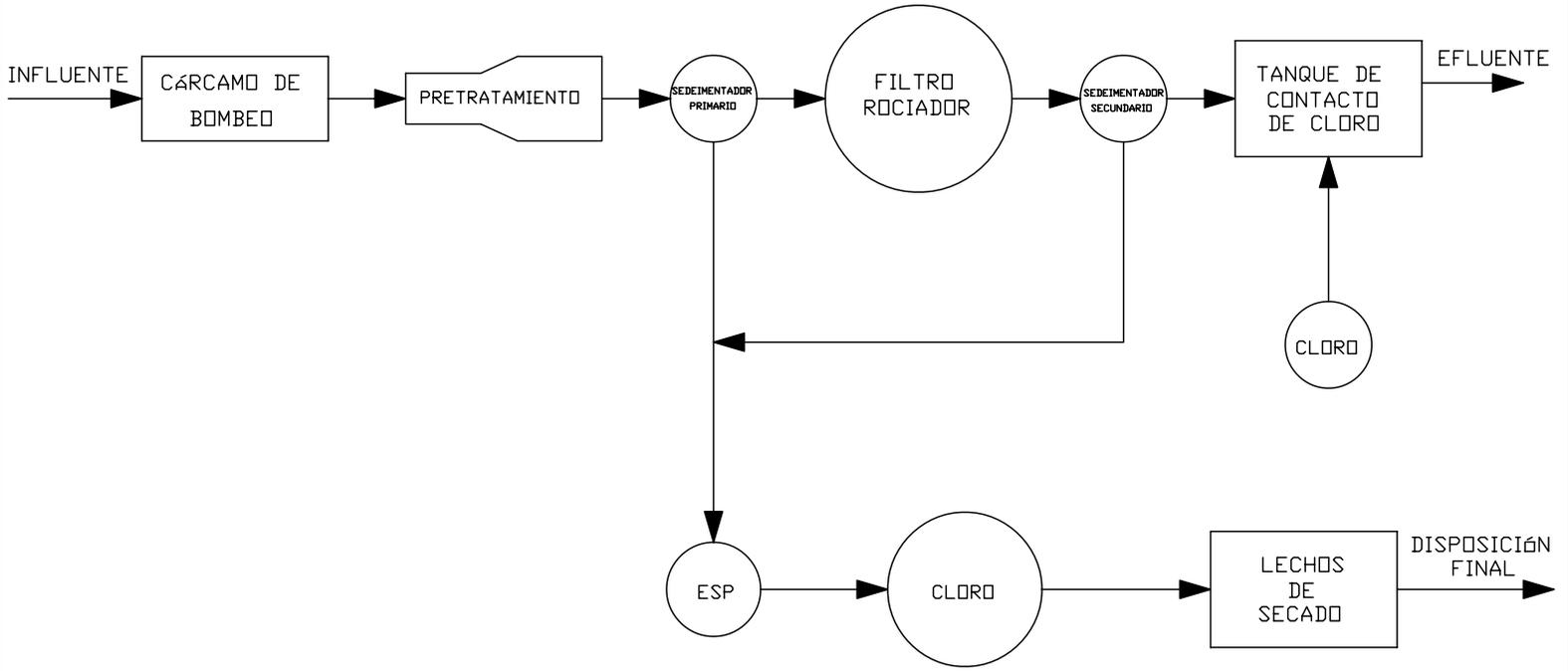
TESIS PROFESIONAL



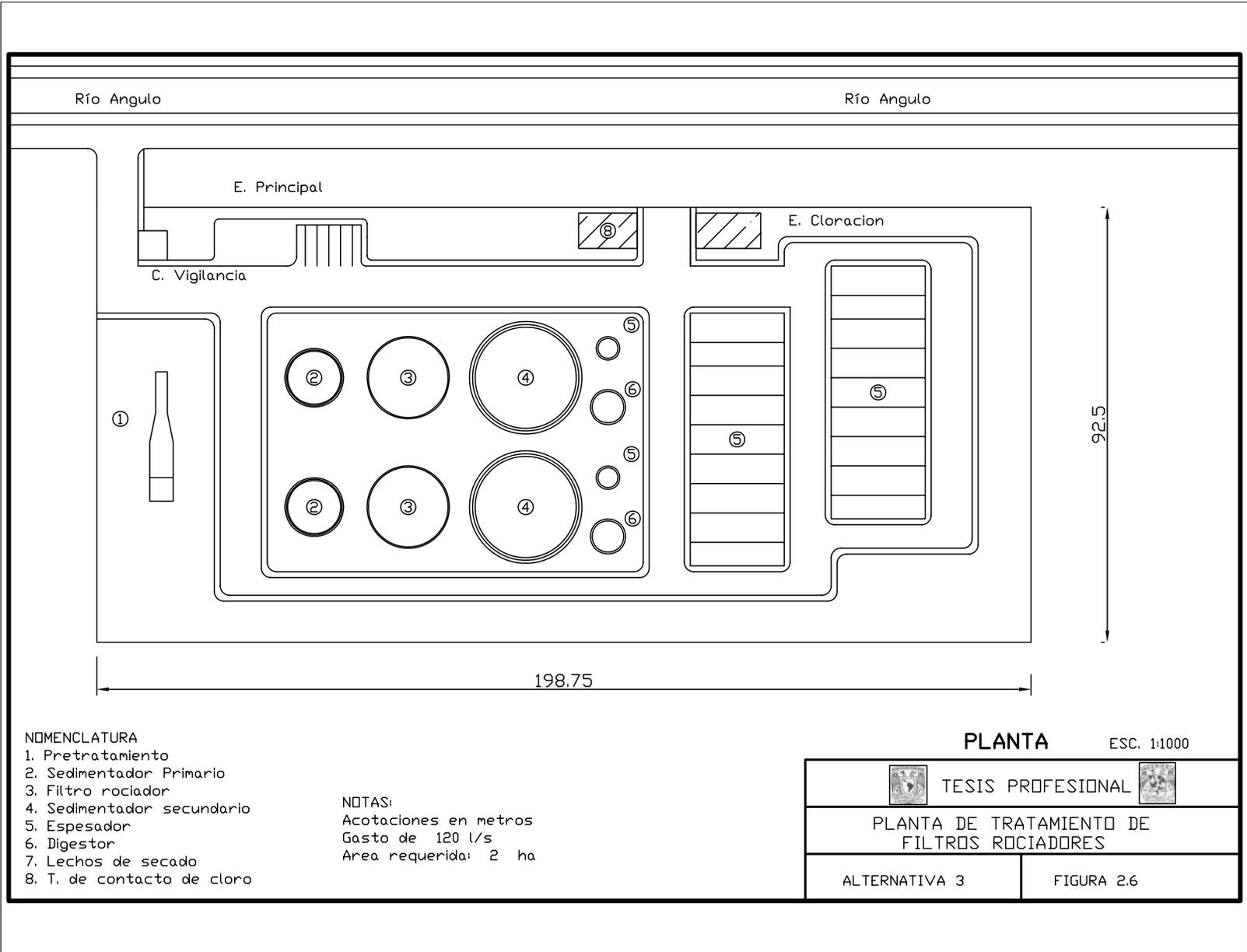
PLANTA DE TRATAMIENTO DE
 AREACIÓN EXTENDIDA

ALTERNATIVA 2

FIGURA 2.4



TESIS PROFESIONAL	
DIAGRAMA DE FLUJO FILTROS ROCIADORES	
ALTERNATIVA 3	FIGURA 2.5



- NOMENCLATURA**
- 1. Pretratamiento
 - 2. Sedimentador Primario
 - 3. Filtro rociador
 - 4. Sedimentador secundario
 - 5. Espesador
 - 6. Digestor
 - 7. Lechos de secado
 - 8. T. de contacto de cloro

NOTAS:
 Acotaciones en metros
 Gasto de 120 l/s
 Area requerida: 2 ha

PLANTA ESC. 1:1000	
	TESIS PROFESIONAL
PLANTA DE TRATAMIENTO DE FILTROS ROCIADORES	
ALTERNATIVA 3	FIGURA 2.6



En las Lagunas Wetland se logra la remoción de contaminantes por medio de un proceso biológico, producido por una película biológica en tallos y raíces de plantas acuáticas, acompañado de procesos físicos y químicos, como sedimentación, adsorción, filtración e intercambio iónico que efectúan en el suelo por las mismas plantas acuáticas.

En la figura 2.7 se presenta el diagrama de proceso de las plantas de este tipo. Los RAFA son estructura de concreto equipados con tuberías y otros dispositivos, entre estos un quemador de gas.

Las Wetland son estructuras similares a las Lagunas Facultativas, si bien en estas el tirante de agua es de 60 cm o menos y las algas se sustituyen por plantas acuáticas que bien pueden ser de tallo largo, como los que se tienen en la laguna de Zacapu.

Este tipo de planta se integra con las siguientes unidades: pretratamiento, RAFA, Lagunas Wetland, Tanques de Contacto de Cloro y Lechos de Secado de Lodos. En la figura 2.8 se tiene el arreglo general de la planta.

Alternativa 5.- Laguna Anaerobia y Wetland

Este tipo de plantas desarrolla un proceso de tratamiento de acuerdo al diagrama que se muestra en la figura 2.9.

La planta se integra con Lagunas Anaerobias, Lagunas Wetland y Tanque de Contacto de Cloro. En la figura 2.10 se presenta el arreglo de conjunto de esta planta.

2.1.2. MANEJO DEL AGUA RESIDUAL INDUSTRIAL

En la ciudad de Zacapu, de hecho no se encuentran asentadas industrias en el área urbana habitacional, por ello el agua residual que se genera es típicamente doméstica, de concentración media.

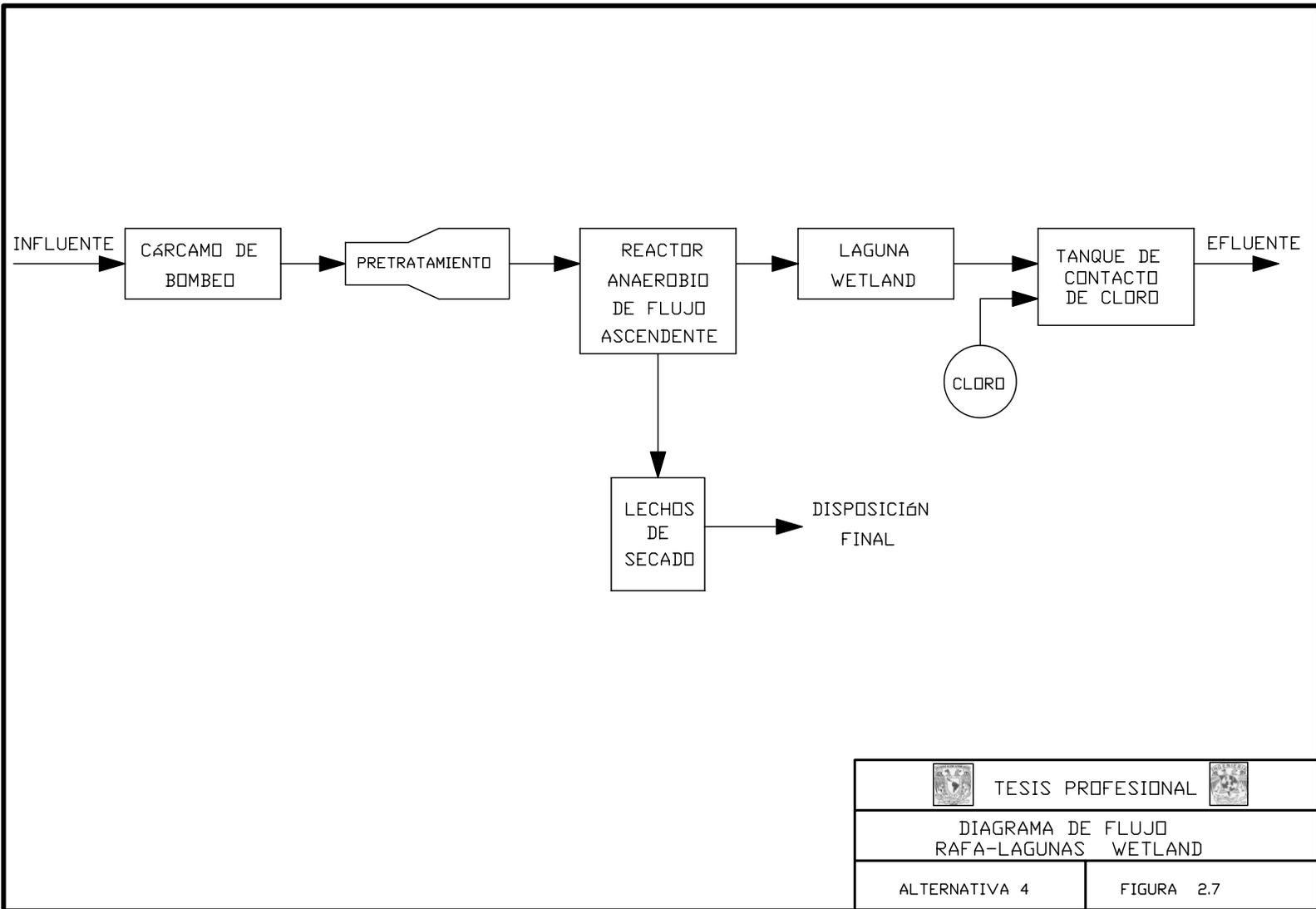
Las zonas industriales se encuentran en la parte noreste de la ciudad y cuentan con plantas de tratamiento para acondicionar el agua residual que generan y descargan directamente al río Angulo.

El manejo separado del agua residual es una práctica conveniente que se deberá mantener en el futuro para evitar la interferencia del agua residual en la planta del proyecto.

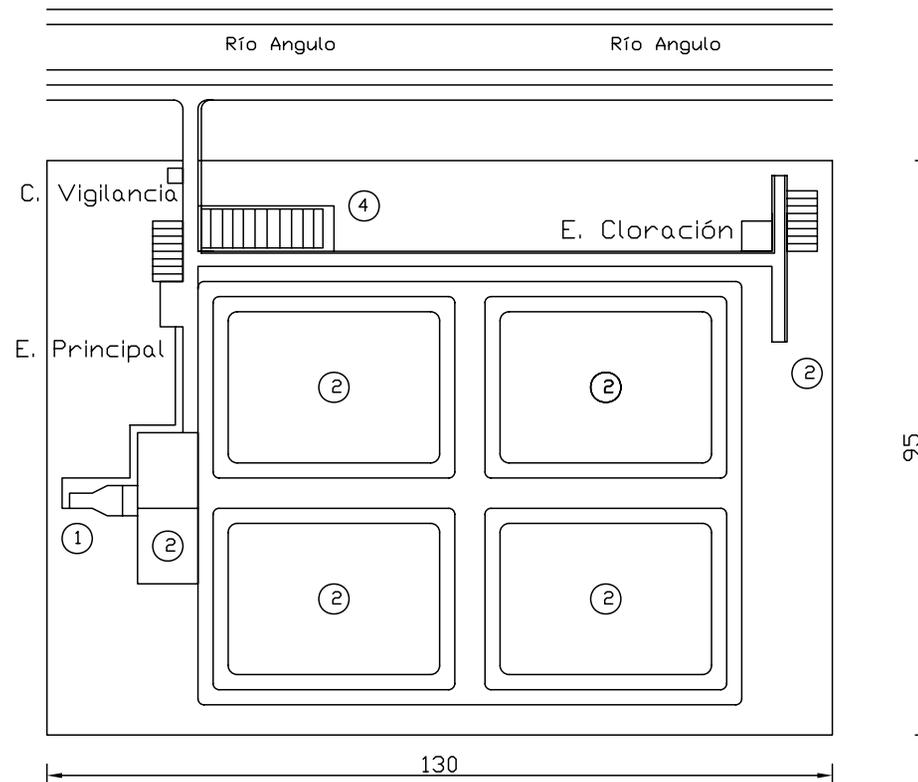
La industria más importante en la ciudad es Celanese Mexicana, que tiene su propia planta en la que se trata el agua residual que produce.

El resto de la industria se instaló en el parque industrial, en donde se tiene una planta de tratamiento que entró en operación una vez que se asentaron las primeras industrias.





 TESIS PROFESIONAL 	
DIAGRAMA DE FLUJO RAFA-LAGUNAS WETLAND	
ALTERNATIVA 4	FIGURA 2.7



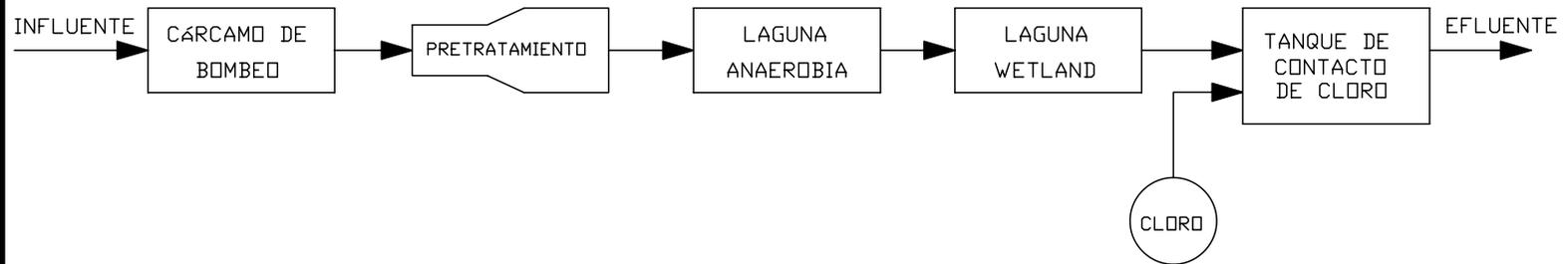
NOMENCLATURA

- 1. Pretratamiento
- 2. Reactor Anaerobio de flujo ascendente
- 3. Laguna Wetland
- 4. Lechos de secado
- 5. T. contacto de cloro

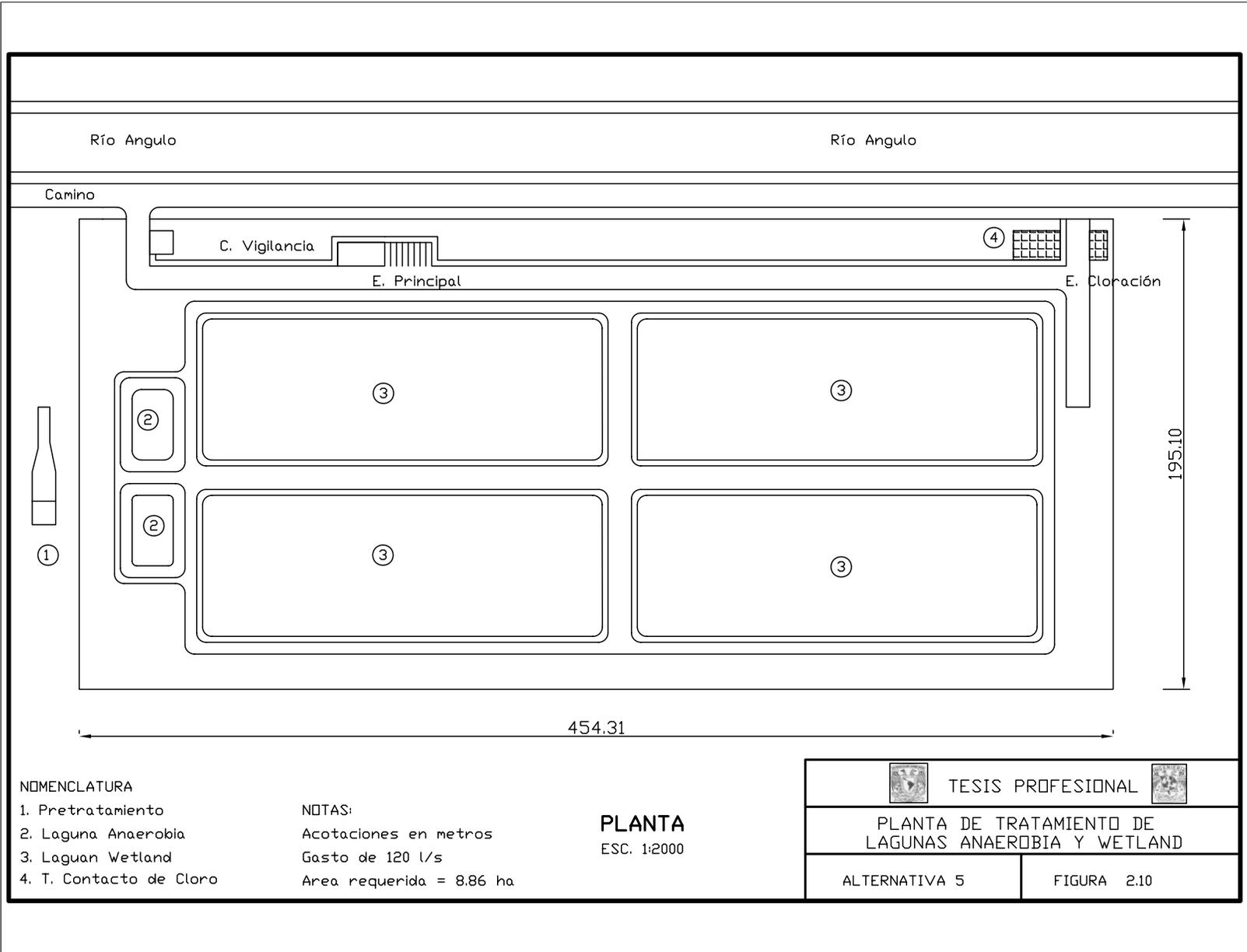
NOTAS:
 Acotaciones en metros
 Gasto de 120 l/s
 Area requerida = 6.37 ha

PLANTA
 ESC. 1: 2000

TESIS PROFESIONAL	
PLANTA DE TRATAMIENTO DE RAFA-LAGUNAS WETLAND	
ALTERNATIVA 4	FIGURA 2.8



 TESIS PROFESIONAL 	
DIAGRAMA DE FLUJO LAGUNAS ANAEROBIA Y WETLAND	
ALTERNATIVA 5	FIGURA 2.9



NOMENCLATURA

- 1. Pretratamiento
- 2. Laguna Anaerobia
- 3. Laguan Wetland
- 4. T. Contacto de Cloro

NOTAS:
 Acotaciones en metros
 Gasto de 120 l/s
 Area requerida = 8.86 ha

PLANTA
 ESC. 1:2000

TESIS PROFESIONAL	
PLANTA DE TRATAMIENTO DE LAGUNAS ANAEROBIA Y WETLAND	
ALTERNATIVA 5	FIGURA 2.10



2.2. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS

En este apartado se hace un estudio comparativo entre las diferentes alternativas y se marcan algunos criterios de selección que sirvan para justificar la solución más adecuada. Dentro de los criterios de selección se pueden considerar los siguientes:

- Superficie necesaria.
- Simplicidad de Construcción.
 - Movimiento de tierras.
 - Obra Civil.
 - Equipos.
- Mantenimiento y Operación.
 - Simplicidad de funcionamiento.
 - Necesidad de personal.
 - Duración del soporte técnico.
 - Frecuencia en el soporte técnico.
- Costos de Construcción.
- Costos de Operación y Mantenimiento.
- Rendimientos (DQO, DBO, SS, Nt, Pt, Coliformes).
- Estabilidad.
 - Efecto de la temperatura.
 - Turbidez del efluente.
 - Variación del caudal y carga.
- Impacto Ambiental.
 - Molestia de olores.
 - Molestia de ruidos.
 - Molestia de insectos.
 - Integración con el entorno.
 - Riesgos para la salud.
 - Efectos en el suelo.
- Producción de Fangos.

La elección entre los posibles sistemas de depuración, debe pasar por una primera etapa de preselección, donde según las circunstancias específicas de cada lugar, población de cálculo (campo poblacional de aplicación), superficie disponible, grado de depuración exigido (legislación sobre vertidos), limitaciones económicas tanto en construcción como en





operación, tipo de agua residual a tratar y otras características propias de cada lugar que hagan viable o deseable alguna de las alternativas propuestas

Para el Estudio de Caso y aplicando los criterios referidos, se determina que, dadas las características topográficas y geológicas de la zona en donde se asienta la ciudad y considerando las pendientes naturales y la dirección hacia donde se dirige el emisor, resulta conveniente ubicar la planta en la zona oriente de la Ciudad en cualquiera de las margenes del río Angulo, tal como se verá en el siguiente capítulo. En general los terrenos de esta zona presentan características semejantes y por ello alcanzan costos similares.

En todos los casos (Lagunas de Estabilización, Aereación Extendida y Filtros Rociadores) las unidades se dimensionaron a partir del cálculo cinético realizado, que consideró un caudal de 120 l/s, ver capítulo bases de diseño hidráulico. Se diseñó a partir de parámetros adoptados para el agua residual cruda (influyente) y se obtuvieron, para los contaminantes seleccionados, en el agua tratada los valores del efluente.

Tabla 2.2 Resultados del Diseño

Proceso	DBO (mg/l)	Coliformes (col/100 ml)	SST (mg/l)	Grasas y Aceites (mg/l)	Nitrógeno Total KJELDAHL (mg/l)
Lagunas de Estabilización Influyente Efluente	240 13.46	1,000,000 471		6.8 —	24.626 —
Aereación Extendida Influyente Efluente	240 30		130 16	6.8 —	24.626 —
Filtros Rociadores Influyente Efluente	240 30		130 16	6.8 —	24.626 —
RAFA-Lagunas Wetland Influyente Efluente	240 59.9	700,000 290,635	130 32.4	6.8 —	24.626 —
Anaerobia y Laguna Wetland Influyente Efluente	240 60	1,000,000 116,947		6.8 —	24.626 —
Norma	100	-----	100	15	15
CPD	100	-----	100	20	30

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

Nota: Los valores obtenidos son los originales tomados del estudio realizado por las dos fuentes antes mencionadas, los cuales sirven como una referencia comparativa.



De la comparación de los resultados del influente con los valores de la Norma y de las condiciones particulares de descarga (CPD), se deduce que el agua tratada cumple con lo establecido en los dos casos.

En la tabla 2.3 se presenta el resumen de los requerimientos del área, los montos de inversión inicial y del costo del m³ tratado de las alternativas consideradas. Para mayor detalle referirse a las tablas 2.4 a la 2.9, que se encuentran al final de este capítulo.

Tabla 2.3 Resumen de costos de la Alternativa Seleccionada de Planta de Tratamiento

Proceso	Area		Inversión Inicial \$			Operación	Costo / m ³
	ha	\$	Civil	Equipo	Total	\$	\$
Lagunas de Estabilización	15.0	1,500,000	4,319,316	132,000	5,951,316	506,354	0.344
Aereación Extendida	1.6	160,000	7,377,904	2,257,174	9,795,077	1,437,294	0.976
Filtros Rociadores	2.0	200,000	6,885,346	3,503,020	10,588,366	1,169,702	0.795
RAFA-Lagunas Wetland	6.5	650,000	3,737,496	775,500	5,162,996	656,263	0.446
Laguna Anaerobia-Wetland	9.0	900,000	2,954,894	775,500	4,630,690	649,131	0.441

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA. Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

Nota: Los costos son los originales, tomados del estudio realizado por las dos fuentes antes mencionadas, actualizados al mes de agosto de 1996, los cuales sirven como una referencia comparativa.

2.3. SELECCIÓN DE ALTERNATIVA

De acuerdo al análisis técnico y económico realizado a las cinco alternativas y resumido en la tabla 2.3, se desprende que la alternativa más viable de tipo de planta es la de Lagunas de Estabilización.

Esta selección se hizo en razón de las siguientes ventajas que ofrece.

- Bajo costo global.
- Necesita poco o ningún componente importado.
- Simple de construir y de operar.
- Confiable y fácil de mantener.
- Puede absorber aumentos bruscos de cargas hidráulicas u orgánicas.



- Fácil adaptación a variaciones estacionales.
- Elevada estabilización de la materia orgánica.
- Produce un efluente de alta calidad, con excelente reducción de microorganismos patógenos.

La única desventaja que se aprecia, es que requiere de más terreno que cualquier otro tipo de tratamiento, por lo que el costo de ello se refleja en el cuadro correspondiente y sin embargo el costo total no se eleva de tal manera que se salga del contexto presupuestal.

Así mismo se observa que el costo de operación es menor al de las otras cuatro alternativas.

Tabla 2.4 Alternativa 1.- Lagunas de Estabilización

Presupuesto preliminar				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
				Pesos
TERRENO	ha	15.00	100,000.00	1,500,000.00
OBRA CIVIL				
Excavación con máquina en terreno tipo "A"	m ³	34,257.00	11.16	382,308.12
Compactación con material producto de excavación al 95% proctor para formación de bordes	m ³	32,768.00	21.85	715,980.80
Despalme de la capa vegetal	m ³	6,960.00	4.50	31,320.00
Impermeabilización	m ²	124,437.00	16.00	1,990,992.00
Obras de arte	m ²	92.00	1,400.00	128,800.00
Edificios	m ²	200.00	1,800.00	360,000.00
Estacionamiento	m ²	160.00	35.00	5,600.00
Jardín (Césped)	m ²	1,500.00	30.00	45,000.00
Caminos vehiculares (terracería)	m ²	5,040.00	10.00	50,400.00
Cárcamo de bombeo	m ²	45.00	1,400.00	63,000.00
Rejilla, desarenador y tanque repartidor	m ²	100.00	1,000.00	100,000.00
Cerca de malla	m ²	3,550.00	15.00	53,250.00
SUBTOTAL OBRA CIVIL		10% imprevistos		4,319,316.01
EQUIPO				
Bomba de bombeo	lote	1.00	120,000.00	132,000.00

Total 5,951,316.01

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

Nota: Los costos son los originales, tomados del estudio realizado por las dos fuentes antes mencionadas, actualizados al mes de agosto de 1996, los cuales sirven como una referencia comparativa.





Tabla 2.5 Alternativa 2.- Aereación Extendida

Presupuesto preliminar				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
				Pesos
TERRENO	ha	1.60	100,000.00	160,000.00
OBRA CIVIL				
Excavación con máquina en terreno tipo "A"	m ³	5500.00	11.16	61,380.00
Tanque de aereación	m ²	1450.00	1,400.00	2,030,000.00
Tanque de sedimentación	m ²	550.00	1,400.00	770,000.00
Digestor aerobio	m ²	124.00	1,400.00	173,600.00
Lechos de secado	m ²	2500.00	950.00	2,375,000.00
T. Contacto de cloro	m ²	95.00	1,400.00	133,000.00
Caseta y almacenamiento de cloro	m ²	60.00	1,400.00	84,000.00
Espesador	m ²	26.00	1,400.00	36,400.00
Cárcamo de bombeo	m ²	45.00	1,400.00	63,000.00
Rejilla, desarenador y tanque repartidor	m ²	100.00	1,000.00	100,000.00
Edificios	m ²	280.00	1,800.00	504,000.00
Estacionamiento	m ²	160.00	35.00	5,600.00
Jardín (césped)	m ²	2010.00	30.00	60,300.00
Andadores	m ²	1110.00	40.00	44,400.00
Caminos vehiculares (terracería)	m ²	4200.00	10.00	42,000.00
Cerca de malla ciclónica	m ²	1367.00	15.00	20,505.00
Líneas de conducción y recirculación	m	850.00	240.00	204,000.00
SUBTOTAL OBRA CIVIL			10% imprevistos	7,377,903.50
EQUIPO				
Equipo de cloración	lote	1.00	465,000.00	465,000.00
Equipo de sedimentadores	pza	2.00	312,550.00	625,100.00
Equipo de aereación	pza	2.00	175,000.00	350,000.00
Equipo espesadores	pza	2.00	136,938.00	273,876.00
Bomba tornillo	lote	2.00	120,000.00	240,000.00
Equipo de bombeo adicional	lote	1.00	20,000.00	20,000.00
Subestación	lote	1.00	78,000.00	78,000.00
Subtotal equipo			10% imprevistos	2,257,173.60
Reactivos				
Cloro	kg	18921.60	9.50	179,755.20
			Total	9,974,832.30

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

Nota: Los costos son los originales, tomados del estudio realizado por las dos fuentes antes mencionadas, actualizados al mes de agosto de 1996, los cuales sirven como una referencia comparativa.





Tabla 2.6 Alternativa 3.- Filtros Rociadores

CONCEPTO	Presupuesto preliminar		P.U.	IMPORTE Pesos
	UNIDAD	CANTIDAD		
TERRENO	ha	2.00	100,000.00	200,000.00
OBRA CIVIL				
Excavación con máquina en terreno tipo "A"	m ³	5,618.00	11.16	62,696.88
Tanques sedimentadores (4)	m ²	1,070.00	1,400.00	1,498,000.00
Tanques filtro rociador (2)	m ²	605.00	2,150.00	1,300,750.00
Digestador de lodos	m ²	100.00	1,800.00	180,000.00
Espesador	m ²	40.00	1,400.00	56,000.00
Cárcamo y almacenamiento de cloro	m ²	45.00	1,400.00	63,000.00
Rejillas desarenador y tanques repartidor	m ²	100.00	1,000.00	100,000.00
Tanque contacto de cloro	m ²	95.00	1,400.00	133,000.00
Caseta y almacenamiento de cloro	m ²	60.00	1,400.00	84,000.00
Lechos de secado	m ²	2,500.00	950.00	2,375,000.00
Edificios	m ²	280.00	1,800.00	504,000.00
Estacionamiento	m ²	160.00	35.00	5,600.00
Jardín (césped)	m ²	2,100.00	30.00	63,000.00
Andadores	m ²	1,400.00	40.00	56,000.00
Caminos vehicular	m ²	3,780.00	10.00	37,800.00
Cerca de malla	m ²	1,500.00	15.00	22,500.00
Línea de conducción y recirculación	ml	1,200.00	120.00	144,000.00
SUBTOTAL OBRA CIVIL		10% imprevistos		6,885,346.88
EQUIPOS				
Bomba tornillo	lote	2.00	120,000.00	240,000.00
Equipo de cloración	lote	1.00	465,000.00	465,000.00
Equipo en sedimentadores primarios	pza	2.00	224,620.00	449,240.00
Equipo en sedimentadores secundarios	pza	2.00	416,390.00	832,780.00
Equipo de filtro rociadores	pza	2.00	350,000.00	700,000.00
Equipos espesadores	pza	2.00	363,000.00	726,000.00
Equipo de bombeo adicional	lote	1.00	20,000.00	20,000.00
Subestación	lote	1.00	70,000.00	70,000.00
SUBTOTAL EQUIPO		10% imprevistos		3,503,020.00
REACTIVOS				
Cloro	kg	18,921.60	9.50	179,755.20
			Total	11,586,958.77

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

Nota: Los costos son los originales, tomados del estudio realizado por las dos fuentes antes mencionadas, actualizados al mes de agosto de 1996, los cuales sirven como una referencia comparativa.



Tabla 2.7 Alternativa 4.- RAFA - Lagunas Wetland

Presupuesto preliminar				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
				Pesos
TERRENO	ha	6.50	100,000.00	650,000.00
OBRA CIVIL				
Excavación con máquina en terreno tipo "A"	m ³	3,355.00	11.16	37,441.80
Compactación con material producto de excavación al 95% proctor para formación de bordes	m ³	3,209.00	21.85	70,116.65
Despalme de la capa vegetal	m ³	734.00	4.50	3,303.00
Impermeabilización	m ²	76,708.00	16.00	1,227,328.00
Obras de arte	m ²	55.20	1,400.00	77,280.00
Edificios	m ²	200.00	1,800.00	360,000.00
Lechos de secado	m ²	355.00	950.00	337,250.00
Tanque contacto de cloro	m ²	95.00	1,400.00	133,000.00
Caseta y almacenamiento de cloro	m ²	60.00	1,400.00	84,000.00
RAFA	m ²	484.00	1,400.00	677,600.00
Estacionamiento	m ²	160.00	35.00	5,600.00
Jardín (Césped)	m ²	2,250.00	30.00	67,500.00
Caminos vehiculares (terracería)	m ²	5,874.00	10.00	58,740.00
Cárcamo de bombeo	m ²	45.00	1,400.00	63,000.00
Rejilla, desarenador y tanque repartidor	m ²	100.00	1,000.00	100,000.00
Cerca de malla ciclónica	m ²	2,051.00	15.00	30,765.00
Líneas de conducción	m	270.00	240.00	64,800.00
SUBTOTAL OBRA CIVIL			10% imprevistos	3,737,496.90
EQUIPO				
Bomba tornillo	lote	2.00	120,000.00	240,000.00
Equipo de coloración	lote	1.00	465,000.00	465,000.00
Subtotal equipo			10% imprevistos	775,500.00
Reactivos				
Cloro	kg	18921.60	9.50	179,755.20
			Total	5,342,752.10

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

Nota: Los costos son los originales, tomados del estudio realizado por las dos fuentes antes mencionadas, actualizados al mes de agosto de 1996, los cuales sirven como una referencia comparativa.



Tabla 2.8 Alternativa 5.- Laguna Anaerobia y Wetland

Presupuesto preliminar				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
				Pesos
TERRENO	ha	9.00	100,000.00	900,000.00
OBRA CIVIL				
Excavación con máquina en terreno tipo "A"	m ³	4,416.00	11.16	49,282.56
Compactación con material producto de excavación al 95% proctor para formación de bordes	m ³	4,224.00	21.85	92,294.40
Despalme de la capa vegetal	m ³	1,338.00	4.50	6,021.00
Impermeabilización	m ²	96,880.00	16.00	1,550,080.00
Obras de arte	m ²	73.60	1,400.00	103,040.00
Edificios	m ²	200.00	1,800.00	360,000.00
Tanque contacto de cloro	m ²	95.00	1,400.00	133,000.00
Caseta y almacenamiento de cloro	m ²	60.00	1,400.00	84,000.00
Estacionamiento	m ²	160.00	35.00	5,600.00
Jardín (Césped)	m ²	1,600.00	30.00	48,000.00
Caminos vehiculares (terracería)	m ²	2,898.00	10.00	28,980.00
Cárcamo de bombeo	m ²	45.00	1,400.00	63,000.00
Rejilla, desarenador y tanque repartidor	m ²	100.00	1,000.00	100,000.00
Cerca de malla ciclónica	m ²	2,598.00	15.00	38,970.00
Líneas de conducción	m	100.00	240.00	24,000.00
SUBTOTAL OBRA CIVIL		10% imprevistos		2,954,894.76
EQUIPO				
Bomba tornillo	lote	2.00	120,000.00	240,000.00
Equipo de coloración	lote	1.00	465,000.00	465,000.00
Subtotal equipo		10% imprevistos		775,500.00
Reactivos				
Cloro	kg	18921.60	9.50	179,755.20
			Total	4,810,149.96

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA.
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

Nota: Los costos son los originales, tomados del estudio realizado por las dos fuentes antes mencionadas, actualizados al mes de agosto de 1996, los cuales sirven como una referencia comparativa.



PROCESO	TERRENO AREA (Ha)	INVERSIÓN INICIAL (\$)				COSTO OPERACIONAL						COSTO/m ³ (\$)
		COSTO	OBRA CIVIL	EQUIP.	TOTAL	ELECTRICA	COSTO OPERACIONAL			TOTAL		
							NOMINA	MANTENIMIENTO	REACTIVOS			
LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	15.0	1,500,000.00	4,319,316.00	132,000.00	5,951,316.00	211,648.00	175,680.00	119,026.00	-	506,354.00	0.344	
AEREACIÓN EXTENDIDA	1.6	160,000.00	7,377,904.00	2,257,174.00	9,795,078.00	799,557.00	262,080.00	195,902.00	179,755.00	1,437,294.00	0.976	
FILTROS ROCIADORES	2.0	200,000.00	6,885,346.88	3,503,020.00	10,588,366.88	499,723.00	262,080.00	228,144.00	179,755.00	1,169,702.00	0.795	
RAFA-LAGUNAS WETLAND	6.5	650,000.00	3,737,496.90	775,500.00	5,162,996.90	211,648.00	175,680.00	89,180.00	179,755.00	656,263.00	0.446	
LAG. ANAEROBIA Y WETLAND	9.0	900,000.00	2,954,894.76	775,500.00	4,630,394.76	211,648.00	175,680.00	82,048.00	179,755.00	649,131.00	0.441	

Amortización $\frac{I(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$

0.133878

Costo por m³ = $\frac{\text{Amortización de la inversión} + \text{costo de operación}}{\text{Vol anual}}$

Donde:
n= 20 años (periodo construcción)
i= 12% (tasa de interés anual)

Volumen anual =

1,472,000 litros

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V., SINDSA

Nota: Los costos son los originales, tomados del estudio realizado por las dos fuentes antes mencionadas, actualizados al mes de agosto de 1996, los cuales sirven como una referencia comparativa.

CAPÍTULO 3

*RECOPIACIÓN DE DATOS BÁSICOS,
ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA
INFORMACIÓN*



3. RECOPIACIÓN DE DATOS BÁSICOS, ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA INFORMACIÓN

La información necesaria que se debe tener para proyectar una planta de tratamiento de agua residual es de suma importancia y decisiva, ya que esta nos indicará las características de la planta, tales como dimensiones, procesos secundarios y terciarios, el área requerida para la planta según el proceso seleccionado, entre otras.

Se deben contemplar las características físicas de lugar, tales como: localización geográfica, hidrología, geología y edafología y fisiografía.

Un factor decisivo, muy relacionado con los procesos secundarios y terciarios del agua residual es la climatología, esto debido a que los procesos de remoción de materia orgánica pueden verse afectados por las condiciones del medio y reflejar directamente en la eficiencia de las reacciones químicas y biológicas dentro de la planta de tratamiento.

La infraestructura hidráulica y sanitaria existente en la comunidad, es información que nos ayudará a tener un panorama general del proceso que sigue el efluente, desde que el agua es captada de sus fuentes naturales, transportada a la zona urbana, utilizada en las actividades humanas y finalmente desechada y conducida hacia los colectores municipales. Este proceso de transformación debemos tenerlo en cuenta, porque nos indica cómo y cuándo se transforma, de agua potable a residual.

La disposición final del agua residual, es esencial para la proyección del tipo de tratamiento más adecuado, pues determinará las características finales del agua tratada. Esto es considerando los factores antes mencionados y debiendo buscar la mejor opción, de acuerdo a las características de la comunidad.

En el diseño de una planta de tratamiento de agua residual, es importante considerar las actividades productivas de la sociedad, como puede ser el tipo de industria existente y hasta en ciertos casos el desarrollo a futuro que se pueda presentar en esa comunidad, puesto que la industria podría elevar los niveles de contaminación y por ende los procesos de depuración del agua residual.

El objetivo de contar con la mayor cantidad de información posible, es con la finalidad de realizar un resumen, resaltando los datos más importantes con los cuales se puede iniciar a calcular y dimensionar, para dar diferentes opciones de tratamiento y elegir la más adecuada a las necesidades de la comunidad.

3.1. MARCO FÍSICO

Para realizar el proyecto de la planta de tratamiento de agua residual municipal es muy importante considerar las características del contexto físico en el cual se va a realizar. Dadas las características del proyecto que nos ocupa y en el cual se desarrollan un sin número de reacciones químicas y biológicas, es prioritario tener en cuenta las características físicas predominantes del lugar. En este apartado se presenta, a través del estudio de caso, cuales deben ser los aspectos que debemos tomar en cuenta para el correcto desarrollo del proyecto.





LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

El estado de Michoacán de Ocampo forma parte de la región centro-occidente del país, se localiza entre los 20°23'44" y 18°09'49" de latitud norte, y los 100°04'48" y 103°44'20" de longitud oeste. Comprende una superficie de 58,836.95 km², por lo que ocupa el decimosexto lugar nacional en extensión. Limita al norte con los estados de Jalisco y Guanajuato, al noreste con Querétaro, al este con el estado de México, al sureste y sur con Guerrero, al oeste con Colima y al suroeste con el Océano Pacífico. La localización del estado en la República Mexicana se observa en la figura 3.1.

La ciudad de Zacapu, cabecera del municipio del mismo nombre en el estado de Michoacán, se ubica a 70 km de Morelia, capital del estado, en dirección poniente, sus coordenadas geográficas son 101° 47' 17" longitud oeste y 19° 48' 00" latitud norte, a una altitud media de 1990 msnm. La localidad se asienta en un llano que se extiende hacia las zonas centro y oriente; al poniente el terreno tiene una pendiente pronunciada. El municipio cuenta con una superficie total de 455.96 km², colinda al norte con el municipio de Villa Jiménez, al este con Coeneo, al sur con Erongarícuaro, Nahuatzen y Cherán y al oeste con Purépero. La ubicación del municipio se presenta en la figura 3.2.

HIDROLOGÍA

La zona en estudio se ubica en la región hidrológica No. 12 "Lerma, Chapala, Santiago" que cubre una superficie aproximada de 14,818 km², constituye una región alta que se caracteriza por tener zonas planas y además amplias llanuras de inundación alrededor de los principales cuerpos de agua. Sus escurrimientos superficiales se forman por pequeñas subcuencas intermedias como son: 12Ca "Río Angulo-Briseñas", 12Cb "Briseñas-Chapala", 12Cc "Río Duero" y 12Cd "Río Angulo". La ubicación hidrológica de Zacapu se muestra en la figura 3.3.

La localidad se ubica en la subcuenca intermedia "12 Cd río Angulo", en la cuenca de la laguna de Zacapu, lugar en donde nace el río Angulo, que es el escurrimiento más importante de la localidad, además se tiene una serie de canales incluidos en la unidad de riego Ciénaga de Zacapu. El río Angulo tiene un área de cuenca de 1,417 km² y una longitud de corriente principal de 84 km hasta su descarga en el río Lerma con un volumen medio anual de 221.15 millones de m³, un gasto medio anual de 7.013 m³/s.

Las aguas residuales, mezcladas con las del río Angulo y con las de los manantiales de la unidad de riego Ciénaga de Zacapu se utilizan en la misma unidad, que abarca 11,051 ha comprendidas en tres municipios.

En la región de Zacapu los escurrimientos superficiales, norias, manantiales, ríos y el agua pluvial se aprovechan básicamente en usos agrícola, industrial y de abastecimiento doméstico y comercial.

Las aguas subyacentes de mantos acuíferos profundos, explotados en pozos, tienen poco uso, el parque industrial de Zacapu contará con un pozo profundo para su abastecimiento, en la unidad de riego Ciénaga de Zacapu se tienen algunos pozos que se usan eventualmente, cuando alguna de las fuentes superficiales disminuye su producción.





GEOLOGÍA Y EDAFOLOGÍA

La ciudad de Zacapu se asienta en el extremo poniente de una extensa área llana que ocupa la unidad de riego Ciénaga de Zacapu. En general la pendiente de la ciudad se encamina hacia la zona de riego en donde resulta factible construir la planta de tratamiento del tipo de lagunas sin ninguna restricción en cuanto a extensión del terreno. Las características del suelo son contrastantes en áreas relativamente reducidas dado que algunas zonas bajas cuando llueve se anegan y el agua tarda semanas en desaparecer, en otras áreas el subriego sugiere una alta permeabilidad del terreno, por lo anterior será necesario realizar los ensayos de mecánica de suelos para determinar la permeabilidad del suelo.

La zona urbana está constituida por depósitos aluviales areno-arcillosos, formados con detritos provenientes de la erosión de rocas ígneas, de tamaño variable y formas subangulosas y subredondeadas. La ubicación geológica y edafológica de Zacapu se muestra en la figura 3.4. Estos depósitos representan el evento acumulativo más reciente, en su representación cartográfica se le asignó al cuaternario. Se encuentran como relleno de valles fluviales y formando planicies aluviales.

La zona de riego esta compuesta de depósitos de suelos que se formaron en un ambiente lacustre. Pertenecen al cuaternario y están constituidos por limos y arcillas con bajo contenido de arenas finas. Su color varía según la naturaleza de la roca de que provienen, los derivados de rocas básicas son más oscuros que los que se derivan de rocas ácidas.

El tipo de suelo predominante es vertisol crómico con suelo secundario denominado Vertisol Pélico y Feozem Lúvico con clase textura fina en los 30 cm del suelo. Los vertisoles son suelos jóvenes de origen residual, profundos y someros y algunos de ellos pedregosos y salinos, tienen altos contenidos de arcilla por lo que son poco permeables y de drenaje muy lento. Son suelos de alta fertilidad con contenido de materia orgánica de moderados a altos. Los Feozem son suelos maduros y de origen residual, son de textura de migajón arenosa a migajón arcillosa por lo que son de permeabilidad media a baja, tienen un color pardo grisáceo o gris oscuro, contienen altas cantidades de materia orgánica y ligeramente ácidos. El tipo de terreno es apto para el desarrollo de agricultura mecanizada continua con requerimientos de riego medio.

FISIOGRAFÍA

Fisiográficamente la ciudad de Zacapu está clasificada como Gran Llano y se encuentra ubicada en la subprovincia Sierras y Bajíos Michoacanos y ésta a su vez forma parte de la provincia del eje Neovolcánico. Esta provincia limita al norte con la Llanura Costera del Pacífico, la Sierra Madre Occidental, la mesa del Centro, la sierra Madre Oriental y la Llanura Costera del Golfo Norte; al sur con la Sierra Madre del Sur y la Llanura Costera del Golfo Sur. Por el oeste llega al Océano Pacífico y por el este hasta el Golfo de México. Abarca parte de los estados de Jalisco, Colima, Michoacán, Guanajuato, Querétaro, México, Hidalgo, Puebla y Veracruz; así como la totalidad del estado de Tlaxcala y el Distrito Federal.





La subprovincia de las Sierras y Bajíos Michoacanos se localiza en la cuenca del río Lerma, se extiende desde La Piedad de Cabádas, Michoacán, hasta Acámbaro, Guanajuato. Esta región abarca una extensión de 6,282.06 km² que representan el 10.68% de la superficie estatal. Su vegetación está considerada como matorral subtropical con vegetación secundaria arbustiva. La ubicación fisiográfica de Zacapu se muestra en la figura 3.5.

La configuración topográfica del área urbana de Zacapu es considerablemente plana en la mayor parte de su extensión, en general las zonas centro, sur y poniente presentan pendientes ligeras que se encaminan hacia las zonas oriente y nororiente en donde la presencia de la laguna Zacapu, el río Angulo y el canal de aguas negras interrumpen la planicie. Los extremos sureste y poniente son accidentados, puesto que son las faldas de los cerros que circundan la ciudad. Fuera del área urbana hacia el oriente se extiende una vasta planicie que ocupa el ejido.

OTROS SERVICIOS

Zacapu es una ciudad media del estado de Michoacán con ciertas características rurales, el comercio y los servicios principales se ubican en la zona centro y en la calle Morelos, en las orillas de las carreteras se encuentran las gasolineras, los talleres, algunos restaurantes y otros. En el noreste se asienta la industria y hacia el este se extiende la unidad de riego Ciénaga de Zacapu que incluye al ejido Zacapu.

La localidad se comunica con la capital del estado por la carretera federal No. 15 Morelia-Guadalajara, también se enlaza por medio de la carretera federal No. 27 con Puruándiro y Cuitzeo, ésta se conecta con la carretera federal No. 43 Morelia-Salamanca; por esta misma vía, la ciudad se comunica con el estado de Guanajuato. Por ferrocarril se enlaza con Irapuato, Guanajuato y con Uruapan, Michoacán, estación Ajuno. Además cuenta con una aeropista privada. La mayoría de las calles de la ciudad están pavimentadas, en general son angostas y dificultan el tráfico de vehículos. La mayoría de las casas son de tipo colonial con tendencias a modernizarse al ser restauradas o cuando se construyen nuevas. La población cuenta con los servicios de agua potable, alcantarillado, electrificación y alumbrado público.

En cuanto a telecomunicaciones se dispone de teléfono, telégrafo y fax público. La educación se imparte básicamente en instituciones gubernamentales en: 5 escuelas preescolares, 17 primarias, 7 secundarias, 2 preparatorias y una universidad, además se tienen un CONALEP, un CECATI, una escuela de enfermería y 2 academias comerciales, la iniciativa privada tiene una participación menor en este rubro. Los servicios de salud y asistencia social se prestan en el Hospital del IMSS, en la clínica del ISSSTE, y en instituciones privadas.

Para el esparcimiento y recreo de los habitantes se dispone de centros culturales, cines, deportivos y parajes naturales. Se tienen además, centros de diversión, restaurantes y cafeterías. La población satisface sus necesidades de abasto diarias, en el mercado municipal y en una gran cantidad de tiendas de abarrotes y en múltiples carnicerías. Se dispone además de bancos, casas de cambio, hoteles y diversos comercios de bienes y servicios. La economía de la ciudad está basada en actividades agrícolas, comerciales e industriales, en esta última destaca la fábrica de Celanese Mexicana.





ESTADOS DE MÉXICO

- | | |
|-------------------------|------------------------|
| 1 Baja California | 17 Hidalgo |
| 2 Baja California Sur | 18 Colima |
| 3 Sonora | 19 Michoacán de Ocampo |
| 4 Chihuahua | 20 México |
| 5 Coahuila de Zaragoza | 21 Distrito Federal |
| 6 Sinaloa | 22 Tlaxcala |
| 7 Durango | 23 Morelos |
| 8 Zacatecas | 24 Guerrero |
| 9 Nuevo León | 25 Puebla |
| 10 Tamaulipas | 26 Veracruz-Llave |
| 11 Nayarit | 27 Oaxaca de Juárez |
| 12 San Luis Potosí | 28 Tabasco |
| 13 Aguascalientes | 29 Chiapas |
| 14 Jalisco | 30 Campeche |
| 15 Guanajuato | 31 Yucatán |
| 16 Querétaro de Arteaga | 32 Quintana Roo |

200 km



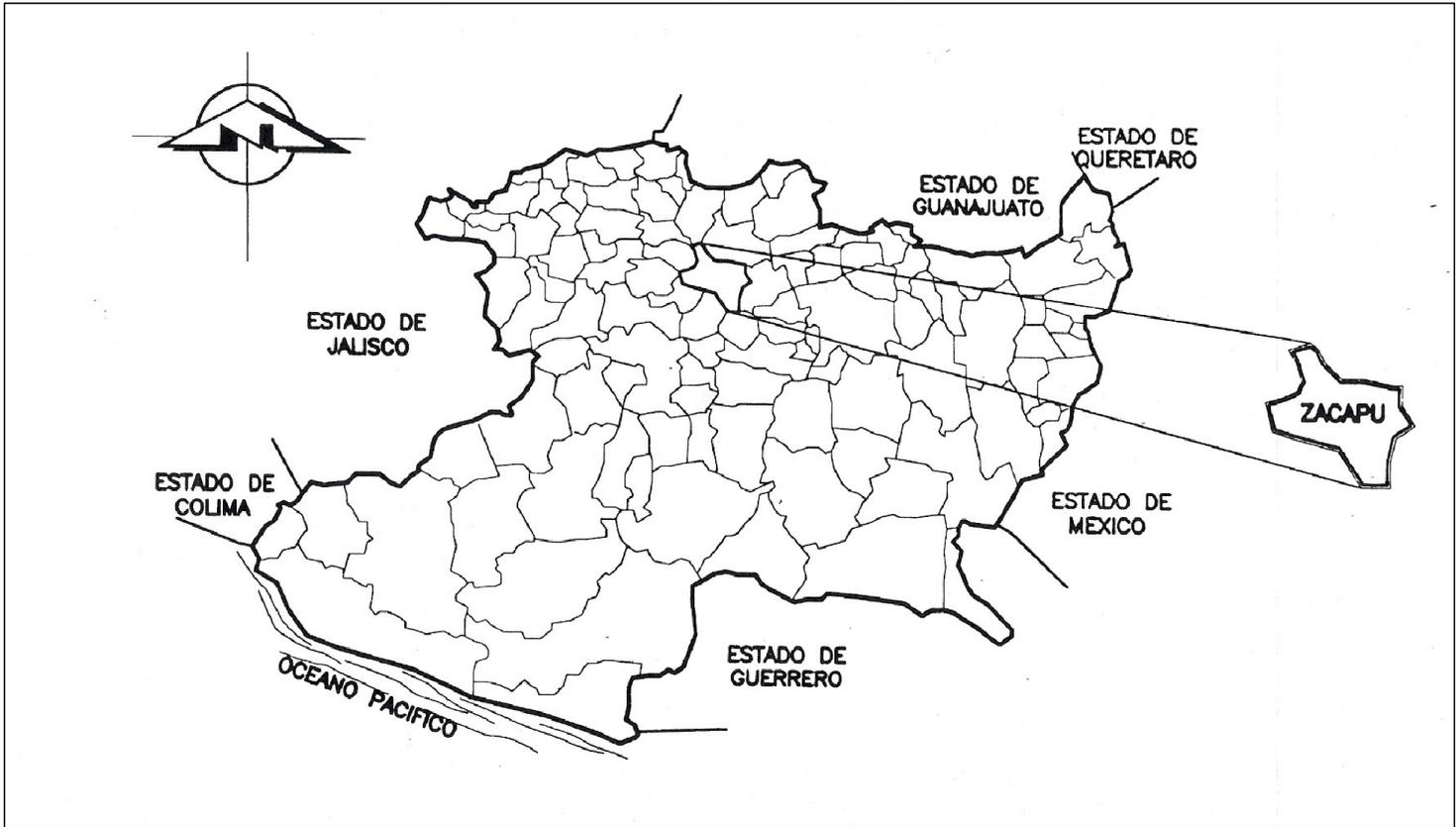
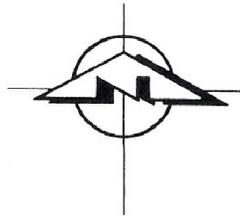
TESIS PROFESIONAL



MAPA DIVISION POLITICA DE MEXICO
UBICACION MICHOACAN DE OCAMPO

SIN ESCALA

FIGURA 3.1



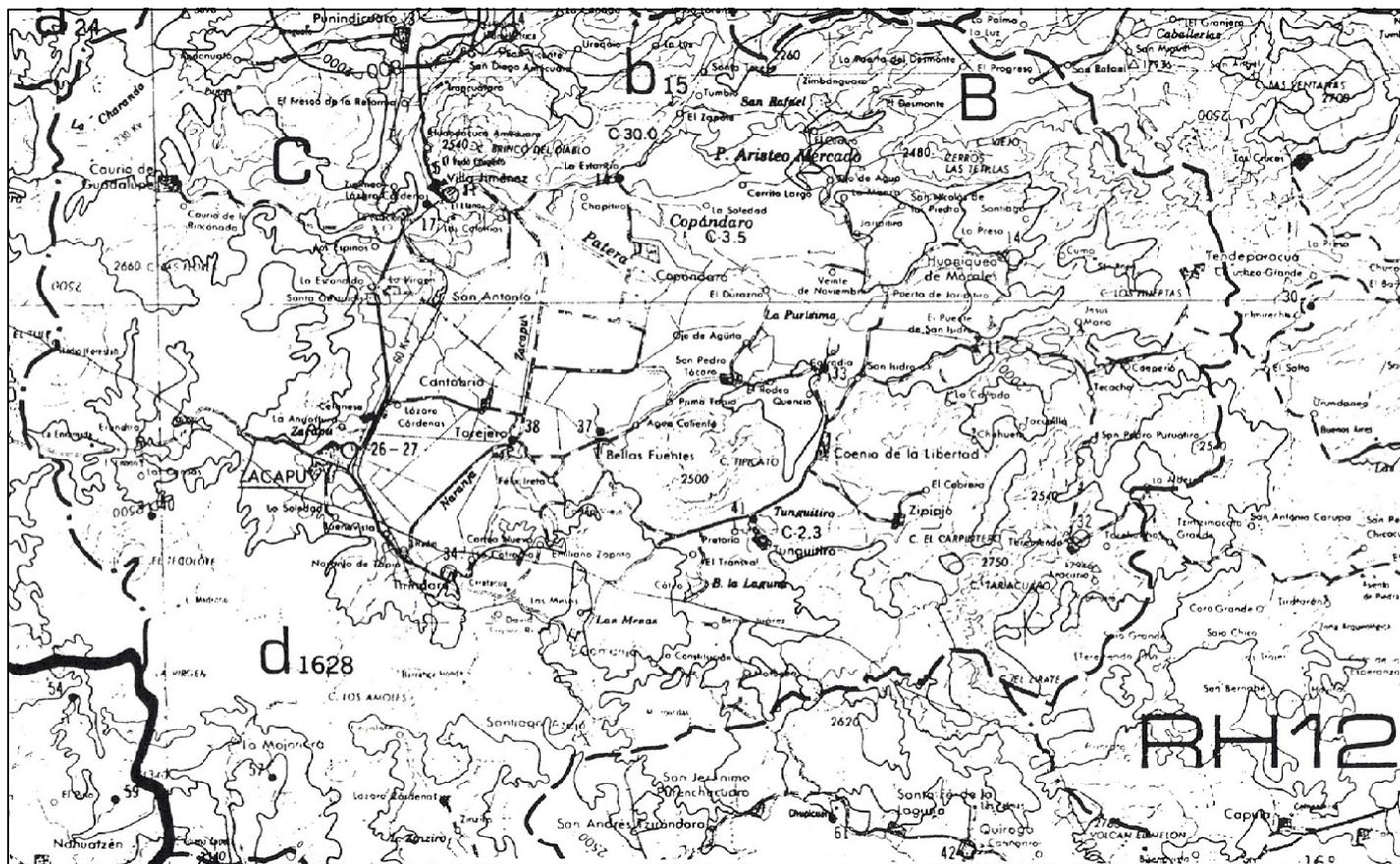
TESIS PROFESIONAL



UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE
LA CIUDAD DE ZACAPU, MICHOACÁN

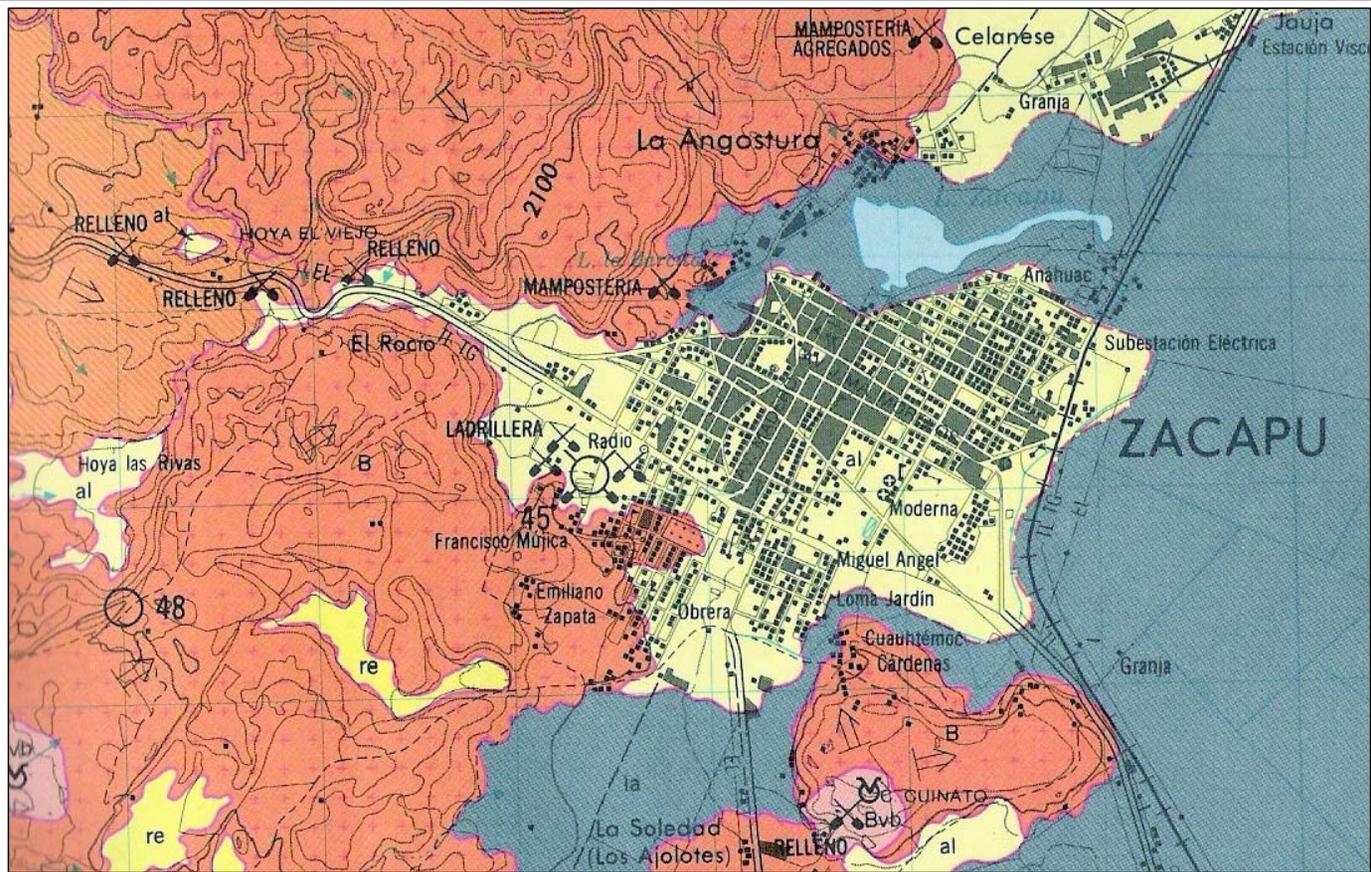
SIN ESCALA

FIGURA 3.2



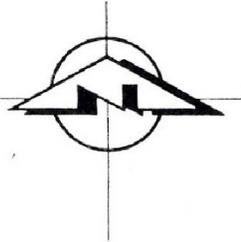
SÍMBOLOGÍA	
REGIÓN HIDROLÓGICA	RH12
LÍMITE DE REGIÓN HIDROLÓGICA	B
CUENCA	C
LÍMITE DE CUENCA	d
SUBCUENCA	d
LÍMITE DE SUBCUENCA	d

 TESIS PROFESIONAL 	
UBICACIÓN HIDROLÓGICA CIUDAD DE ZACAPU, MICHOACÁN	
SIN ESCALA	FIGURA 3.3



BASALTO	B
ALUVION	al
LACUSTRE	la

TESIS PROFESIONAL	
UBICACIÓN GEOLÓGICA Y EDAFOLÓGICA DE LA CIUDAD DE ZACAPU	
SIN ESCALA	FIGURA 3.4



- LÍMITE MUNICIPAL
- ==== LÍMITE ESTATAL
- LÍMITE DE PROVINCIA
- - - - LÍMITE DE SUBPROVINCIA



TESIS PROFESIONAL



UBICACIÓN FISIAGRÁFICA DE LA
CIUDAD DE ZACAPU, MICHOACÁN

SIN ESCALA

FIGURA 3.5

3.2. CLIMATOLOGÍA

Los factores climatológicos son, sin lugar a duda, determinantes en este tipo de proyecto, dada la naturaleza de los procesos de remoción de materia orgánica y química en los procesos. El clima puede aumentar o desacelerar las reacciones químicas y biológicas dentro de la planta y con ello variar considerablemente su eficiencia. En este apartado se describe este factor en nuestra población de estudio.

El clima de la región de Zacapu está considerado como clima templado sub-húmedo con lluvias en verano.

Dada la importancia que revisten las variables climatológicas para el diseño de lagunas, enseguida se presentan los valores mensuales promedio registrados entre 1971 y 1995 de temperatura, precipitación y evaporación, ver tabla 3.1. Los valores consignados se registraron en la estación climatológica de Zacapu, que se ubica en la zona oriente de la ciudad.

Tabla 3.1 Climatología de la ciudad de Zacapu

Mes	Temperatura Media mensual	Precipitación Media mensual	Evaporación Media mensual
	°C	mm	mm
Enero	11.5	19.0	121.2
Febrero	12.5	7.8	143.2
Marzo	15.7	4.6	210.6
Abril	18.1	11.5	219.2
Mayo	19.3	37.6	216.8
Junio	19.1	141.2	174.0
Julio	17.4	207.7	154.5
Agosto	16.9	195.9	153.5
Septiembre	16.7	161.8	131.4
Octubre	15.6	74.6	127.4
Noviembre	13.7	17.4	112.2
Diciembre	12.4	15.4	98.7
Promedio Anual	15.7		
Total Anual		894.50	1,862.70

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

En Zacapu la temperatura media anual es de 15.7 °C, registrándose la temperatura media mensual más alta en mayo con 19.3 °C y la más baja en enero con 11.5 °C. La precipitación media llega a 894.5 mm al año, el mes con mayor precipitación es julio con 207.7 mm y escasea en marzo con 4.6 mm.

En un periodo de registro de 17 años la temperatura máxima extrema fue de 35.5 °C y la mínima extrema de -7 °C. Los vientos dominantes la mayor parte del año siguen una dirección Noroeste, proviniendo del Sureste de la localidad, por ello, la ubicación de la planta es hasta cierto punto favorable ya que la distancia entre el área urbana y la planta permitirá

que los olores acarreados por los vientos, aunque se dirigen al extremo noreste de la ciudad no la alcancen; adicionalmente la planta se aislará con una barrera arbolada.

3.3. CARACTERÍSTICAS DE LA POBLACIÓN ACTUAL

La cantidad de agua residual en una localidad es directamente proporcional a la cantidad de población. Por eso se debe tener en cuenta el número de habitantes, para la cual servirá la planta en un futuro. Así también se debe tener en cuenta la forma en como crece una población, con el objeto de predecir la población futura y con ello tener finalmente una población de proyecto, con lo cual podremos empezar nuestros cálculos, junto con los otros datos considerados en este capítulo. Es importante definir también las actividades a las cuales se dedica la población ya que esto determinará las características mismas del agua residual. A continuación se presenta la metodología a seguir para cuantificar la población de estudio, el número actual y sus actividades productivas principales.

La población registrada en los últimos censos en el estado de Michoacán, en el municipio de Zacapu y en la ciudad, se presentan en la tabla 3.2, en donde observamos que durante el periodo de 1970 a 1995 el estado tuvo un incremento de población importante, en cambio en el municipio la tasa de crecimiento decayó, llegando a 0.074% anual entre 1980 y 1990, si bien en los últimos 5 años (hasta 1995) se observa que la tasa de crecimiento experimentó un incremento.

La población económicamente activa (PEA) que se reporta en el censo de 1990 se consigna en la tabla 3.3, la distribución de la PEA se muestra por actividades principales, señalando su porcentaje correspondiente, no se incluye la PEA que no especificó su actividad ni los desocupados.

Tabla 3.2 Población censada 1970-1995

Año	Estado	% Inc	Municipio	% Inc	Ciudad	% Inc
1940					6,169	
1950					14,349	8.808
1960					22,200	4.461
1970	2,324,226		52,474		31,989	3.721
1980	2,868,824	2.127	62,620	1.783	39,570	2.150
1990	3,548,199	2.148	63,085	0.074	42,884	0.808
1995	3,869,133	1.746	69,001	1.809		

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

Se aprecia que los porcentajes más altos los tienen los trabajadores agropecuarios, los artesanos y obreros y los comerciantes y dependientes, con 21.53%, 20.19% y 13.71% respectivamente.

Las principales actividades de la PEA en el municipio, eliminando la PEA que no especificó su actividad y la desocupada se muestran en la tabla 3.4.



Cabe aclarar que en septiembre de 1996 Celanese era la industria más relevante de la ciudad, contando con una planta laboral de 458 obreros y 153 empleados. La población ocupada según el grupo de ingresos en función del salario mínimo también se presenta en la tabla 3.5.

Tabla 3.3 Distribución de la Población Económicamente Activa de Zacapu

Actividad	%
Profesionales	2.77
Técnicos	3.31
Trabajadores de la educación	6.60
Trabajadores del arte	0.78
Funcionarios y directivos	1.17
Trabajadores agropecuarios	21.53
Inspectores y supervisores	0.70
Artesanos y obreros	20.19
Operadores de maquinaria fija	3.35
Ayudantes y similares	4.60
Operadores de transporte	5.00
Oficinistas	5.16
Comerciantes y dependientes	13.71
Trabajadores ambulantes	2.92
Trabajadores en servicios públicos	4.23
Trabajadores domésticos	2.73
Protección y vigilancia	1.28
Total	100.00

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

Tabla 3.4 Distribución de la Población Económicamente Activa de Zacapu por ramas

Rama	%
Agricultura, ganadería, silvicultura y pesca	22.16
Minería	0.14
Extracción de petróleo y gas	0.10
Industria manufacturera	18.12
Electricidad y agua	0.41
Construcción	9.10
Comercio	17.08
Transporte y comunicación	4.18
Servicios financieros	1.07
Administración pública y defensa	1.98
Servicios comunales y sociales	12.20
Servicios profesionales y técnicos	1.16
Servicios de restaurantes y hoteles	2.47
Servicios personales y mantenimiento	9.84
Total	100.00

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)





De la tabla 3.5. se desprende que el 26.84% de la población ocupada percibe ingresos de un salario mínimo y menos, el 34.40% recibe entre 1 y 2 salarios mínimos, de acuerdo a esto se concluye que el 61.24% de la población ocupada tiene ingresos menores de 2 salarios mínimos.

La densidad promedio en la localidad es de 64.63 hab/ha, el área de la ciudad comprende 736.32 ha, la población calculada resultó de 47,661 habitantes.

Tabla 3.5 Población ocupada según grupos de ingresos en Zacapu, Mich.

Sector de Actividad	Población Ocupada	No recibe ingreso	Hasta el 50% de un S.M.	Más del 50% y menos de 1 S.M.	Un S.M.	Más de 1 S.M. y hasta 2 S.M.	Más de 2 S.M. y menos de 3 S.M.	De 3 S.M. y hasta 5 S.M.	Más de 5 S.M. y hasta 10 S.M.	Más de 10 S.M.	No especificado
Agricultura, ganadería, Silvicultura y pesca	3279	592	316	479	11	1062	342	86	49	25	317
Minería	20	2	2	5	-	9	-	1	-	-	1
Extracción de petróleo y gas	15	-	-	5	1	7	1	-	1	-	-
Industria manufacturera	2681	70	170	312	15	919	602	240	122	49	182
Electricidad y agua	61	1	1	5	-	16	25	3	5	-	5
Construcción	1346	16	46	91	13	561	334	156	42	19	68
Comercio	2527	114	155	412	24	756	331	236	183	57	259
Transporte y comunicaciones	618	8	32	50	8	244	105	77	41	16	37
Servicios financieros	158	2	-	5	1	64	36	25	10	4	11
Administración pública y defensa	293	6	17	39	3	119	59	14	6	13	17
Servicios comunales y Sociales	1805	9	103	96	11	768	379	261	59	27	92
Servicios profesionales y técnicos	171	a	15	23	1	48	11	19	16	7	23
Servicios de restaurantes y hoteles	365	11	28	70	1	137	41	26	15	5	31
Servicios personales y mantenimiento	1456	30	187	356	4	434	157	111	54	25	98
No especificado	824	32	65	103	10	229	77	33	21	16	238
Total	15619	901	1137	2051	103	5373	2500	1288	624	263	1379

S.M.= Salario Mínimo

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

3.4. INFRAESTRUCTURA Y SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

En este apartado se describe las características de la infraestructura sanitaria de cobertura de suministro de agua potable y el servicio de alcantarillado, con el objeto de establecer hacia donde crecerá y por otro lado, conocer de manera más específica la descarga de agua residual a los cuerpos receptores.





ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Los servicios de agua potable y alcantarillado en la ciudad de Zacapu los administra el SAPAZ (Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de Zacapu) que es un organismo dependiente del municipio. Además existen 5 sistemas independientes que cubren zonas reducidas.

En las figuras 3.6 y 3.7 (sistema de agua potable, red primaria) se presentan las obras que integran los sistemas de abastecimiento.

Los sistemas de agua potable y alcantarillado se construyeron a partir de 1951 en forma hasta cierto punto planificada, posteriormente en 1991 se realizó el proyecto ejecutivo de la red de agua potable, ya que se pretendía rehabilitar la red y conseguir que el servicio fuera adecuado y continuo. En dicho proyecto se concluyó que las fuentes satisfacen la demanda de agua potable de la población hasta el año 2010, aunque se consideró indispensable rehabilitar y ampliar el sistema existente puesto que se tenía una gran cantidad de fugas y una cobertura del orden del 87.5%.

Actualmente prevalece una situación similar, sin embargo la cobertura se incrementó al 90%, según estima el SAPAZ.

El sistema de agua potable cuenta con 3 fuentes de abastecimiento que son: la Noria del Centro, la Noria de la colonia Cuauhtémoc Cárdenas y la Noria Las Glorias, si bien esta última es de menor importancia porque se extrae menos caudal.

La Noria del Centro se localiza en el primer cuadro de la ciudad, cuenta con dos equipos de bombeo que extraen en conjunto un caudal de 184.00 l/s, que descargan al Tanque del Centro; de un equipo se desprende una línea de conducción de 150 m de longitud, que se forma con tuberías de asbesto cemento, de 254 mm (10") de diámetro, clase A-14; del otro equipo sale una tubería de 254 mm (10") de diámetro, de fierro fundido, a ésta se le hizo una conexión con tubería de 152 mm (6") de diámetro, por lo que la línea quedó constituida con dos tramos, uno de 25 m de 6" y otro de 125 m de 10" de diámetro.

El tanque del centro se construyó en 1951, es de concreto reforzado, superficial y está formado con 2 cámaras de 500 m³ cada una, le llega agua por medio de 6 entradas de 254 mm (10") de diámetro, 3 a cada cámara. La salida es por 2 tuberías de 254 mm (10") de diámetro que se unen en una sola línea de alimentación de 16" de diámetro, que se conecta a la red de distribución. A partir de este tanque se abastecen la zona norte de la carretera Morelia-Zamora (Av. Mártires de Uruapan) y algunas colonias al sur de la misma (colonias Miguel Ángel y Loma Jardín). La tubería de 16" de diámetro se conectó a la red a principios de 1996.

La Noria de la colonia Cuauhtémoc Cárdenas se encuentra al sureste de la ciudad, en la colonia del mismo nombre, tiene instalado un equipo de bombeo que extrae 22.00 l/s, se estima que podrían extraerse 60.00 l/s, sin embargo debido a problemas de tipo mecánico no proporciona este caudal. La línea de conducción de esta noria se forma con tuberías de acero, de 203 mm (8") de diámetro, tiene una longitud total de 375 m y llega al tanque del Cuinato, éste es un tanque superficial, de concreto reforzado, integrado con dos cámaras de





500 m³ cada una, las tuberías de entrada y de salida son de 203 mm (8") de diámetro y se sitúan en la parte baja del tanque. A partir de aquí se abastecen las zonas sur y sureste, que es la parte hacia donde tiende a crecer la ciudad, en esta zona se tiene la mayor carencia del servicio, puesto que el material que se requiere excavar para instalar la red es roca.

De la Noria Las Glorias se extrae un caudal de 12.00 l/s que se envía al tanque del Cuinato a través de una línea de conducción de acero de 203 mm (8") de diámetro, de 500 m de longitud.

En la ciudad se tienen 2 redes de distribución principal que cubren los Tanques del Centro y del Cuinato. La red que se abastece del Tanque del Centro está integrada por dos pequeños circuitos formados en su mayor parte con tubería de 6" de diámetro, además una gran área se cubre con tubería de 2 ½ " y 3" de diámetro. Las tuberías en los circuitos se instalaron en el año 1951, el resto de las tuberías son más recientes.

La red que se alimenta del tanque del Cuinato es una línea abierta formada con tuberías de 6" y 4" de diámetro, las líneas secundarias son de 2 ½" de diámetro. Esta red se construyó durante 1989 y 1990, aunque su funcionamiento no es adecuado porque no se tiene caudal suficiente para cubrir su área de influencia y algunas zonas elevadas no tienen un servicio continuo.

En la parte suroeste de la ciudad las redes de los 2 tanques (Centro y Cuinato) se interconectan, si bien están seccionadas mediante válvulas.

Las colonias de la zona suroeste se abastecen a partir del tanque de la colonia Emiliano Zapata II Sección, éste se alimenta con el caudal de la red del Cuinato, que se le envía desde el cárcamo de rebombeo de la colonia Ramón Aguilar. El cárcamo se equipó en el año de 1990, dado que se construyó 10 años antes se le conoce como tanque enterrado; el cárcamo tiene 32 m³ de capacidad, cuenta con una toma pública de donde se surte parte de la población de esa zona. El tanque de la segunda sección es superficial, de mampostería, de 100 m³ de capacidad. El subsistema de la colonia Emiliano Zapata se opera un máximo de 12 horas cuando se tiene agua suficiente.

En la colonia Emiliano Zapata se tiene sin operar un tanque superficial, de mampostería, de 25 m³ de capacidad; este tanque se dejó de utilizar cuando se construyó el de la segunda sección, porque algunas de las colonias quedaron por arriba del mismo.

Existen otros sistemas que operan independiente del Ayuntamiento, en las colonias: La Angostura; Jauja o Lázaro Cárdenas; 18 de Octubre y Colorines; en el fraccionamiento Valle Escondido y en el Infonavit Gálvez Betancourt.

El sistema de la colonia La Angostura se alimenta de uno de los manantiales de la localidad, cuenta con 1 tanque superficial de 40 m³ de capacidad de donde se alimenta la red de distribución. En otro de los afloramientos se tienen 2 equipos de bombeo, del primero se envía el caudal a un tanque superficial de mampostería de 50 m³ de capacidad que cubre la colonia Lázaro Cárdenas (Jauja); con el segundo equipo se manda el gasto a otro tanque de características similares que sirve a las colonias, 18 de Octubre y Colorines situadas al noreste de la ciudad; además están en construcción un cuarto y quinto tanques para





abastecer, de norias próximas a los manantiales, las colonias Wenceslao Victoria y Cuauhtémoc Cárdenas que están poco habitadas.

Las colonias Jauja, Wenceslao Victoria y Cuauhtémoc Cárdenas II y III secciones se encuentran a más de 1,500 m al norte del límite de la mancha urbana de la que están separadas por la zona industrial La colonia Valle Escondido se abastece con el caudal de una noria que se manda al tanque superficial de mampostería de 50 m³ de capacidad.

El Infonavit Carlos Gálvez se alimenta con el caudal de una noria que se envía a un tanque elevado de 15 m³ de capacidad.

El caudal que se abastece en la ciudad se desinfecta aplicándole hipoclorito o solución de cloro, se desinfecta tanto el caudal del sistema municipal como el de las fuentes independientes.

Los sistemas independientes operan un promedio de 8 horas diarias dado que en ese tiempo satisfacen sus demandas, cubren aproximadamente el 7% de la población, el restante 3% carece del servicio.

En general la red del centro presenta una cantidad considerable de fugas, ya que las tuberías son bastante antiguas, de igual forma, en las tomas domiciliarias se tienen fugas y la red primaria es insuficiente, causando que en las zonas más distantes la carga disponible sea de menos de 5 m. En particular las fugas se incrementaron notablemente en la red cuando se instaló la línea de alimentación de 16" de diámetro; de febrero a septiembre de 1996 la incidencia de fugas fue alta, y gran parte del trabajo en el sistema se encaminó a reparar éstas.

Por lo anterior resulta evidente que gran parte del agua que se fuga en las redes de distribución pueden estar entrando a la red de alcantarillado. Las fuentes de abastecimiento, en distintas mediciones de caudal que se han verificado, proporcionaron los siguientes gastos, tabla 3.6.

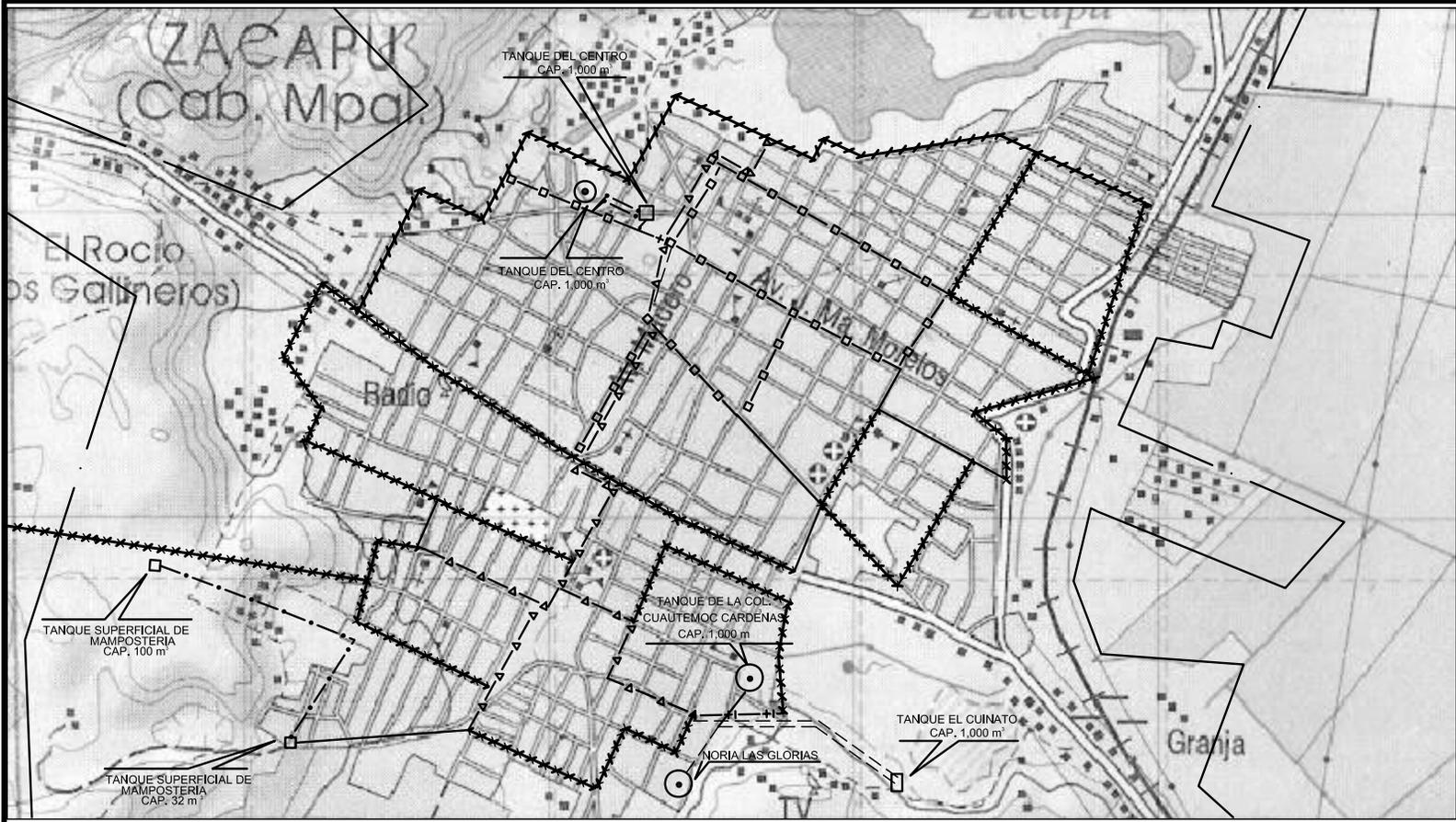
Tabla 3.6 Caudales medidos en las fuentes de abastecimiento

Fuente	Caudal en l/s		
	1989	1991	1996
Noria del Centro	184.00	184.00	184.00
Noria del Cuinato	28.00	28.00	22.00
Noria las Glorias	--	--	12.00
Total	212	212.00	218.0

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

En cuanto a los sistemas independientes, en la tabla 3.7 se presentan los caudales que potencialmente se pueden extraer de las fuentes, de acuerdo con aforos practicados anteriormente y el caudal explotado diariamente, calculado en l/s considerando un promedio en 24 horas.





Tubería	Existente	Proyecto
76 mm (3")	— · · · —	
100 mm (4")	— — — —	— x x x x x x x x —
150 mm (6")	— □ — □ — □	— / / / / / / / / —
200 mm (8")	— · · · —	— △ — △ — △
250 mm (10")	— · · · —	— — — — —
300 mm (12")	— · · · —	— — — — —
400 mm (16")	— · · · —	— + — + — + — + —

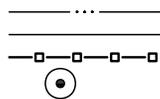
LIMITE DE CRECIMIENTO AL 2010

TESIS PROFESIONAL	
SISTEMA DE AGUA POTABLE RED PRIMARIA	
ESC. 1:10 000	FIGURA 3.6



Simbología

Tubería de
 60 mm (2 1/2")
 76 mm (3")
 100 mm (4")



Sistemas Independientes

Con servicio



Sin servicio



LIMITE DE CRECIMIENTO AL 2010



 TESIS PROFESIONAL 	
SISTEMA DE AGUA POTABLE RED PRIMARIA	
ESC. 1:10 000	FIGURA 3.7

Tabla 3.7 Caudales de las fuentes independientes

Sistema	Caudal en l/s	
	Aforado	Explotado
La Angostura	10.00	3.96
Colonias del noreste	12.00	1.16
Valle Escondido	17.00	0.20
Infonavit Carlos Gálvez	---	0.55
Total	---	5.87

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

En agosto de 1996 el SAPAZ registró un total de 11,634 tomas clasificadas de la siguiente forma:

Tabla 3.8 Tomas de agua potable registradas

Clase de Servicio	Con medidor	Sin medidor	Total
Popular	1,696	3,609	5,305
Medio	1,685	1,756	3,441
Residencial	609	371	980
Especial		982	982
Pensionados		183	183
Bajas		541	541
Comercial	136		136
Industrial	66		66
Total	4,192	7,442	11,634

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

En el año de 1990 cuando se verificó en el “Estudio de Factibilidad Técnica, Económica y Financiera para el Mejoramiento de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de Zacapu, Mich.”, se detectó que los consumos que se registran son bastante inconsistentes, de tal forma que para determinar la demanda se seleccionó una muestra de usuarios con registro continuo y confiable por nivel socioeconómico dando como resultado consumos presentados en la tabla 3.9.



Tabla 3.9 Consumos de agua potable

Zona	Unidad	Consumo Unitario
Nivel alto	l/hab/día	262.07
Nivel medio	l/hab/día	153.69
Nivel popular	l/hab/día	91.78
Sector com. e ind.	l/com/día	4535.00
Servicios Públicos	l/s/día	6000.00

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

Actualmente prevalece una situación similar, ya que prácticamente no se han ejecutado las obras con las que se fortalecería el organismo operador, por ello se consideran vigentes los valores anteriores.

El consumo promedio doméstico se obtiene a partir de los consumos unitarios y el porcentaje de población por nivel socioeconómico. El porcentaje de población considerado de nivel alto a bajo es de 13%, 29.7% y 57.3%.

El padrón de usuarios del SAPAZ, no está depurado ya que es común cambiar la clasificación del servicio, de residencial a medio, a popular, o a cuota fija (sin medidor). Además se admite la existencia de alrededor de 750 tomas clandestinas. Por otra parte el elevado número de fugas incide finalmente en las dotaciones reales y consecuentemente en las aportaciones.

Se conoce, por las mediciones del caudal que se envía a los tanques, que actualmente se producen 218.00 l/s, si únicamente se consumen en las viviendas 65.49 l/s (demanda cubierta de producción), el resto 152.51 l/s se fugan (fugas de producción). Por esto, del 100% producido el 69.96% son fugas, mientras que el 30.04% restante se utiliza en las viviendas.

La producción cubre el 90% de la población, por ello se integró la demanda total que está referida al consumo de 100% de la población y que se integra con el subtotal y las pérdidas. A la demanda total se le aplican los mismos porcentajes de fugas determinados en la producción, la demanda total en un valor calculado que supone una cobertura del 100%.

Las pérdidas estimadas están referidas a la demanda total y se integran con las fugas de producción y de la demanda no cubierta por el sistema municipal.





La dotación real se obtiene considerando que el volumen de producción se asigna a la población servida. Así mismo se determina que la aportación es el 80% de la dotación, dado que de acuerdo a los usos que se hacen del agua potable, se establece en las normas de diseño, que entre el 75% y el 80% son aportaciones de agua residual.

Los valores de las fugas, de la demanda cubierta y de la producción son los datos de partida del análisis y se determinaron a partir de la situación que actualmente priva con el sistema municipal. Se prevé que las pérdidas estimadas disminuirán gradualmente conforme se rehabiliten las redes de distribución.

De acuerdo a la demanda total (calculada en el “Estudio de Factibilidad Técnica, Económica y Financiera para el Mejoramiento de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de Zacapu, Mich.”) se observa que para 1996 se requieren 242.22 l/s para satisfacer la demanda, mientras que para el año 2002 únicamente se precisan de 125.60 l/s, nuevamente a partir de este año el caudal se incrementa hasta 152.70 l/s en el año 2017. El comportamiento de la demanda se debe a que actualmente las fugas son cuantiosas, aunque se espera disminuirán gradualmente conforme se construyan las obras indicadas en el proyecto ejecutivo de rehabilitación del sistema de agua potable realizado en el año de 1991. En función de lo anterior la dotación real pasará de 418 l/hab/día (que es excesiva) a 199 l/hab/día que está dentro de lo que las normas consideran adecuado para sistemas recién construidos, ver tabla 3.10.

Es evidente que las obras de rehabilitación se tendrán que realizar en el corto plazo puesto que las fugas han aumentado considerablemente a partir de que se incrementó la presión en la red a principios de 1996, por ello difícilmente la red durará más de 10 años sin generar una problemática realmente seria.

La aportación producida es el gasto de aguas residuales que se generaría en función de la dotación real. La cobertura del servicio de alcantarillado se refiere al total de la población porque no se tienen sistemas de alcantarillado independientes. La aportación conducida es el caudal de agua residuales que escurrirían por la red de atarjeas, considerando el 80% de la demanda total, y la cobertura, esto significaría que el 80 % de las fugas entrarían a la red de atarjeas.

Cabe aclarar que para determinar el porcentaje real de fugas con respecto al caudal explotado sería necesario verificar un estudio de cuantificación de fugas. Por otra parte es difícil cuantificar qué porcentaje de las fugas entra a las tuberías de alcantarillado, sin embargo algún porcentaje se infiltrará hacia los mantos acuíferos, por ello seguramente en la medición de caudales de aguas residuales se obtendrán gastos de aguas negras menores a la aportación conducida y superiores a la aportación del 80% del subtotal. Además la





caracterización de las aguas residuales seguramente evidenciará dilución, por la influencia del agua de las fugas y del nivel freático.

Si bien una vez que se rehabilite el sistema de agua potable y que consecuentemente las fugas alcancen valores tolerables las proyecciones de la aportación conducida serán bastante aproximadas a la realidad.

La aportación de agua residual conducida varía de 180.21 a 119.11 l/s dado que las fugas inciden en la dotación, a partir de la fuente que genera la aportación. La aportación conducida considera que los sistemas independientes conectan su alcantarillado a la red municipal y que la cobertura máxima es del 97.5%, ver gráfica 3.1 (oferta - demanda).

DESCARGA DE AGUAS RESIDUALES POR SECTOR

El alcantarillado sanitario cubre del orden de un 93% de la población; de los sistemas de abastecimiento independientes, únicamente la colonia 18 de Octubre descarga directamente al río, el resto se incorpora a la red municipal o no tiene servicio. El sistema de alcantarillado se ha construido en diferentes etapas a partir de 1951; la última se verificó (de acuerdo al proyecto de 1991 de CNA) entre los años de 1992 y 1993, y comprendió los colectores norte y sur-este y el emisor. En las figuras 3.8 y 3.9 (Red de Alcantarillado-Colectores Principales) se presentan la red de colectores, las áreas de cobertura de los mismos y se identifican las zonas sin servicio.

Una gran parte de la ciudad cuenta con red de atarjeas, si bien algunas calles y asentamientos irregulares de reciente creación carecen del servicio. En la zona suroeste parte de la colonia Mújica y la Rincón de San Miguel no disponen de alcantarillado porque se localizan por abajo del nivel de los colectores más cercanos. Entre las colonias irregulares que no disponen de alcantarillado se tienen: la Wenceslao Victoria y las Cuauhtémoc Cárdenas II y III Sección, cabe aclarar que estos asentamientos se encuentran poco poblados. La colonia Jauja que es un sistema de abastecimiento independiente, no cuenta con alcantarillado.

La red de alcantarillado experimenta problemas de asolvamiento y cobertura que básicamente se deben a la topografía de la localidad, puesto que el terreno es sumamente plano en su mayor extensión, además de que en algunas partes de la zona sur las tuberías drenan parte del agua freática dado que este nivel se presenta aproximadamente a 40 cm.

El sistema de alcantarillado se forma básicamente con los colectores norte y sur-este, con el canal de agua residual y con el colector Juárez.





Gráfica 3.1 Oferta - demanda de agua potable en Zacapu, Mich.

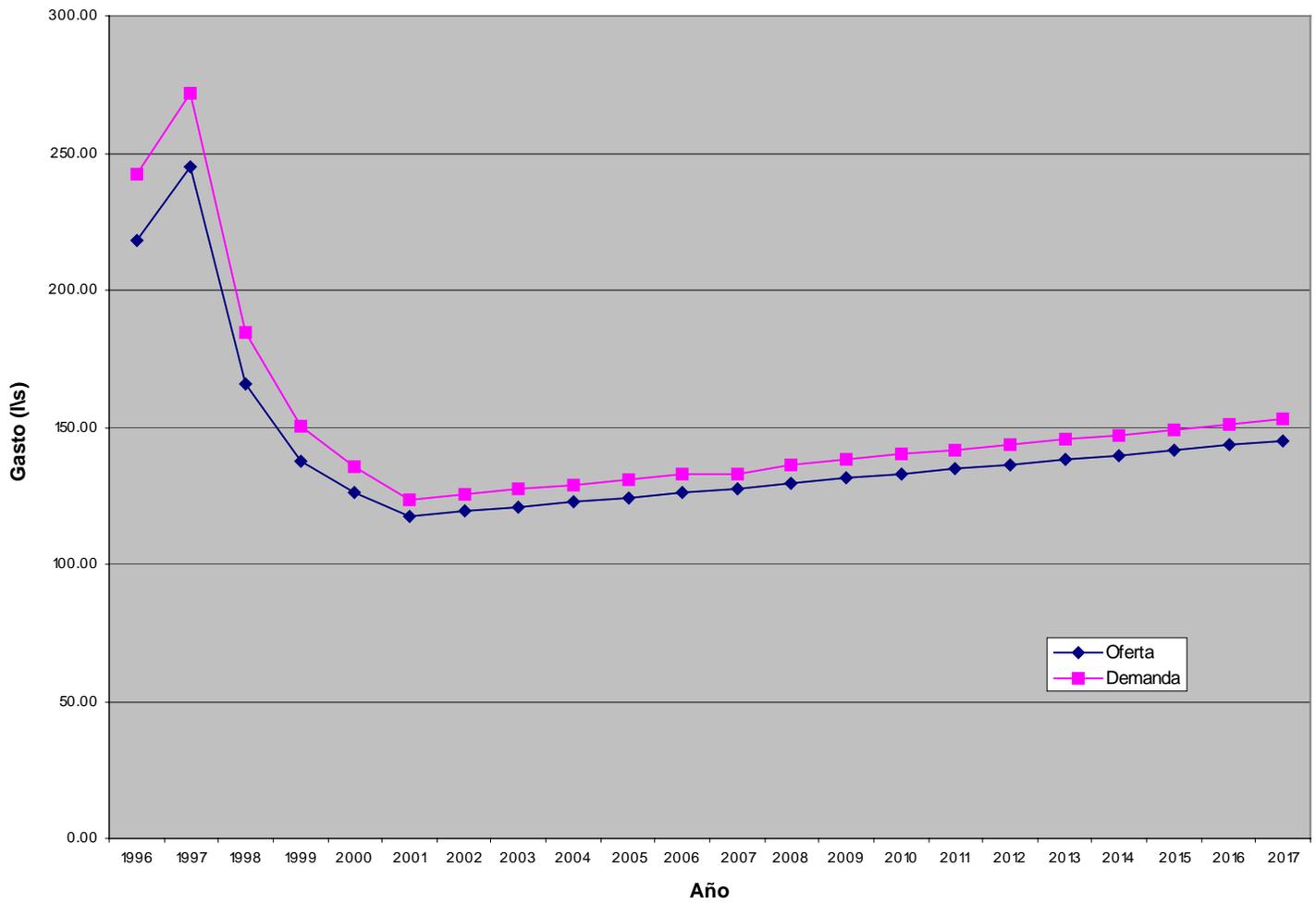


Tabla 3.10 Proyección de la demanda de agua potable y agua residual 1997-2017

Concepto	Unidad	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	
Población	hab	50,022	50,790	51,559	52,328	53,096	53,865	546,333	55,402	56,171	56,939	57,708	58,477	59,245	60,014	60,783	61,551	62,320	63,089	63,857	64,626	65,395	66,163	
Cons. Prom. Doméstico	l/hab/d	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41	132.41
Demanda Doméstica	l/s	68.99	77.84	79.02	80.19	81.37	82.55	83.73	84.90	86.08	87.26	88.44	89.62	90.79	91.97	93.15	94.33	95.51	96.69	97.86	99.04	100.22	101.40	101.40
Comercios e Industrias	com	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	62	63	64	65	67	67
Crecimiento Comercial	%		2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Consumo Comercial	l/com/d	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535	4,535
Demanda Comercial	l/s	2.31	2.36	2.40	2.45	2.50	2.55	2.60	2.65	2.71	2.76	2.82	2.87	2.93	2.99	3.05	3.11	3.17	3.23	3.30	3.36	3.43	3.50	3.50
Servicio Público	s.p.	21	21	22	22	22	23	23	23	24	24	24	25	25	25	26	26	27	27	27	28	28	29	29
Crecimiento Serv. Público	%		1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Consumo Serv. Público	l/s.p./d	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000	6,000
Demanda Serv. Público	l/s	1.46	1.48	1.50	1.52	1.55	1.57	1.59	1.62	1.64	1.67	1.69	1.72	1.74	1.77	1.80	1.82	1.85	1.88	1.91	1.94	1.96	1.99	1.99
Subtotal	l/s	72.76	81.67	82.92	84.17	85.42	86.67	87.92	89.18	90.43	91.69	92.95	94.21	95.47	96.73	97.99	99.26	100.53	101.80	103.07	104.34	105.62	106.89	106.89
Dem. Cubierta (producción)	l/s	65.49	73.51	74.63	77.18	79.61	82.34	83.53	84.72	85.91	87.10	88.30	89.50	90.69	91.89	93.10	94.30	95.50	96.71	97.91	99.12	100.33	101.55	101.55
Dem. no. Cubier. (sin serv.)	l/s	7.28	8.17	8.29	6.99	5.81	4.33	4.40	4.46	4.52	4.58	4.65	4.71	4.77	4.84	4.9	4.96	5.03	5.09	5.15	5.22	5.28	5.34	5.34
Fugas (producción)	l/s	152.51	171.19	91.21	60.64	46.76	35.29	35.80	36.31	36.82	37.33	37.84	38.36	38.87	39.38	39.90	40.41	40.93	41.45	41.96	42.48	43.00	43.52	43.52
Fugas (dem. no cubiertas)	l/s	16.95	19.02	10.13	5.49	3.41	1.86	1.88	1.91	1.94	1.96	1.99	2.02	2.05	2.07	2.10	2.13	2.15	2.18	2.21	2.24	2.26	2.29	2.29
Pérdidas Estimadas	%	69.96	69.96	55.00	44.00	37.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
Pérdidas Estimadas	l/s	169.46	190.21	101.35	66.13	50.17	37.14	37.68	38.22	38.76	39.29	39.83	40.37	40.91	41.46	42.00	42.54	43.08	43.63	44.17	44.72	45.26	45.81	45.81
Demanda Total	l/s	242.22	271.89	184.27	150.30	135.58	123.81	125.60	127.39	129.19	130.98	132.78	134.58	136.38	138.19	139.99	141.80	143.61	145.43	147.24	149.06	150.88	152.70	152.70
Producción	l/s	218.00	244.70	165.84	137.83	126.37	117.62	119.32	121.02	122.73	124.43	126.14	127.85	129.56	131.28	132.99	134.71	136.43	138.15	139.88	141.60	143.34	145.07	145.07
Población Servida	hab	45,020	45,711	46,403	47,985	49,485	51,172	51,901	52,632	53,362	54,092	54,823	55,553	56,283	57,013	57,744	58,473	59,204	59,935	60,664	61,395	62,125	62,855	62,855
Porc. Población Servida	%	90	90	90	91.7	93.2	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
Dotación Real	l/hab/d	418	463	309	248	221	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199
Aportación (80% Dotación)	l/hab/d	335	370	247	199	177	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	160
Aportación Producida	l/s	174.40	195.76	132.67	110.26	101.09	94.10	95.46	96.82	98.18	99.55	100.91	102.28	103.65	105.02	106.39	107.77	109.14	110.52	111.90	113.28	114.67	116.05	116.05
Cob. del Serv. de Alcantar.	%	93	96	97	97	97	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5
Aportación Conducida	l/s	180.21	208.81	142.99	116.64	105.21	96.58	97.97	99.37	100.77	102.17	103.57	104.97	106.38	107.79	109.19	110.60	112.02	113.43	114.85	116.27	117.69	119.11	119.11

En la tabla 3.11 se presentan las características generales de los colectores, se incluye longitud, diámetro, material de las tuberías, área de influencia y caudal descargado.

Los colectores norte y sur-este cubren las zonas que se ubican al norte de la avenida Mártires de Uruapan y una parte del área sur adyacente a la misma, incluyen los sistemas independientes de La Angostura, Valle Escondido, Infonavit Carlos Gálvez y Colorines, reciben las aportaciones de otros colectores menores, de subcolectores y de la red de atarjeas; a la altura del cruce de la carretera que va a Villa Jiménez y el río Angulo estos colectores se juntan y continúan como un solo emisor que se localiza en la margen derecha del río. El emisor descarga al río a 60 m del punto en que se unen los 2 colectores.

La otra parte de las aportaciones de la zona sur escurren por el canal de aguas residuales que se incorpora al Dren Cuate (derecho) que forma parte de la red de drenes de la unidad de riego Ciénaga de Zacapu.

Tabla 3.11 Características generales de los colectores

Descarga	Ø	L	Ø	L	Ø	L	L. T.	Material	Area Influen.	Caudal (l/s)	
	(cm)	(m)	(cm)	(m)	(cm)	(m)	(m)		(ha)	Conduc	Descarga
Col. Norte	30	100	38 61	570 300	45	1,270 640	2,000	concreto	318.45	**51.87	
Col. Sur-Oriente	45	230	61	823	76	3,480	4,533	concreto	79.14	18.75	
Emisor	76	60	-	-	-	-	60	concreto	397.59	70.62	70.62
Col. Infonavit	25	150	-	-	-	-	150	concreto	9.20	4.98	
Col. Juárez	38	490	-	-	-	-	490	concreto	9.56	4.50	
Canal de Aguas Negras	1.6 x 1.25*	236	-	-	-	-	236	mampos- teria	112.68 131.44	25.94	35.42
Col. Anáhuac	38	350	-	-	-	-	350	concreto	7.92	3.50	3.50
Col. 18 de Octubre	25	350							13.00	1.0	1.0
Total									549.95		***110.54

* Sección trapezoidal

** Incluye el caudal de la Col. La Angostura

*** Es el 96% del gasto generado

Fuente: Gerencia regional en Michoacán, CNA

Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA)

El emisor marginal y el canal de la zona sur constituyen las descargas más importantes, y será en éstas en donde se verifiquen los trabajos de caracterización, si bien se tienen otras 3 descargas menores.



La primera de estas descargas se localiza en la zona sur, se trata de una tubería de concreto de 25 cm de diámetro que desaloja el agua residual de la Unidad Infonavit y descarga al canal de agua residual. La segunda descarga la constituye el colector Juárez, cubre parte de la zona sureste, vierte, a través de un tubo de concreto de 38 cm de diámetro, aguas abajo de la descarga anterior al mismo canal. La tercera descarga se localiza en la zona noreste, en el río Angulo, se encuentra entre la carretera que va a Villa Jiménez y la vía del ferrocarril, descarga, por una tubería de concreto de 38 cm de diámetro, las aguas negras de una reducida zona adyacente.

La ciudad no cuenta con un sistema de drenaje separado, de tal forma que las aguas pluviales drenan por las mismas tuberías del alcantarillado sanitario.

En la zona oriente a la altura de la avenida Morelos se tiene un colector pluvial que drena al canal de aguas negras los escurrimientos que se encharcan en el área, se trata de una tubería de 30 cm diámetro que drena un área de 7.15 ha, a ésta línea se conectaron una o dos viviendas de tal forma que desaloja un gasto mínimo de aguas residuales, descarga al canal de aguas negras a la altura de la calle Morelos. En la misma zona se encuentran otras 2 obras que descargan aguas abajo, al mismo cauce, la primera es una tubería de concreto de 25 cm de diámetro, que vierte parte del agua residual del área de servicios del IMSS, la segunda pertenece a un auto lavado y es de características semejantes.

La colonia 18 de Octubre descarga al río Angulo, a 250 m aguas abajo del emisor, el colector se forma con tuberías de concreto, de 25 cm de diámetro, de 350 m de longitud.

Actualmente el municipio no cuenta con un plan de desarrollo urbano vigente, aunque en el corto plazo prevé la elaboración del Plan Director de Desarrollo Urbano, si bien, de acuerdo al anterior plan, el crecimiento urbano habitacional se dará en las zonas sur, norte, noreste y sureste, en ningún caso se prevé crecimiento habitacional al oriente de la vía del FFCC, en donde se extiende la zona de cultivo de la unidad de riego. En la zona oriente se tienen previstas áreas de reserva agroindustrial. Las terrenos ejidales son, por su régimen de propiedad y por la organización de los ejidatarios, una zona vedada para la expansión del área urbana, por ello, el desarrollo de la ciudad se ha dado en las direcciones que contempla el plan de desarrollo urbano.

La zona industrial se ubica en el noreste de la ciudad, el parque industrial se localiza en la margen izquierda del río Angulo, se encuentra limitada por el mismo río, por la carretera que va a Villa Jiménez y por el ejido. Del otro lado de la carretera se encuentra ubicada Celanese que es la industria más importante de la ciudad.

El parque industrial de Zacapu se creó en el año de 1981, en una superficie de 20.67 hectáreas. A partir de 1995 se ha dado impulso al desarrollo del parque ofreciendo facilidades para que las empresas adquieran sus lotes. Además se ha iniciado el equipamiento del parque, se perforó un pozo para abastecimiento de agua potable y se construyó una planta de tratamiento del tipo de lodos activados para acondicionar las aguas residuales que capte el alcantarillado sanitario del parque.

En los proyectos de los sistemas de agua potable y alcantarillado que se realizaron





en 1991 se tuvo como horizonte de proyecto el año 2010, de tal forma que una vez que se rehabiliten los sistemas cubrirán satisfactoriamente los requerimientos hasta este año.

El agua residual que se genera en la ciudad se descargan directamente al río Angulo (o Dren Principal) y al Dren Cuate (derecho) que forman parte de la red de drenes de la unidad de riego. El emisor descarga al río Angulo un caudal medio de 70.62 l/s; el canal de aguas negras y las descargas que se hacen al mismo aportan al Dren Cuate un gasto medio de 35.42 l/s. Adicionalmente los colectores Anahuac y 18 de Octubre vierten al río un caudal de 4.5 l/s.

Dado que el alcantarillado funciona en parte como un sistema combinado, las aguas pluviales seguirán entrando a las tuberías del alcantarillado en tanto no se construyan colectores pluviales. Las zonas urbanas que drenan el agua pluvial al canal de aguas residuales, a la laguna Zacapu y al río Angulo, seguirán drenando a estos cauces que forman parte de la red de drenaje natural.

Actualmente no se verifica la medición de caudales de las descargas del agua residual, ni de los gastos que escurren por los cauces, de tal forma que se desconocen los volúmenes que realmente se descargan, sin embargo anteriormente se consignaron los gastos que se estima se vierten a la red de canales de la zona de riego.

Dado que no toda la población que dispone del servicio de agua potable cuenta con alcantarillado, se estima que un 4% de las aportaciones no llegan a la red de atarjeas del mismo.

La industria más relevante de Zacapu es Celanese que descarga aguas residuales industriales tratadas. Además cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable y de recolección y tratamiento independiente de los sistemas municipales.

La descarga de Celanese se localiza en la margen izquierda del río Angulo, a la altura del puente de la carretera que va a Villa Jiménez.

El resto de la industria se reduce a talleres, lavados, gasolineras, hoteles y otros de diversos géneros que se sitúan en diferentes rumbos de la ciudad y que no son grandes consumidores de agua ni generadores relevantes de aguas residuales. En general estas industrias están conectadas a los servicios municipales.

COLECTOR NORTE

Este colector se forma con obras que se construyeron antes de 1992 y con las obras que se ejecutaron entre 1992 y 1993, por ello en algunas calles se tienen tuberías paralelas.

El colector original inicia en el poniente de la ciudad y descarga en el oriente, al río Angulo. Se localiza en las calles Ojo de Agua, Riva Palacio, Melchor Ocampo y Santos Degollado, cruza la secundaria y descarga en el río Angulo entre la carretera que va a Villa Jiménez y la vía del ferrocarril. El colector se forma con tuberías de concreto de 45 cm de diámetro que se tienen en la calle Ojo de Agua, en el resto, hasta la descarga se tienen tuberías de 61 cm de diámetro, excepto en el tramo que se tiene en la secundaria en donde se instaló tubería de 38 cm de diámetro. Este colector se seccionó en la calle Santos





Degollado a la altura de la calle Ignacio Altamirano. La primera parte se incorporó al tramo construido en el año 1992, el resto se conserva sirviendo a la secundaria y a unas cuentas viviendas aledañas.

Este colector funcionaba deficientemente ya que presentaba tramos en contra pendiente y con pendientes muy bajas, además se tenían tramos colapsados debido a los asentamientos del terreno. Esta problemática se agudizaba a la altura de las calles Flores Magón y Riva Palacio, lo anterior se solucionó con la construcción del nuevo colector.

Las obras que se construyeron entre 1992 y 1993 se tienen en las calles Riva Palacio, Melchor Ocampo, Santos Degollado y margen derecha del río Angulo que sustituye el tramo que cruza la secundaria.

El colector más reciente principia a la altura de la calle Flores Magón con las aportaciones de una parte de la colonia La Angostura y del fraccionamiento Valle Escondido, después del trazo ya mencionado cruza la carretera que va a Villa Jiménez y la vía del ferrocarril, a la altura del cruce que forman el río y la carretera se incorporan los colectores que sirven a La Angostura y a Los Colorines enseguida se le une el colector sur oriente y descarga finalmente al río Angulo. El colector está formado con tuberías de 30, 38 y 45 cm de diámetro.

El colector norte cubre un área de 318.45 ha, desaloja un caudal medio de 51.87 l/s, comprende la mayor parte de la zona que se encuentra al norte de la carretera Morelia-Zamora (o Avenida Mártires de Uruapan) exceptuando una franja de la zona sur-este que desaloja el colector Juárez.

Este colector recibe las aportaciones de atarjeas, de subcolectores y de otros colectores, siendo la más importante la del colector Altamirano que se localiza en la zona centro-oriente, en la calle que le da su nombre. El colector Altamirano desarrolla una trayectoria de sur a norte y se forma con tuberías de concreto de 45 cm de diámetro.

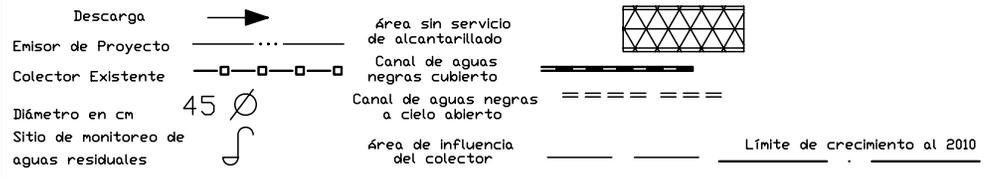
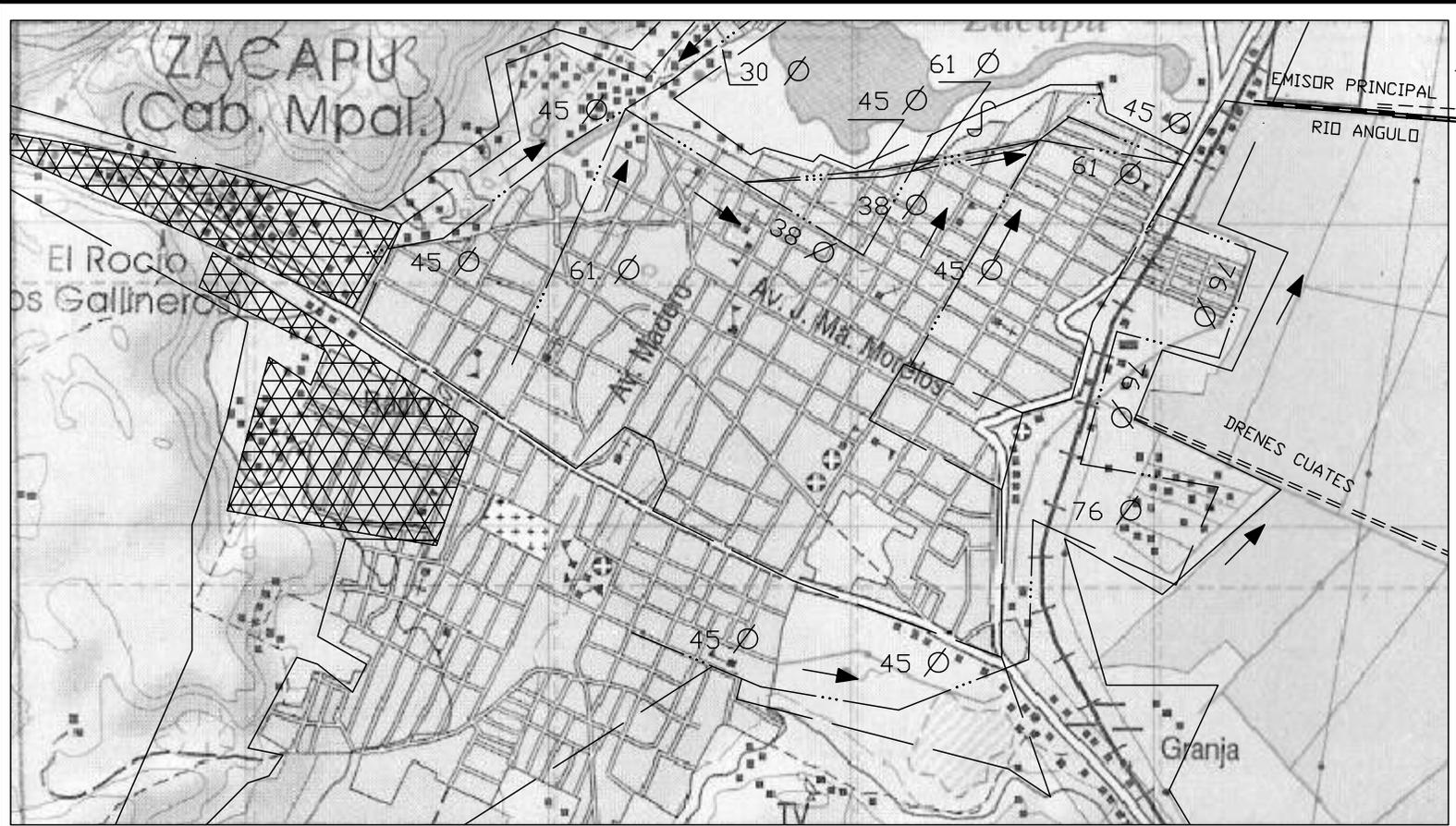
COLECTOR SUR-ORIENTE

Este colector se construyó en el año de 1993, inicia en la zona sur en el cruce que forman la calle Clavel y el canal de agua residual; en las zonas sur y sureste prácticamente desarrolla una trayectoria similar a la del canal, hasta la estación del ferrocarril. En la zona oriente sigue la antigua trayectoria del canal, que rodea los depósitos de combustible del ferrocarril y continua paralelamente a la vía hasta unirse al colector norte.

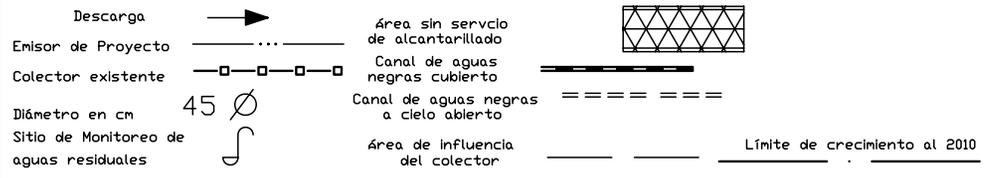
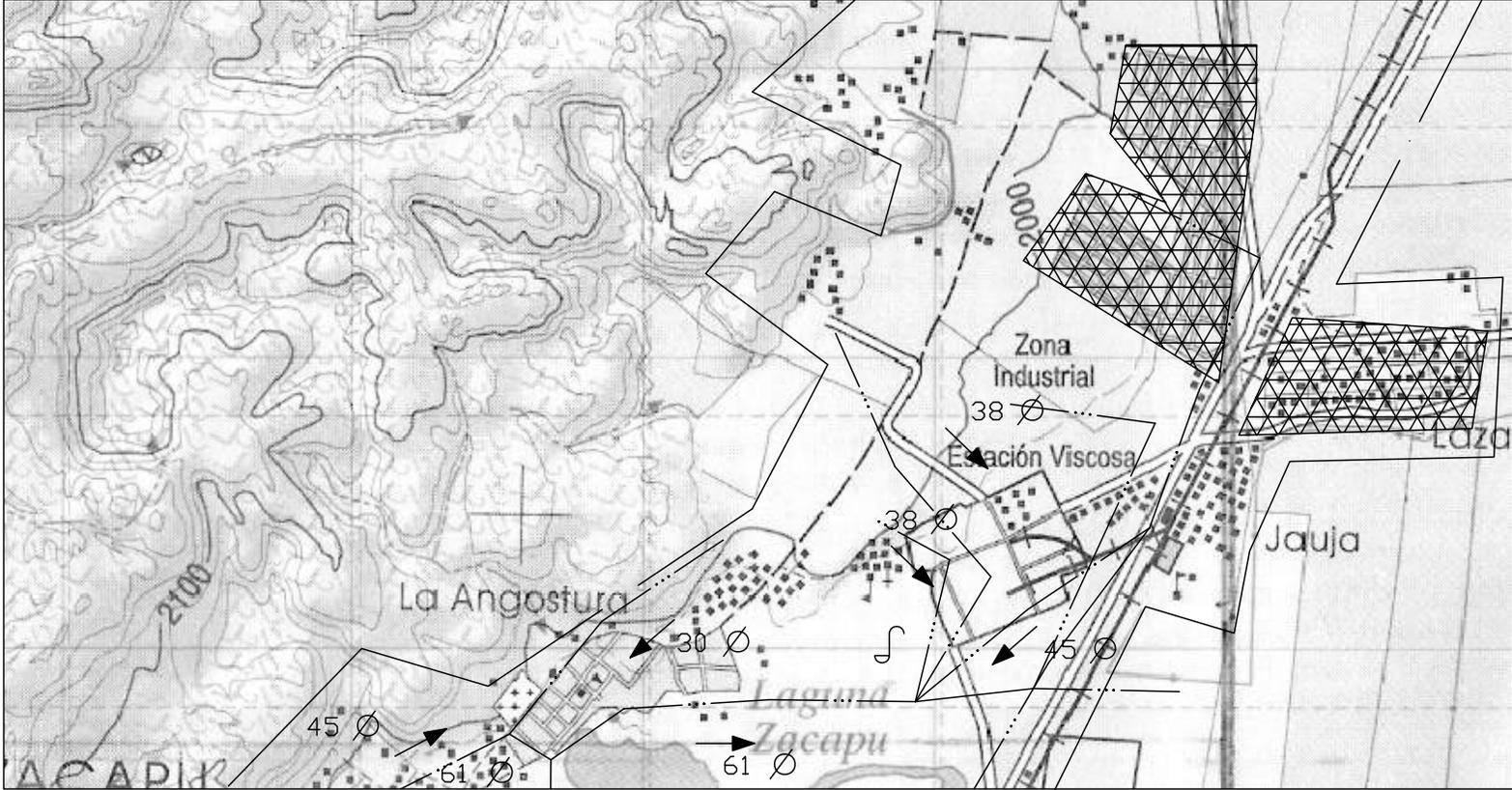
En su trayecto recibe las aportaciones de la Unidad Infonavit Carlos Gálvez que es un sistema de abastecimiento independiente.

El colector se forma con tubería de concreto de 61 cm de diámetro, cubre un área de 79.14 ha de la zona sur y desaloja un gasto medio de 18.75 l/s. La ubicación del colector se muestra en la figura 3.10.





TESIS PROFESIONAL	
RED DE ALCANTARILLADO COLECTORES PRINCIPALES	
ESC. 1:10 000	FIGURA 3.8



TESIS PROFESIONAL	
RED DE ALCANTARILLADO COLECTORES PRINCIPALES	
ESC. 1:10 000	FIGURA 3.9



3.5. APROVECHAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL

En la ciudad de Zacapu y en la zona inmediata (unidad de riego Ciénaga de Zacapu) en donde impacta el agua residual que aquí se genera. El principal consumo de agua lo hace el sector agropecuario ya que dispone tanto del caudal del río Angulo (y de los manantiales) como del agua residual que se vierten al mismo. Le sigue en importancia el usuario doméstico y finalmente se ubica el sector industrial y comercial.

A la altura de la descarga del emisor marginal, en el río Angulo escurre un gasto (medio anual) de 7.013 m³/s.

En la ciudad de Zacapu actualmente se abastecen aproximadamente 218 l/s, si bien Celanese suministra y descarga el agua que ellos utilizan.

Se desconoce el caudal de agua residual que aportan el resto de las localidades que descargan a las corrientes y drenes de la unidad de riego, sin embargo el caudal de las fuentes naturales es muy superior al de aguas negras. De igual forma se desconoce el caudal de agua potable que se suministra en estas localidades para los diferentes usos.

El agua que fluye por los drenes de la unidad de riego es una mezcla del agua de fuentes naturales (como el lago de Zacapu, los manantiales de la misma unidad y la presa Aristeo Mercado), de agua residual básicamente domésticas y de retornos agrícolas que son aportaciones mínimas.

En la unidad se riegan un total de 11,051 ha, por gravedad se riegan 3,001 ha y por subriego se cubren 8,050 ha.

El subriego consiste en humedecer las áreas de cultivo a través del agua que se mantiene en canales que se seccionan de tal forma que el agua no entra ni sale por ellos, sino que dada la permeabilidad del terreno el agua avanza hacia éstos; una vez que los terrenos están saturados se repite la operación en otra zona.

Los productos que se levantan en el distrito de riego generalmente no se consumen crudos, de tal forma que el riesgo de epidemias o enfermedades gastrointestinales se reduce.

Hace algunos años los terrenos que se localizan aguas abajo de la descarga de Celanese sufrieron deterioros, probablemente por la descarga de los desechos industriales, esta situación mejoró y se superó cuando se instaló la planta de tratamiento de la industria.

En general en las localidades que se incluyen en el distrito de riego la principal actividad económica es la agricultura, si bien en Zacapu el comercio y la industria ocupan porcentajes importantes en las actividades productivas.

Es evidente que gracias a la planta de tratamiento de Zacapu la calidad del agua que se utiliza para riego en esta zona mejorará sustancialmente, sin embargo en la unidad de riego su impacto será menor puesto que en la misma tienen influencia las descargas de otras localidades.





Aunque los ejidos no tienen concesionada el agua residual generada en la localidad es evidente que en éstos se utilizará el agua una vez tratada, puesto que la planta se ubicará en tierras ejidales y se les concesionara como compensación por las áreas afectadas; además el efluente de la planta deberá cumplir con los requerimientos para riego agrícola.

Los beneficios que aporta la planta de tratamiento no se cuantifican en cuanto a disponibilidad de agua adicional, sino en relación con la mejor calidad que tendrá el agua utilizada en los ejidos.

Además el conducir el agua residual en tuberías hacia un lugar retirado de la población beneficia a los habitantes, que se sitúan cerca de las descargas y que generalmente son de clase necesitada, puesto que se mejorarán las condiciones de salubridad del área en que viven.

3.6. TIPO DE INDUSTRIA Y PRINCIPALES CONTAMINANTES

La acción y el efecto de introducir materias, o formas de energía, o inducir condiciones en el agua que, de modo directo o indirecto, impliquen una alteración perjudicial de su calidad en relación con los usos posteriores o con su función ecológica, se conoce como contaminación

TIPOS DE CONTAMINACIÓN DEL AGUA

La contaminación del agua puede estar producida por:

1. Compuestos minerales: pueden ser sustancias tóxicas como los metales pesados (plomo, mercurio, etc.), nitratos, nitritos.

Hay elementos que afectan a las propiedades organolépticas (olor, color y sabor) del agua que son el cobre, el hierro, etc. y otros producen el desarrollo de las algas y la eutrofización (disminución de la cantidad de O_2 disuelto en el agua) como el fósforo.

2. Compuestos orgánicos (fenoles, hidrocarburos, detergentes, etc.). Producen también eutrofización del agua debido a una disminución de la concentración de oxígeno, ya que permite el desarrollo de los seres vivos y éstos consumen O_2 .
3. La contaminación microbiológica se produce principalmente por la presencia de fenoles, bacterias, virus, protozoos, algas unicelulares.
4. La contaminación térmica provoca una disminución de la solubilidad del oxígeno en el agua

TIPOS DE AGUA EN FUNCIÓN DEL ORIGEN DE SU CONTAMINACIÓN





1. Aguas residuales urbanas: aguas fecales, aguas de fregado, agua de cocina. Los principales contaminantes de éstas son la materia orgánica y microorganismos. Estas aguas suelen verterse a ríos o al mar tras una pequeña depuración.
2. Aguas residuales industriales: contienen casi todos los tipos de contaminantes (minerales, orgánicas, térmicos por las aguas de refrigeración). Estas aguas se vierten a ríos o mares tras una depuración parcial.
3. Aguas residuales ganaderas: el tipo de contaminantes va a ser materia orgánica y microorganismos. Pueden contaminar pozos y aguas subterráneas cercanas.
4. Aguas residuales agrícolas: los contaminantes que contienen son materia orgánica (fertilizantes, pesticidas). Pueden contaminar aguas subterráneas, ríos, mares, embalses, etc.
5. Mareas negras. La causa de éstas es el vertido de petróleo debido a pérdidas directas de hidrocarburos (solo un 9%), siendo las fuentes de contaminación marina por petróleo más importantes las constituidas por las operaciones de limpieza y lastrado de las plantas petrolíferas.

En la tabla 3.12 se pueden apreciar algunos de los compuestos que se han encontrado contaminando el agua con mayor frecuencia y su relación con la industria. En los subcapítulos anteriores se mencionó que la industria más relevante en la ciudad es Celanese, que cuenta con sistemas de tratamiento independientes del municipio.

El resto de la industria y comercio aportan el agua residual que generan a la red municipal. Entre el comercio y la industria complementaria, que es menor, se destacan: los hoteles, los restaurantes, los hospitales y las clínicas entre otros, que básicamente contaminan con desechos de tipo doméstico, con residuos de fármacos y con patógenos.

Otra rama industrial la constituyen los servicios de lavado y engrasado y las gasolineras que contaminan con grasas y aceites y residuos de hidrocarburos. Es factible que se tengan otro tipo de contaminantes industriales, que, de ser así, se detectarán en la caracterización de las aguas residuales.

3.7. CUERPOS RECEPTORES

Se conoce como cuerpos receptores a las corrientes, depósitos naturales de agua, presas, cauces, zonas marinas o bienes nacionales donde se descargan aguas residuales, así como los terrenos en donde se infiltran o inyectan dichas aguas cuando puedan contaminar el suelo o los acuíferos.

Los recursos hídricos de México están constituidos por ríos, arroyos, lagos y lagunas, así como por almacenamientos subterráneos y grandes masas de agua oceánica. Existe una gran cantidad de cuencas hidrológicas, sobre todo en las zonas donde las sierras están en contacto directo con el mar y en el Altiplano seco endorreico, pero el número de grandes cuencas que abarcan amplias zonas del país es reducido.





Tabla 3.12 Contaminantes químicos encontrados en el agua

Nombre	Aspecto	Empleo
Acenafteno 1,8-etilennafteno C ₁₂ H ₁₀	Agujas blancas insoluble en agua	Fabricación de colorantes y plásticos, también como insecticida y fungicida
Acroleína CH ₂ =CHCHO	Líquido soluble en agua, alcohol y éter	Obtención de coloides metálicos, plásticos y perfumes
Acrilonitrilo CH ₂ =CHCN	Líquido soluble en agua y miscible con solventes orgánicos	Fabricación del caucho, plásticos y síntesis orgánicas
1,2-dicloroetanodidcloruro de etileno ClCH ₂ CH ₂ Cl	Líquido denso poco soluble en agua y soluble en hidrocarburos	Para fumigar semillas
Difenilhidracina C ₆ H ₅ NH.NHC ₆ H ₅	Poco soluble en agua y soluble en alcohol y éter	Solvente de grasas, ceras y aceites
Cloruro de metilo CH ₃ Cl	Gas incoloro soluble en agua y en alcohol	En refrigeración
Cloruro de metileno o diclorometano CH ₂ Cl ₂	Líquido incoloro, insoluble en agua y soluble en hidrocarburos.	Solvente de resinas, aceites, grasas y ceras
Cloruro de vinilo CH ₂ =CHCl	Gas incoloro	Para obtener resinas
Clordano C ₁₀ H ₆ C ₁₈	Líquido viscoso, insoluble en agua y soluble en hidrocarburos	Poderoso insecticida
Clorobenceno C ₆ H ₅ Cl	Líquido soluble en alcohol, cloroformo, éter y benceno	Como solvente
2-Cloronafteno C ₆ H ₁₁ Cl	Líquido inflamable, miscible con alcoholes, aminas y ácidos grasos	En la preparación del ácido adípico para el nylon
Acenaftileno C ₁₂ H ₂	Cristales insolubles en agua y solubles en alcohol.	
Antraceno C ₁₄ H ₁₀	Hojuelas amarillentas de fluorescencia azul, insoluble en agua y soluble en benceno	Se usa en colorantes
Benzo (a) pireno (3,4 Benzopireno) 1,2-Benzopireno C ₂₀ H ₁₂	Cristales amarillo, pálido, poco soluble en agua y soluble en alcohol y éter	Síntesis orgánica y medicina
Bromuro de metilo CH ₃ Br	Gas poco soluble en agua y soluble en alcohol, cloroformo, éter y disulfuro de carbono	
Bromoformo CHBr ₃	Líquido poco soluble en agua y miscible en alcohol y éter	Combatir la tosferina Anestésico
Benzo (a) Antraceno (1,2 Benzoantraceno) Nafthantraceno. C ₁₈ H ₁₂	Insoluble en agua, soluble en la mayoría de solventes orgánicos	
Diclorobencenos C ₆ H ₄ Cl ₂	Insolubles en agua y solubles en solventes orgánicos	Como insecticidas y en la fabricación de colorantes
Diclorodifluorometano Freón. Cl ₂ CF ₂	Gas incoloro e inodoro, soluble en alcohol y éter	En refrigeración y como extintor de incendios





Dicloruro de propileno o 1,2 dicloropropano $\text{CH}_3\text{CHClCH}_2\text{Cl}$	Líquido incoloro, poco soluble en agua y miscible en alcohol	Solvente del caucho y para extraer grasas
2,4 Dinitrofenol $(\text{NO}_2)_2\text{C}_6\text{H}_3\text{OH}$	Cristales solubles en agua, alcohol y éter	Conservación de madera, indicador de pH y en síntesis de colorantes
Dinitrotoluenos $\text{C}_6\text{H}_3\text{CH}_3(\text{NO}_2)_2$	Soluble en la mayoría de solventes orgánico	En colorantes y en síntesis de diiso-cianato de tolueno
Dibenzo (aH) antraceno 1,2,5,6 Dibenzantraceno $\text{C}_{22}\text{H}_{14}$	Cristaliza en hojuelas plateadas. Insoluble en agua, soluble en benceno	
Tetracloroetanos $\text{C}_2\text{H}_2\text{Cl}_4$	Líquido incoloro, insoluble en agua, soluble en alcohol y éter	Solvente de grasas, aceites, resinas acetato de celulosa y azufre
Dicloroetilenos o Dicloroetanos $\text{CH}_2=\text{CCl}_2$	Insolubles en agua, miscibles en hidrocarburos	Extracción de grasas, solvente del caucho y en síntesis del índigo
Fenol. Ácido carbólico o fénico $\text{C}_6\text{H}_5\text{OH}$	Soluble en agua, forma un sistema difásico	Preparación del ácido pícrico y colorantes azoicos. Desinfectante quirúrgico Produce quemaduras de piel, su antídoto es la esencia de eucalipto o cineol
2-Cloronafteno 1-2 Difenilhidracina $(\text{C}_6\text{H}_5)_2\text{N}-\text{NH}_2$	Cristales amarillos insoluble en agua y soluble en alcohol	
Naftalenos C_{10}H_8	Solubles en solventes orgánicos y solventes clorados	Como colorantes y fluidos de calibración
Fluoranteno $\text{C}_{15}\text{H}_{12}$	Sólido soluble en alcohol y éter, insoluble en agua	Colorantes y plásticos
Etilbenceno. Homólogo de los xilenos. C_8H_{10} $\text{CH}_3\text{CH}_2-\text{C}_6\text{H}_5$	Líquido	Como diluyente y es precursor del estireno
Cloroformo CHCl_3	Líquido poco soluble en agua, miscible con solventes orgánicos y aceites	Como solvente de resinas, grasas, caucho y en extintores de fuego
Tetracloruro de carbono o Tetraclorometano CCl_4	Líquido incoloro poco soluble en agua, soluble en alcohol y éter	Como solvente
Bencidina $\text{C}_{12}\text{H}_{12}\text{N}_2$, $\text{H}_2\text{N}-\text{C}_6\text{H}_4-\text{C}_6\text{H}_4-\text{NH}_2$	Polvo cristalino soluble en agua, alcohol y éter	Fabricación de colorantes
Benceno C_6H_6	Líquido incoloro, inflamable, insoluble en agua	Fabricación de medicamentos, plásticos (estireno), resinas fenólicas, nylon, colorantes (anilina), barnices, lacas y cuero sintético
Tolueno $\text{C}_6\text{H}_5\text{CH}_3$	Líquido refrigerante, inflamable, insoluble en agua y soluble en alcohol y éter	Materia prima de la industria orgánica, de colorantes y explosivos. Solvente orgánico
Toxafeno Canfeno clorado. Mezcla de terpenos $\text{C}_{10}\text{H}_{10}\text{Cl}_8$	Sólido céreo. Soluble en éter	Insecticida agrícola semejante al DDT





En México existen cerca de 42 ríos principales que transcurren en tres vertientes: occidental o del Océano Pacífico, oriental o del Océano Atlántico (Golfo de México y Mar Caribe), y la interior cuyos ríos desembocan en lagunas interiores. En la vertiente del Pacífico destacan las cuencas de los ríos Yaqui, Fuerte, Mezquital, Lerma- Santiago y Balsas; en la costa del Golfo de México destacan las cuencas de los ríos Bravo, Pánuco, Papaloapan, Grijalva y Usumacinta. Destaca la del río Nazas entre las cuencas endorreicas. La mayor parte de la Península de Yucatán carece de drenaje superficial, pues se trata de una extensión de poco relieve y sustrato permeable, por lo que casi toda la circulación de agua es subterránea. Algunas llanuras costeras tienen fuertes deficiencias de drenaje por su escasa pendiente, como el caso de áreas de Baja California, Sonora, Tamaulipas, Nayarit, Tabasco y las partes bajas de las cuencas del Pánuco y del Papaloapan, en Veracruz. Algunas cuencas que recogen aguas de zonas húmedas lejanas son relativamente grandes, como las correspondientes a los ríos Nazas, Aguanaval y Casas Grandes. Otras son de tamaño reducido, como las que en conjunto forman el llamado Bolsón de Mapimí, en Coahuila, Durango y Chihuahua, o el Bolsón del Salado, que abarca los estados de Zacatecas, San Luis Potosí, Nuevo León, Coahuila y Tamaulipas. Debido al régimen climático del país, en casi todos los ríos existe una diferencia notable entre el volumen de agua que llevan en la época de secas y el de lluvia. Esta variación está acentuada por las obras de retención de agua y su uso para irrigación, de tal manera que muchos de los ríos que originalmente eran permanentes, ahora se vuelven intermitentes, por lo menos en algunos tramos de su recorrido. En amplias zonas la deforestación y la erosión del suelo producen un aumento en el escurrimiento superficial y la disminución de la infiltración del agua de lluvia.

En cuanto a lagos y lagunas, la mayor parte de las formaciones naturales son de origen endorreico o están ligadas con los litorales. Las cuencas endorreicas son originadas por la obstrucción del drenaje superficial debido a fenómenos volcánicos o tectónicos o como consecuencia de la aridez, pues los cauces no llevan suficiente agua para que ésta recorra todo el camino hasta el mar. Las lagunas costeras son comunes en zonas donde la planicie mal drenada hace contacto con el mar.

Las lagunas pueden estar formadas por agua dulce, salobre o salada; el contenido de sal varía de una época a otra, y también en función de la apertura temporal o el cierre de la comunicación con otras lagunas y con el mar.

La región más rica en lagos interiores es la que abarca el norte de Michoacán y el centro de Jalisco, donde existe gran cantidad de cuerpos de agua de tamaños, profundidades y estados evolutivos diversos.

La distribución del agua en el país presenta fuertes contrastes. En el sureste, que abarca cerca de 15% del territorio del país, se concentra 42% de los escurrimientos fluviales; mientras que en el altiplano del centro y la parte norte del país, 36% del territorio, se localiza sólo 4% de los escurrimientos. En la superficie de la República Mexicana se registra una precipitación pluvial media al año de 777 mm, lo que equivale a un volumen





aproximado de 1.52 billones de m³, anuales. El escurrimiento en los ríos se estima en 410 mil millones de m³, mientras que el almacenamiento en cuerpos naturales, como lagos y lagunas, se calcula en 14 mil millones de m³.

En el territorio mexicano los ríos se encuentran en tres vertientes: Occidental o del Pacífico, Oriental o del Atlántico (Golfo de México y Mar Caribe) e Interior, en la que los ríos no tienen salida al mar. La vertiente Oriental o del Golfo, está constituida por 46 ríos importantes, entre los que destacan los ríos Usumacinta, Papaloapan, Grijalva, Coatzacoalcos y Pánuco.

Río Bravo.- Tiene una longitud de 2,001 km, nace en las Montañas Rocallosas y tiene la mayor parte de su recorrido en Estados Unidos. A la mitad de su curso forma parte de la frontera entre México y ese país; desemboca en el Golfo de México. En Estados Unidos le llaman Río Grande.

Río Pánuco.- Su longitud es de 600 km, nace con el nombre de Moctezuma en la cuenca oriental de la Meseta de Anáhuac y desemboca en el Golfo, en el puerto de Tampico.

Río Papaloapan.- Su nombre significa "río de las mariposas"; tiene una longitud de 900 km. Nace de la unión del río Tehuacán, que baja de las sierras de Puebla, y del Quiotepec que baja de la Sierra de Ixtlán; pasa por la Sierra Madre Oriental y recibe varios afluentes. Desagua en el Golfo de México a la altura del puerto de Alvarado.

Río Coatzacoalcos.- También se le llama Río del Istmo. Es un río muy caudaloso que se nutre con las aguas provenientes de las montañas del Istmo de Tehuantepec. Nace en la Sierra Atravesada y desemboca en el puerto de Coatzacoalcos.

Río Tonalá.- Es el límite natural entre los estados de Veracruz y Tabasco, tiene 325 km de longitud.

Ríos Grijalva y Usumacinta.- El primero nace en Tabasco y el otro en Guatemala. Los dos riegan las llanuras de Tabasco, que son las más bajas del país, juntos tienen una longitud de 600 km. En su cauce se han construido las plantas hidroeléctricas más importantes del país. El Usumacinta se divide en tres corrientes al desembocar, pero conserva su nombre; también sirve de frontera en su curso medio entre México y Guatemala.





En la vertiente Occidental o del Pacífico existen alrededor de 100 ríos, entre los que destacan, por su caudal, los ríos Balsas, Lerma-Santiago y Verde.

Río Balsas.- Tiene una longitud de 771 km. En este río se encuentran importantes plantas generadoras de electricidad como la central de Infiernillo. Su cuenca forma una depresión, del mismo nombre, y desemboca en el Océano Pacífico con el nombre de río Zacalutla.

Río Lerma.- Es el río más largo de México con 965 km de longitud. Se origina al pie del Nevado de Toluca y en su cuenca se ubica la porción más poblada del país. Sus aguas sirven para el riego y la generación de electricidad. Desagua en el Lago de Chapala, donde se origina el río Santiago que desemboca en el Océano Pacífico, cerca del puerto de San Blas.

Río Mayo.- Se forma con las corrientes que se desplazan por barrancas hasta las sierras profundas del estado de Chihuahua donde recibe el nombre de Moris, y desciende hacia Sonora, donde se le une el río Cedros, cuyas aguas alimentan la presa Mocúzari, antes de bajar al valle. A un lado del río está la ciudad de Álamos, conocida por sus famosas minas de plata. El Mayo desemboca en el golfo de California, cerca de Tabaré.

Río Yaqui.- Cuenta con 554 km de longitud, baja de la Sierra Madre Occidental y serpentea hasta desembocar cerca del puerto de Guaymas. Este río se aprovecha para regar extensos terrenos que forman el valle del Yaqui, de 450 mil hectáreas.

Río Colorado.- Nace en las Rocallosas y la mayor parte de su recorrido es en los Estados Unidos, cuenta con 2,730 km de longitud. En su curso bajo sirve como límite fronterizo entre los dos países. En territorio nacional, pasa por los estados de Baja California y Sonora para desembocar en el Golfo de California.

La vertiente Interior está formada por grandes cuencas cerradas. El sistema más importante es el del río Nazas-Aguanaval.

Río Nazas.- Se localiza en el estado de Durango y su caudal se aprovecha en su totalidad. Para mejorar el sistema de riego se construyeron dos presas que almacenan sus aguas; Lázaro Cárdenas y Francisco Zarco. Este río tiene 560 km de longitud y desemboca en la laguna de Mayrán.





Río Aguanaval.- Es el río más importante de la cuenca interior o endorreica. Lo forman tres vertientes que son los ríos Chico, Lazos y Trujillo. Este río cruza por la zona semidesértica hasta penetrar en Durango y, finalmente, deposita sus aguas en la laguna de Viesca, en Coahuila. Cuenta con 500 km de longitud.

Río del Carmen.- En su nacimiento es conocido como Santa Clara. Antes desembocaba en la laguna de patos, pero fue represado junto con otros ríos. Su longitud es de 250 kilómetros.

Los cuerpos receptores del agua residual de la ciudad de Zacapu son el río Angulo (o Dren Principal) y el Dren Cuate (derecho); el primero se origina en la laguna de Zacapu y después de cruzar gran parte de la unidad de riego se une al río La Patera, que finalmente descarga al río Lerma. Los Drenes Cuates izquierdo y derecho se originan como tales en la zona oriente de la localidad, a la altura de la estación del ferrocarril. El Dren cuate derecho principia en la zona sur de la ciudad en donde se le conoce como canal de aguas negras dado que en esta parte se utiliza como colector, en la zona sureste recibe aguas superficiales del pantano en que se tienen los afloramientos del manantial Ojo de Agua; finalmente los Drenes Cuates descargan al Dren Naranja que a su vez se incorpora al Dren Principal de Zacapu (o río Angulo). Al río se descarga un caudal medio de agua residual de 75.12 l/s y al Dren Cuate se vierten 35.42 l/s.

Por el río Angulo escurre un gasto medio anual de 7.013 m³/s, los manantiales que se encuentran en un radio de 12 km al este de la ciudad y aun en el área urbana (la Zarcita y La Angostura) producen un caudal medio de 5.522 m³/s, el resto de las fuentes que se utilizan en la unidad de riego (río La Patera) se sitúan en la parte más alejada de la ciudad.

La mayor parte del agua residual de la ciudad se desaloja a través del emisor marginal derecho del río Angulo, que descarga al mismo río en la zona en donde termina el área urbana e inicia la zona de riego. El agua residual se vierte sin ningún tipo de tratamiento, si bien, hasta cierto punto diluida puesto que en algunas zonas de la ciudad el nivel freático se localiza a 40 cm y las alcantarillas drenan parte del agua freática. Durante 1993 cuando se construyó el colector sur, las zanjas excavadas se llenaban de agua y aún sin tener conexiones, por las tuberías se tenían escurrimientos. Esta situación se presenta en el área sureste, en la zona del pantano y se aliviará una vez que se drene esta área, de acuerdo a los planes de la anterior administración municipal.

El sistema de alcantarillado se basa en los colectores norte y sur-este que de hecho rodean la ciudad, estos colectores se unen en la zona noreste y originan el emisor marginal, los colectores y el emisor se forman con tuberías de concreto que van de 38 a 61 cm de diámetro. Sin embargo en la parte sur se tiene un canal a cielo abierto que se utiliza como colector. En las áreas en donde se carece del sistema de alcantarillado se tienen letrinas, fosas sépticas y algunos escurrimientos de agua de lavado se dan por la calle.





La unidad de riego Ciénaga de Zacapu en donde impacta el agua residual es extensa, comprende 11,051 ha, se integra con 37 ejidos que se localizan en los municipios de Villa Jiménez, Coeneo y Zacapu.

Generalmente, se tienen sembradas 10,133 ha con maíz para el ciclo otoño-invierno, además de lenteja en una extensión de 1,023 ha en la zona de Copándaro que incluye parte de los ejidos de Villa Jiménez y Tariácuri.

La comercialización de estos productos se realiza a nivel nacional, básicamente a través de ASTECA y de comerciantes locales. En general estos productos no se consumen crudos.

En la unidad de riego no se siembran otros tipos de cultivos. En la rivera del lago de Zacapu, en la zona que se le ha ganado al vaso, se siembran hortalizas que se comercializan localmente. Además algunos pequeños propietarios cultivan alfalfa y forrajes en pequeña escala.

Actualmente la laguna de Zacapu no recibe ninguna aportación de agua residual, si bien pudieran existir clandestinamente. El problema del lago consiste en que gradualmente está siendo invadido el vaso ya que no está delimitada su zona federal. Actualmente el municipio realiza las gestiones necesarias para que sea considerado zona de reserva ecológica y se detenga la invasión, que eventualmente lo reducirá a una mínima extensión.

La unidad de riego se abastece de corrientes de agua naturales como los ríos Angulo y La Patera y distintos manantiales que se localizan en diversos sitios dentro de la unidad, además se tienen pozos profundos que se utilizan eventualmente cuando la producción de las otras fuentes disminuye. Adicionalmente, durante el período de lluvias en la zona de Villa Jiménez y Cópandaro parte de las lluvias se captan y se almacenan en cajas, (grandes cisternas de mampostería) que se abren cuando se precisa regar. Es evidente que la unidad de riego recibe y dispone del agua residual que se genera en las localidades cuyos ejidos forman parte de la misma, entre éstas la más importante es Zacapu.

3.8. DICTAMEN TÉCNICO

La ciudad de Zacapu cuenta actualmente con una población cuyas ocupaciones básicas son la agricultura, el comercio y los servicios, las actividades industriales también son importantes sin embargo la mayor parte se desarrollan en Celanese Mexicana, de tal forma que el agua residual que se produce no tiene mayor influencia en el total de agua residual generada.

Los servicios de agua potable y alcantarillado los proporciona el SAPAZ y 5 sistemas independientes menores, que cubre el 97% y el 93% de la población respectivamente, la





mayor parte de los elementos de los sistemas son antiguos, en particular la red de agua potable experimenta algunos problemas serios.

Entre los años de 1990 y 1991 se realizaron proyectos ejecutivos de los sistemas de agua potable y alcantarillado con la finalidad superar la problemática existente. Posteriormente entre 1992 y 1993 se construyeron los colectores (norte y sur-este) de proyecto, aunque faltó la red de atarjeas, situación que prevalece actualmente.

De igual forma faltó construir la conexión de las descargas de la Unidad Infonavit y del colector Juárez al colector sur-este, que serían obras mínimas. Por otra parte la utilización del canal de aguas negras (a cielo abierto) como colector representa un riesgo para las personas que habitan las áreas por las que cruza, esto se podría evitar construyendo la red de atarjeas de la zona próxima al canal.

El sistema de agua potable ha sufrido modificaciones mínimas ya que han sido escasas las obras de proyecto que se han construido. En las redes, principalmente en la zona centro se presenta una gran cantidad de fugas que alcanzan del orden del 69.96% del caudal suministrado, esta situación es grave, por lo que deberían construirse a la brevedad las obras de proyecto.

Dada las actividades productivas que se verifican en la ciudad se estima que el agua residual que se genera es típicamente doméstica de concentración entre media y débil, de tal forma que no se tendría ningún problema para implementar un tipo de tratamiento biológico a base de lagunas de estabilización.

Será importante que se realicen las obras de proyecto del sistema de agua potable para alcanzar dotaciones y aportaciones más acordes a los valores promedio típicos, a partir de la rehabilitación del sistema de agua potable los gastos de agua residual que se tendrían en los años 2002, 2007, 2012 y 2017, serían 97.97, 104.97, 112.02, y 119.11 l/s respectivamente, ver tabla 3.10.

El valor promedio de la dotación para localidades del tipo y características de Zacapu fluctúa entre 250 y 200 l/hab/d, lo cual contrasta con la dotación real de Zacapu que es de 418.00 l/hab/d, este valor se explica por lo cuantioso de las fugas del sistema.



CAPÍTULO 4

BASES DE DISEÑO HIDRÁULICO



4. BASES DE DISEÑO HIDRÁULICO

A medida que una ciudad progresa, crece y se densifica, el volumen de agua residual que produce es mayor y su calidad se vuelve más nociva, por lo que interesa conocer esta calidad para facilitar la eliminación de aquellos constituyentes que puedan causar dificultades en su disposición o eliminación. Existen distintas clases de agua residual las cuales se clasifican de acuerdo a su uso en domésticas, industriales, etc., y que llevan en su seno toda clase de materia de desecho que a derivado de esos usos, sea en solución o suspensión.

La calidad del agua residual se determina mediante distintos métodos de análisis, que se agrupan en: métodos físicos, químicos y biológicos. Para poder realizar el análisis del agua se requiere de una serie de muestras representativas de las diferentes descargas, pero se presenta el problema de la obtención de la muestra, ya que el agua que escurre en la tubería o canal no es constante y tienen lugar cambios en la calidad porque el caudal varía constantemente, como por su posición, pues en la superficie hay una gran proporción de sólidos en sedimentación y en un punto intermedio, es demasiado reducida la proporción, tanto de materiales flotantes como de sedimentables. También la calidad por la mañana es diferente de la calidad por la tarde, por lo tanto es difícil recoger una muestra que pueda considerarse ideal o representativa.

Para evitar interpretaciones erróneas basadas en muestras al azar, debe tomarse una muestra compuesta, tal muestra estará formada por una mezcla de muestras parciales tomadas en diferentes momentos, las que se toman a intervalos regulares de tiempo en los puntos elegidos para el muestreo.

Como la calidad del agua residual puede alterarse durante las horas que dura la formación de la muestra compuesta, es necesario conservar las muestras parciales en un lugar refrigerado o agregarles alguna solución para inhibir los procesos biológicos que en otro caso, se reproducirán, procurando que las soluciones empleadas no afecten los resultados del análisis.

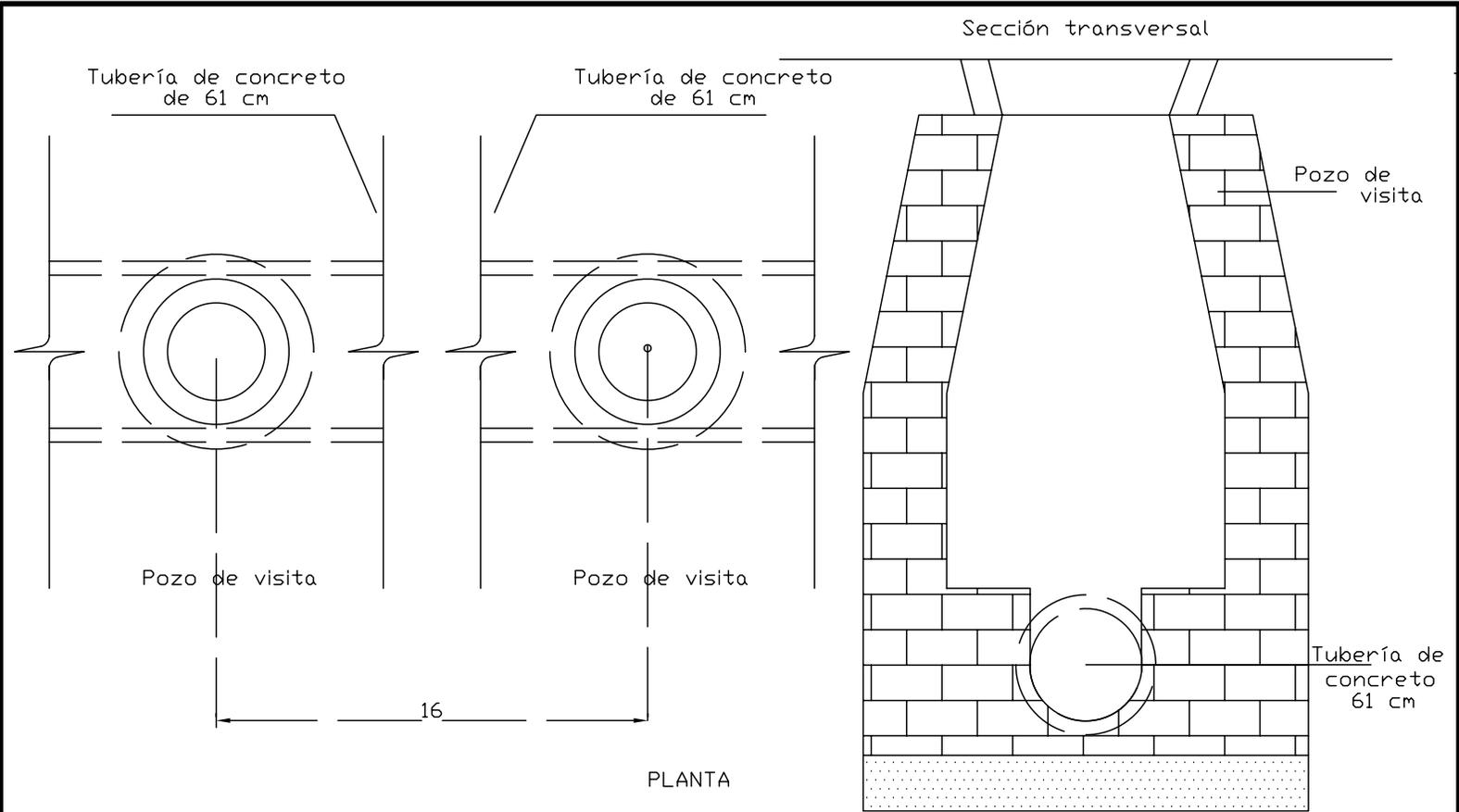
Por lo anterior, se debe de tener presente que los datos recolectados deben ser representativos, reproducibles, sustentables y útiles; por lo tanto para el Estudio de Caso se aplicó como se indica en forma siguiente.

4.1. GASTO DE DISEÑO

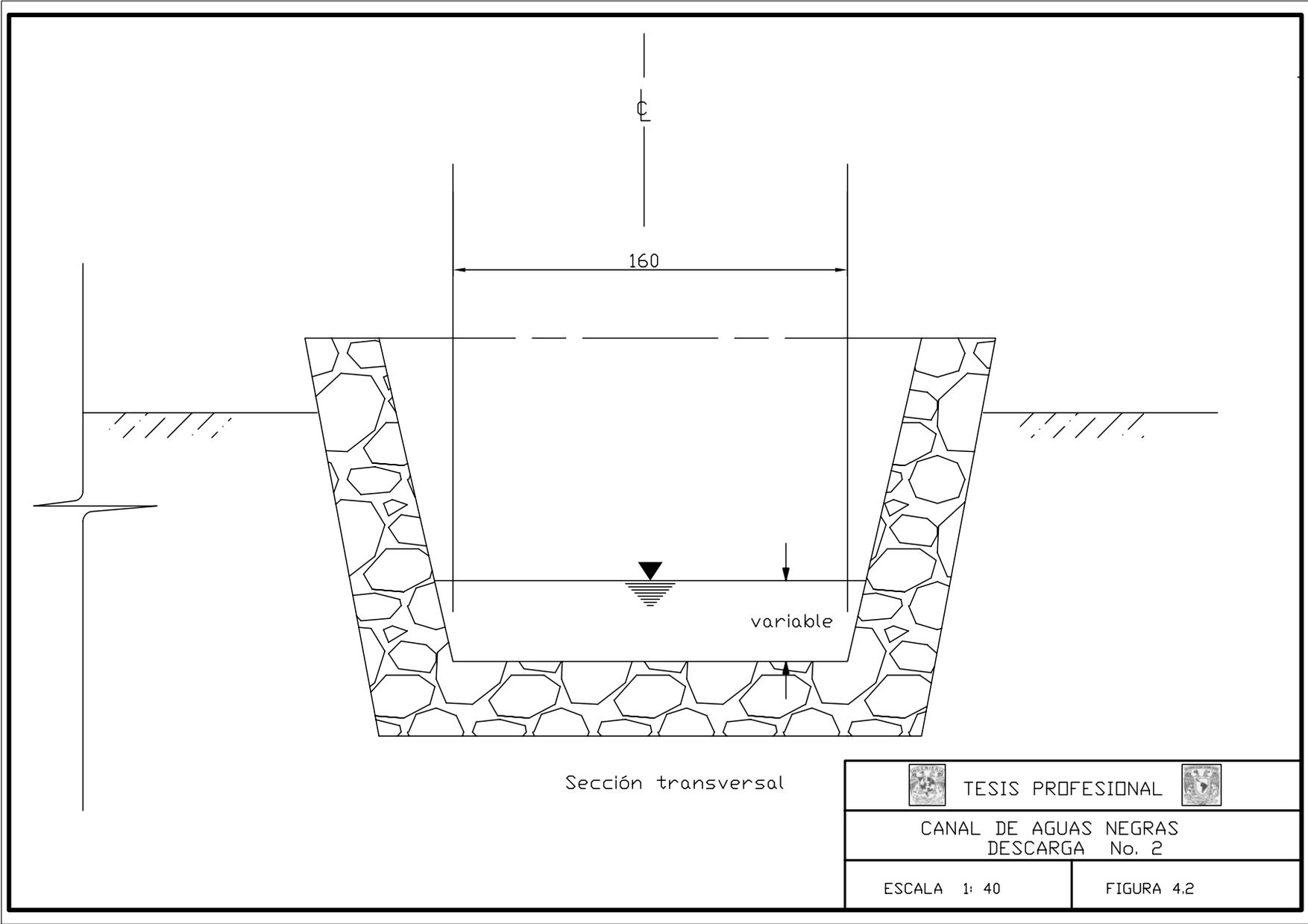
Para verificar la caracterización de las aguas residuales se eligieron 2 sitios de monitoreo, el primero en el pozo de visita del Colector Norte (descarga 1) que se sitúa a 100 m aguas abajo de la incorporación del colector Altamirano, el segundo en el Canal de Aguas Negras (descarga 2) que se localiza en la zona sur. Adicionalmente se midió el gasto de la descarga de la colonia Infonavit.

En las figuras 4.1 y 4.2 se presentan las características de los sitios de aforo, su sección y dimensiones.





 TESIS PROFESIONAL 
COLECTOR NORTE DESCARGA No. 1
FIGURA 4.1



Sección transversal

TESIS PROFESIONAL	
CANAL DE AGUAS NEGRAS DESCARGA No. 2	
ESCALA 1: 40	FIGURA 4.2



Los sitios de aforo se localizaron en los colectores de mayor cobertura que se tienen en la ciudad, en la figura 3.8 se indican los puntos de monitoreo.

Los gastos se midieron cada 4 horas, durante 7 días consecutivos, del 26 agosto al 1 de septiembre de 1996. En la tabla 4.1 se presenta el programa de trabajo verificado.

Tabla 4.1 Programa de aforos

Programa de aforos							
Descarga	Lunes 26	Martes 27	Miércoles 28	Jueves 29	Viernes 30	Sábado 31	Domingo 1
Descarga 1							
Descarga 2							

En la descarga 1 (Colector Norte) se trabajó diariamente de acuerdo al siguiente horario: 10:00, 14:00, 18:00, 22:00. 02:00 y 06:00 hrs; en la descarga 2 se trabajaba media hora después.

MÉTODO DE AFORO

Dadas las características de los sitios, los gastos se midieron empleando los procedimientos: relación de elementos hidráulicos y sección-velocidad

En el Colector Norte (descarga 1) se utilizó el método de Manning (relación de elementos hidráulicos), que relaciona la sección del ducto parcialmente lleno y la velocidad del flujo. La velocidad se midió a partir del tiempo que un flotador tarda en recorrer una distancia de 16 m entre 2 pozos de visita, la sección del tubo parcialmente lleno se calculó a partir del diámetro de la tubería y del tirante del agua.

En la descarga 2 (canal de aguas negras) se utilizó el método sección-velocidad. La velocidad de flujo se determinó en una distancia de 5 m utilizando flotadores. La sección se obtuvo considerando las características del canal y el tirante de agua.

El gasto de la colonia Infonavit se midió volumétricamente utilizando un cubo graduado de 10 litros y cronómetro.

En la tabla 4.2 se presentan los caudales medios determinados en cada una de las descargas durante el periodo de aforo.

SELECCIÓN, MODULACIÓN Y PROYECCIÓN DEL GASTO DE DISEÑO.

Dada la magnitud de la población de la ciudad de Zacapu y tomando en cuenta las tendencias que se deberán seguir en el suministro de agua potable en el futuro, se calculó un gasto de proyecto al año 2017 de 119.11 l/s para una población de 66,163 hab (ver tabla





3.10). Este gasto resulta acorde al proyectado en otras localidades de población y características similares a Zacapu.

De las tablas 4.4 a la 4.21 se presentan los caudales determinados en cada una de las horas de aforo aplicando la metodología de cálculo referida en el método de aforo.

Dado que la planta de tratamiento inició su operación en 1997 los caudales proyectados a cada 5 años son los presentados en tabla 4.3.

Tabla 4.2 Caudales promedio, medidos diariamente

Descarga	Caudal en l/s							Promedio
	26/08	27/08	28/08	29/08	30/08	31/08	1/09	
Colector Norte	43.483	40.89	61.09	55.62	58.87	49.13	43.53	50.37
Canal de aguas negras	30.02	33.23	27.84	28.41	23.29	21.64	17.16	25.94
Colonia Infonavit	4.142	5.126	5.319	5.319	(*)	(*)	(*)	4.98
Total								81.29

(*) No se cuenta con información

Tabla 4.3 Proyección de gastos 1997 – 2017

Año	1997	2002	2007	2012	2017
Caudal l/s	115.15 (*)	98.0	105.0	112.0	119.11

(*) Este valor es mayor dadas las consideraciones del capítulo 3.4

Si consideramos como gasto de saturación de primera etapa el caudal del año 2002 (98 l/s), es conveniente construir 2 módulos de 60 l/s, iniciando con los 2, de tal forma que en el año 2002 estén trabajando al 81.67%, lo que es tolerable.

De acuerdo al caudal medido de 81.29 l/s, que es aproximadamente el 70.59% del gasto de aguas residuales producido, en el año de 1997 se generaron 115.15 l/s, por ello fue conveniente construir la planta con 2 módulos de 60 l/s cada uno, en estas condiciones la planta estuvo trabajando al 95.06% de su capacidad, lo que permitió absorber las variaciones de caudal mientras se regularizó la dotación y consecuentemente la aportación de agua residual. Es recomendable que se construyan las conexiones de los colectores que descargan al canal de aguas negras y que se encause éste para que se lleve a la planta el total del caudal de agua residual generada.

Además, estando integrada la planta con 2 módulos, se tendrá flexibilidad para dar mantenimiento, operando un módulo y atendiendo el otro.





Tabla 4.4 Cálculo de gasto colector norte (lunes 26/agosto/1996)

Hora de Medición	Diám. D m	Diám. D2 m	Área A m ²	Tirante d m	Relación d/D	Relación a/A (Gráfica)	Área a m ²	Velocidad v m/s	Gasto q l/s
10:00	0.61	0.372	0.292	0.245	0.402	0.375	0.1096	0.444	48.659
14:00	0.61	0.372	0.292	0.255	0.418	0.390	0.1140	0.368	41.943
18:00	0.61	0.372	0.292	0.380	0.623	0.650	0.1900	0.344	65.346
22:00	0.61	0.372	0.292	0.220	0.361	0.337	0.0985	0.436	42.940
02:00	0.61	0.372	0.292	0.195	0.320	0.298	0.0871	0.402	35.010
06:00	0.61	0.372	0.292	0.165	0.270	0.227	0.0663	0.407	27.000
PROMEDIO									43.483

Tabla 4.5 Cálculo de gasto colector norte (martes 27/agosto/1996)

Hora de Medición	Diám. D m	Diám. D2 m	Área A m ²	Tirante d m	Relación d/D	Relación a/A (Gráfica)	Área a m ²	Velocidad v m/s	Gasto q l/s
10:00	0.61	0.372	0.292	0.37	0.607	0.633	0.1850	0.365	67.522
14:00	0.61	0.372	0.292	0.445	0.730	0.780	0.2280	0.261	59.496
18:00	LLUVIA INTENSA								
22:00	0.61	0.372	0.292	0.470	0.770	0.827	0.2417	0.354	85.558
02:00	0.61	0.372	0.292	0.150	0.246	0.176	0.0514	0.354	18.208
06:00	0.61	0.372	0.292	0.140	0.230	0.164	0.0479	0.382	18.309
PROMEDIO									49.818

Tabla 4.6 Cálculo de gasto colector norte (miércoles 28/agosto/1996)

Hora de Medición	Diám. D m	Diám. D2 m	Área A m ²	Tirante d m	Relación d/D	Relación a/A (Gráfica)	Área a m ²	Velocidad v m/s	Gasto q l/s
10:00	0.61	0.372	0.292	0.405	0.664	0.710	0.2075	0.328	68.058
14:00	0.61	0.372	0.292	0.590	0.967	0.968	0.2829	0.317	89.678
18:00	0.61	0.372	0.292	0.490	0.803	0.862	0.2529	0.333	83.888
22:00	0.61	0.372	0.292	0.245	0.402	0.375	0.1096	0.420	46.029
02:00	0.61	0.372	0.292	0.370	0.607	0.510	0.1490	0.355	52.911
06:00	0.61	0.372	0.292	0.160	0.262	0.220	0.0643	0.404	25.975
PROMEDIO									61.090

Tabla 4.7 Cálculo de gasto colector norte (jueves 29/agosto/1996)

Hora de Medición	Diám. D m	Diám. D2 m	Área A m ²	Tirante d m	Relación d/D	Relación a/A (Gráfica)	Área a m ²	Velocidad v m/s	Gasto q l/s
10:00	0.61	0.372	0.292	0.43	0.705	0.704	0.2204	0.432	95.193
14:00	0.61	0.372	0.292	0.470	0.770	0.827	0.2417	0.322	77.824
18:00	0.61	0.372	0.292	0.400	0.656	0.701	0.2049	0.321	65.762
22:00	0.61	0.372	0.292	0.325	0.533	0.533	0.1558	0.381	59.347
02:00	0.61	0.372	0.292	0.135	0.221	0.158	0.0462	0.402	18.562
06:00	0.61	0.372	0.292	0.135	0.221	0.158	0.0462	0.369	17.039
PROMEDIO									55.621




Tabla 4.8 Cálculo de gasto colector norte (viernes 30/agosto/1996)

Hora de Medición	Diám. D m	Diám. D2 m	Área A m ²	Tirante d m	Relación d/D	Relación a/A (Gráfica)	Área a m ²	Velocidad v m/s	Gasto q l/s
10:00	0.61	0.372	0.292	0.41	0.672	0.719	0.2101	0.364	76.486
14:00	0.61	0.372	0.292	0.400	0.656	0.701	0.2049	0.372	76.210
18:00	0.61	0.372	0.292	0.370	0.607	0.633	0.1850	0.351	64.932
22:00	0.61	0.372	0.292	LLUVIA					
02:00	0.61	0.372	0.292	0.300	0.492	0.492	0.1438	0.377	54.207
06:00	0.61	0.372	0.292	0.150	0.246	0.176	0.0514	0.438	22.529
PROMEDIO									58.873

Tabla 4.9 Cálculo de gasto colector norte (sábado 31/agosto/1996)

Hora de Medición	Diám. D m	Diám. D2 m	Área A m ²	Tirante d m	Relación d/D	Relación a/A (Gráfica)	Área a m ²	Velocidad v m/s	Gasto q l/s
10:00	0.61	0.372	0.292	0.460	0.754	0.809	0.2364	0.276	65.254
14:00	0.61	0.372	0.292	0.600	0.984	0.984	0.2876	0.260	74.768
18:00	0.61	0.372	0.292	0.450	0.738	0.789	0.2306	0.309	71.250
22:00	0.61	0.372	0.292	0.230	0.377	0.352	0.1029	0.448	46.086
02:00	0.61	0.372	0.292	0.140	0.230	0.164	0.0479	0.406	19.459
06:00	0.61	0.372	0.292	0.135	0.221	0.158	0.0462	0.389	17.962
PROMEDIO									49.130

Tabla 4.10 Cálculo de gasto colector norte (domingo 1/septiembre/1996)

Hora de Medición	Diám. D m	Diám. D2 m	Área A m ²	Tirante d m	Relación d/D	Relación a/A (Gráfica)	Área a m ²	Velocidad v m/s	Gasto q l/s
10:00	0.61	0.372	0.292	0.350	0.574	0.599	0.1751	0.369	64.596
14:00	0.61	0.372	0.292	0.430	0.705	0.754	0.2204	0.318	70.073
18:00	0.61	0.372	0.292	0.330	0.541	0.541	0.1581	0.387	61.187
22:00	0.61	0.372	0.292	0.155	0.254	0.214	0.0625	0.416	26.017
02:00	0.61	0.372	0.292	0.135	0.221	0.158	0.0462	0.407	18.793
06:00	0.61	0.372	0.292	0.140	0.230	0.164	0.0479	0.428	20.513
PROMEDIO									43.530





Grafica 4.1 Gasto Horario del Colector Norte

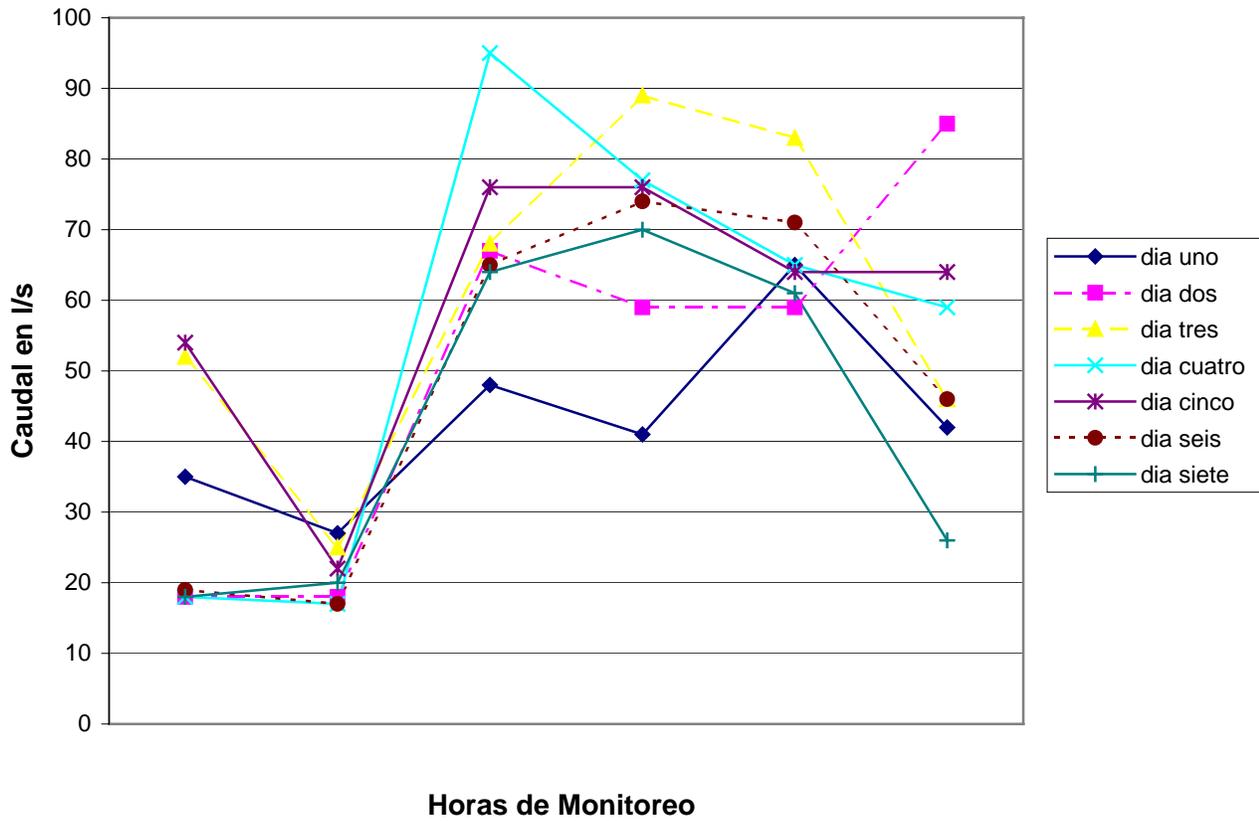




Tabla 4.11 Cálculo de gasto canal de aguas negras (lunes 26/agosto/1996)

Hora de Medición	Ancho m	Tirante m	Área m ²	Distancia m	Tiempo seg	Velocidad V m/s	Gasto Q l/s
10:00	1.6	0.195	0.312	5.00	35.74	0.119	37.101
14:00	1.6	0.149	0.238	5.00	46.60	0.091	21.742
18:00	1.6	0.295	0.472	5.00	50.22	0.085	39.944
22:00	1.6	0.300	0.480	5.00	62.88	0.068	32.443
02:00	1.6	0.250	0.400	5.00	80.90	0.053	21.014
06:00	1.6	0.250	0.400	5.00	61.62	0.070	27.860
PROMEDIO							30.017

Tabla 4.12 Cálculo de gasto canal de aguas negras (martes 27/agosto/1996)

Hora de Medición	Ancho m	Tirante m	Área m ²	Distancia m	Tiempo seg	Velocidad V m/s	Gasto Q l/s
10:00	1.6	0.28	0.448	5.00	56.13	0.089	39.907
14:00	1.6	0.300	0.480	5.00	60.98	0.082	39.357
18:00	LLUVIA INTENSA						
22:00	1.6	0.300	0.480	5.00	51.81	0.082	39.375
02:00	1.6	0.280	0.448	5.00	63.97	0.066	29.764
06:00	1.6	0.150	0.240	5.00	57.50	0.074	17.739
PROMEDIO							33.228

Tabla 4.13 Cálculo de gasto canal de aguas negras (miércoles 28/agosto/1996)

Hora de Medición	Ancho m	Tirante m	Área m ²	Distancia m	Tiempo seg	Velocidad V m/s	Gasto Q l/s
10:00	1.6	0.16	0.256	5.00	41.63	0.102	26.135
14:00	1.6	0.135	0.216	5.00	32.90	0.129	27.903
18:00	1.6	0.160	0.256	5.00	36.25	0.117	30.014
22:00	1.6	0.150	0.240	5.00	34.88	0.122	29.243
02:00	1.6	0.150	0.240	5.00	35.65	0.119	28.612
06:00	1.6	0.140	0.224	5.00	37.89	0.112	25.125
PROMEDIO							27.839

Tabla 4.14 Cálculo de gasto canal de aguas negras (jueves 29/agosto/1996)

Hora de Medición	Ancho m	Tirante m	Área m ²	Distancia m	Tiempo seg	Velocidad V m/s	Gasto Q l/s
10:00	1.6	0.14	0.224	5.00	32.98	0.129	28.866
14:00	1.6	0.160	0.256	5.00	30.90	0.138	35.210
18:00	1.6	0.160	0.256	5.00	29.39	0.145	37.019
22:00	1.6	0.170	0.272	5.00	35.52	0.120	32.545
02:00	1.6	0.150	0.240	5.00	56.43	0.075	18.075
06:00	1.6	0.150	0.240	5.00	54.41	0.078	18.747
PROMEDIO							28.410




Tabla 4.15 Cálculo de gasto canal de aguas negras (viernes 30/agosto/1996)

Hora de Medición	Ancho m	Tirante m	Área m ²	Distancia m	Tiempo seg	Velocidad V m/s	Gasto Q l/s
10:00	1.6	0.17	0.272	5.00	43.46	0.098	26.599
14:00	1.6	0.170	0.272	5.00	48.08	0.088	24.043
18:00	1.6	0.170	0.272	5.00	53.01	0.080	21.807
22:00	1.6	LLUVIA					
02:00	1.6	0.160	0.256	5.00	39.88	0.107	27.282
06:00	1.6	0.150	0.240	5.00	61.08	0.070	16.699
PROMEDIO							23.286

Tabla 4.16 Cálculo de gasto canal de aguas negras (sábado 31/agosto/1996)

Hora de Medición	Ancho m	Tirante m	Área m ²	Distancia m	Tiempo seg	Velocidad V m/s	Gasto Q l/s
10:00	1.6	0.160	0.256	5.00	47.97	0.089	22.681
14:00	1.6	0.170	0.272	5.00	34.69	0.123	33.324
18:00	1.6	0.160	0.256	5.00	50.34	0.084	21.613
22:00	1.6	0.150	0.240	5.00	51.73	0.082	19.718
02:00	1.6	0.145	0.232	5.00	62.30	0.068	15.826
06:00	1.6	0.145	0.232	5.00	59.04	0.072	16.701
PROMEDIO							21.644

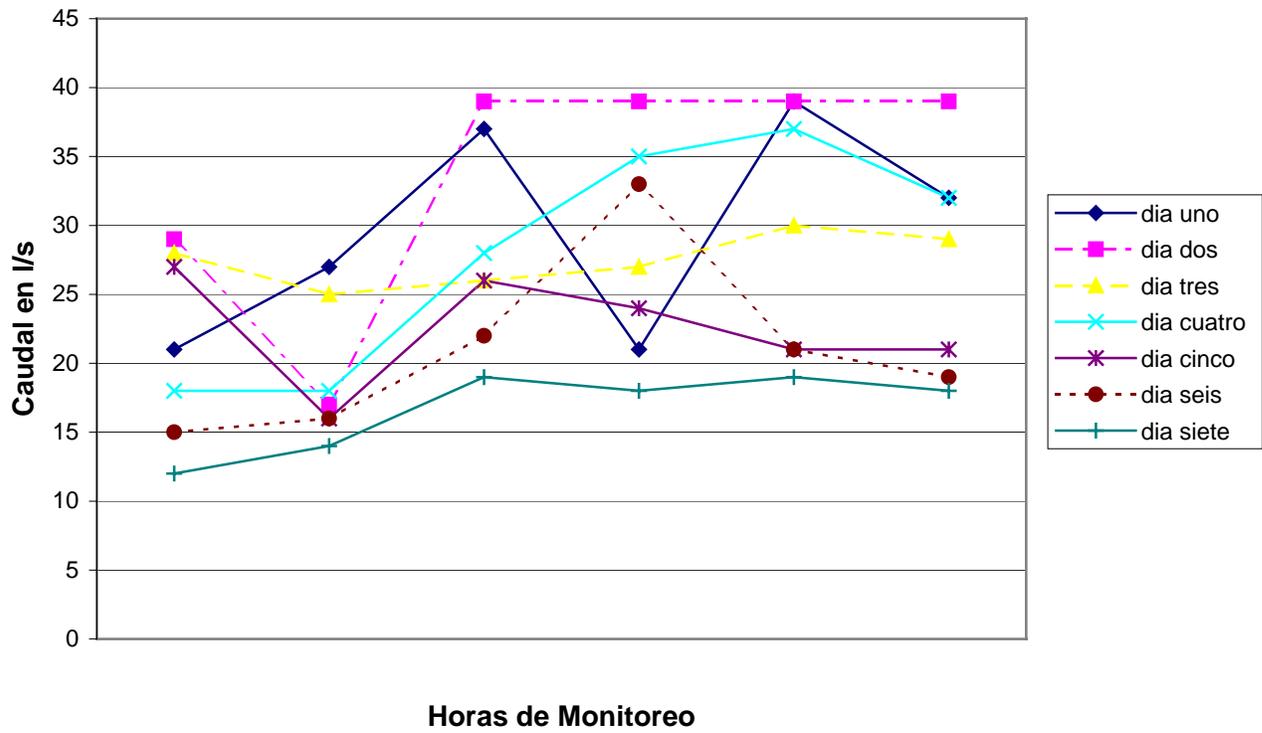
Tabla 4.17 Cálculo de gasto canal de aguas negras (domingo 1/septiembre/1996)

Hora de Medición	Ancho m	Tirante m	Área m ²	Distancia m	Tiempo seg	Velocidad V m/s	Gasto Q l/s
10:00	1.6	0.150	0.240	5.00	51.70	0.082	19.729
14:00	1.6	0.150	0.240	5.00	55.96	0.076	18.227
18:00	1.6	0.150	0.240	5.00	51.78	0.082	19.699
22:00	1.6	0.150	0.240	5.00	55.90	0.076	18.247
02:00	1.6	0.140	0.224	5.00	75.31	0.056	12.641
06:00	1.6	0.150	0.240	5.00	70.78	0.060	14.411
PROMEDIO							17.159





Gráfica 4.2 Gasto Horario Canal de Aguas Negras



**Tabla 4.18 Cálculo de gasto colector infonavit (lunes 26/agosto/1996)**

Hora de Medición	V Volumen Colectado l	T Tiempo de Llenado s	Q Gasto l / s	Q Gasto Promedio l / s
10:00	6.00	1.60	3.750	
14:00	7.00	1.64	4.268	
18:00	8.00	1.88	4.255	
22:00	6.00	1.27	4.724	
02:00	7.00	1.72	4.070	
06:00	7.00	1.85	3.784	4.142

Tabla 4.19 Cálculo de gasto colector infonavit (martes 27/agosto/1996)

Hora de Medición	V Volumen Colectado l	T Tiempo de Llenado s	Q Gasto l / s	Q Gasto Promedio l / s
10:00	8.00	1.40	5.714	
14:00	7.50	1.43	5.245	
18:00	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	
22:00	8.00	1.81	4.420	5.126

Tabla 4.20 Cálculo de gasto colector infonavit (miércoles 28/agosto/1996)

Hora de Medición	V Volumen Colectado l	T Tiempo de Llenado s	Q Gasto l / s	Q Gasto Promedio l / s
14:00	9.00	1.220	7.377	
18:00	8.00	1.680	4.762	
22:00	7.75	1.700	4.559	
04:00	7.60	1.660	4.578	5.319

Tabla 4.21 Cálculo de gasto colector infonavit (jueves 29/agosto/1996)

Hora de Medición	V Volumen Colectado l	T Tiempo de Llenado s	Q Gasto l / s	Q Gasto Promedio l / s
10:00	8.50	1.620	5.247	
14:00	8.50	1.630	5.215	
18:00	8.50	1.650	5.152	
22:00	6.50	1.140	5.702	5.329





4.2. CARACTERIZACIÓN DEL AGUA RESIDUAL

Como ya se menciona al inicio de este capítulo, para determinar los parámetros básicos de la calidad del agua residual existen distintos métodos de análisis, que se agrupan en: físicos, químicos y biológicos.

ANÁLISIS FÍSICOS

Temperatura: La temperatura normal del agua residual es ligeramente mayor que la del agua de abastecimiento a causa del calor agregado durante su utilización, es útil la observación de dicha temperatura porque puede indicar los antecedentes del agua residual, es decir, temperaturas superiores a la normal, indican residuos industriales; temperaturas inferiores a las normales indican incorporación de agua subterránea o superficial.

El color y el olor son otras dos determinaciones físicas que se realizan en el lugar y que al igual que la temperatura, indican la calidad del agua residual, así, si el color del agua es negro o muy oscuro y su olor es picante como el ácido sulfhídrico, puede indicar que el agua residual está alterada o es séptica. Cuando el agua residual es de tipo doméstico presenta un color gris y es prácticamente inodora. Otros colores y olores indican la presencia de desechos industriales característicos.

ANÁLISIS QUÍMICOS

Un análisis químico del agua residual proporciona datos útiles y específicos con respecto a su estado de descomposición y contaminación, lo cual es útil para regular el funcionamiento de la planta de tratamiento. Sin embargo, al hacer el análisis químico del agua residual, solo se determinan aquellos compuestos químicos, radicales, elementos, densidades, etc. que pueden indicar características de contaminación específica.

Sólidos Totales: Un índice del grado de concentración del agua residual lo representan los sólidos totales, los cuales se determinan por peso después de evaporar un cierto volumen de esta agua. Los sólidos totales están compuestos por sólidos en suspensión y sólidos en dilución, dividiéndose cada uno a su vez en sólidos volátiles y sólidos fijos.

Los sólidos fijos, son material que queda al incinerar los sólidos totales a una temperatura de hasta 550 °C. Los sólidos volátiles son el material que se obtiene por diferencia de pesos entre los sólidos totales y los sólidos fijos, esta porción volátil representa materia orgánica y es la que tiene más significado porque es la parte del agua residual que puede entrar en putrefacción y son los más difíciles de eliminar.

Los sólidos sedimentables son, como su nombre lo indica, un parámetro directo de los materiales que se pueden separar por simple sedimentación al dejar en reposo un volumen de agua residual. Esta porción constituye un indicador de la facilidad para la formación de lodo y para poder comparar resultados con otras aguas se fija un tiempo de sedimentación y se miden los sólidos en mililitros por litro (ml/l).





Oxígeno: El oxígeno se da en los análisis del agua residual en forma de oxígeno disuelto y demanda bioquímica de oxígeno.

Oxígeno Disuelto (OD): El oxígeno disuelto es el oxígeno que se encuentra soluble en el agua, dicha solubilidad es afectada por la turbulencia en la superficie, por la velocidad de la corriente, por la temperatura, por la presión atmosférica y por otras características. También el oxígeno es menos soluble en el agua salina que en el agua dulce y su solubilidad en el agua residual es aproximadamente el 95% de la solubilidad en el agua dulce.

La concentración del oxígeno disuelto en una muestra puede expresarse en miligramos por litro (mg/l); en partes por millón (ppm); o como porcentaje de saturación. El agua superficial no contaminada debe tener un grado de saturación de 9.17 mg/l a 20 °C de temperatura a nivel del mar, pudiendo haber una sobresaturación como resultado de la presencia de organismos vivos, como algas, que consumen anhídrido carbónico y desprenden oxígeno en sus procesos metabólicos.

Cuando hay presencia de materia orgánica en el agua, como en el caso del agua residual, el contenido de oxígeno disuelto se reduce debido al proceso de degradación de la materia orgánica por parte de ciertos microorganismos (bacterias) que metabolizan estos residuos transformándolos en compuestos más estables o en compuestos minerales. Si no hay presencia de oxígeno disuelto en el agua, el proceso de degradación es anaerobio y se dice que las aguas son sépticas.

La determinación del oxígeno disuelto en aguas ligeramente contaminadas es una de las pruebas químicas más significativas, especialmente cuando se relaciona con la prueba de la demanda bioquímica de oxígeno.

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO): La demanda bioquímica de oxígeno es la cantidad de oxígeno disuelto requerida para la descomposición biológica de la materia orgánica contenida en el agua residual, en condiciones aerobias y en un tiempo y a una determinada temperatura. La cantidad requerida de oxígeno disuelto para la estabilización completa del agua contaminada en diversos periodos de tiempo y bajo el efecto de distintas temperaturas puede verse en la gráfica 4.3, donde puede distinguirse durante los primeros días, una primera fase, llamada fase carbonada, que comprende el tramo antes del cambio brusco de la curva.

Después del cambio brusco, la curva es más suave y es donde se presenta una segunda fase llamada fase de nitrificación que se prolonga hasta la estabilización de la materia orgánica.

Es por esto que la DBO se toma como un parámetro que mide la cantidad de materia orgánica putrescible que contiene el agua residual y es de las pruebas más importantes para fines de tratamiento ya que cuantifica el grado de contaminación que presenta. La determinación de DBO para estos fines se realiza incubando una muestra durante 5 días a 20 °C de temperatura.





La prueba para la determinación de la DBO se basa en las dos fases que presenta la biodegradación de la materia orgánica y son: la primera fase o fase carbonada o carbonosa que consiste en la degradación de la materia que tiene carbón, que es aprovechada como alimento por organismos aerobios; la segunda fase o fase de nitrificación, consiste en la degradación de materiales nitrogenados oxidables derivados de compuestos de amoníaco y nitrógeno orgánico y que sirven de alimento para determinadas clases de bacterias y que los convierte en nitritos y nitratos.

Demanda Química de Oxígeno (DQO): Es la cantidad de oxígeno que se requiere para que se produzca la oxidación química de las sustancias orgánicas contenidas en el agua residual. Es una prueba basada en el hecho de que todos los compuestos orgánicos, con pocas excepciones, pueden ser oxidados convirtiéndose en carbono y agua por la acción de agentes fuertemente oxidantes que se agregan a la muestra en un medio ácido. Las sustancias orgánicas se convierten en bióxido de carbono y agua, sin tener en cuenta la asimilación biológica de las sustancias.

Nitrógeno: Los principales componentes de la materia orgánica son el carbón, el hidrógeno, oxígeno, nitrógeno y azufre, además de otros elementos en menores cantidades. En el análisis del agua residual se pueden hacer 5 tipos de determinaciones de nitrógeno: amoniacal o amoníaco libre, nitrógeno orgánico o proteico, amonio albuminoideo, los nitritos y los nitratos. El nitrógeno albuminoideo es una medida aproximada del nitrógeno de origen proteico derivado de la vida animal y vegetal de los medios acuáticos.

La presencia de nitritos y nitratos puede ser indicio de estabilidad en el proceso de transformación de la materia orgánica.

pH: La determinación del pH, es útil principalmente para la regulación de los procesos químicos de tratamiento del agua residual

En la ciudad de Zacapu no se cuenta con registros de medición de gastos ni de caracterización del agua residual, de tal forma que en el presente estudio se verifica un trabajo de caracterización durante 7 días consecutivos.

ANÁLISIS BIOLÓGICOS

Los análisis del agua residual para el estudio de la vida biológica, comprenden análisis bacteriológicos y microscópicos. El estudio bacteriológico puede mostrar la presencia de bacilos, cocos y bacterias filamentosas, estos microorganismos se cuantifican como el número más probable (NMP), es decir, se dan por medio de una relación estadística de la probabilidad de que exista una cantidad de microorganismos en un mililitro de agua contaminada. Las bacterias más comunes que se detectan son la *Escherichia Coli* y el *Streptococcus Feacali*, que son características del organismo humano.

Los análisis microscópicos y microscópicos son para el estudio de algas, hongos y animales inferiores y tiene el objeto de facilitar la determinación del progreso en la contaminación de las corrientes por evacuación del agua residual en ellas. También para las





condiciones de funcionamiento de los filtros de arena y de otro tipo en la planta de tratamiento.

Rara vez se hace análisis bacteriológicos de tipo sanitario en el estudio del agua residual, porque se sabe que hay presentes bacterias intestinales, que la concentración de bacterias es elevada y que los recuentos de bacterias no constituyen una orientación para interpretar el grado de contaminación del agua residual.

En la ciudad de Zacapu no se cuenta con registros de medición de gastos ni de caracterización del agua residual, de tal forma que en el presente estudio se verifica un trabajo de caracterización durante 7 días consecutivos.

MUESTREO Y ANÁLISIS DE CAMPO

En forma simultánea a la medición de gastos, en los mismos sitios, se verificó la toma de muestras simples, en éstas se determinaron los siguientes parámetros: Temperaturas ambiente y del agua, Oxígeno Disuelto, pH y Conductividad.

Al final de cada día se formó una muestra compuesta con las 6 muestras simples, ésta se integró proporcionalmente al gasto determinado en cada aforo.

En las determinaciones que se realizaron en campo se utilizó equipo portátil especial, siempre en el sitio de muestreo, las metodologías empleadas fueron las siguientes:

TEMPERATURA AMBIENTE

Este parámetro se midió con un termómetro de mercurio, cuidando que se encontrara a la sombra y que el bulbo no estuviera en contacto con alguna superficie.

TEMPERATURA DEL AGUA

Para su medición se introdujo un termómetro de mercurio limpio en el agua de una muestra recién colectada, cuidando que el bulbo no estuviera en contacto con alguna superficie.

Se mantuvo el termómetro sumergido durante 1 minuto, se tomó la lectura, se enjuagó y se secó el termómetro.

OXÍGENO DISUELTO (OD)

El OD del agua fue cuantificado con un medidor de oxígeno disuelto marca YSI, modelo 58, calibrado previamente en el laboratorio y antes de su uso de acuerdo a la altura sobre el nivel del mar de la ciudad de Zacapu.

El sensor del equipo se introdujo directamente en el agua del sitio de muestreo y se realizó la lectura correspondiente.





POTENCIAL DE HIDRÓGENO (PH)

Esta determinación se realizó con un potenciómetro marca Conductronic, modelo pH10, calibrado previamente en el laboratorio y antes de su uso. El electrodo del potenciómetro se introdujo en el agua de la muestra y se realizó la lectura correspondiente.

CONDUCTIVIDAD

Esta determinación se realizó con un conductímetro marca Conductronic, modelo CS, calibrado previamente en el laboratorio y antes de su uso. El electrodo del conductímetro se introdujo en el agua de la muestra y se realizó la lectura correspondiente.

De las tablas 4.22 a la 4.35 se presentan los valores obtenidos durante la toma de muestras simples.

PERIODOS DE MUESTREO Y TIPO DE MUESTRAS

El muestreo del agua residual en cada sitio consistió en la colecta de muestras simples cada 4 horas durante 7 días continuos, formando una muestra compuesta cada 24 horas.

El muestreo inició a las 10:00 horas del día lunes 26 de agosto y concluyó el lunes 2 de septiembre de 1996 a las 6:00 horas.

Las muestras simples colectadas en 24 horas en cada sitio se mezclaron proporcionalmente, de acuerdo a sus gastos, para formar una muestra compuesta por descarga.

En la última hora de muestreo (6:00 horas) de cada día se colectaron por separado y en envases apropiados, muestras de agua para los análisis de grasas y aceites y bacteriológico.

Las 6 muestras simples por descarga fueron colectadas en envases de plástico limpios, de 2,000 ml de capacidad, previamente enjuagados con agua de la misma muestra, para su análisis físico y químico.

Las muestras para los análisis bacteriológicos, grasas y aceites, fenoles y cianuros se transportaron en envases de vidrio adecuadamente preservados por separado para cada estación de muestreo.

Todas las muestras colectadas se etiquetaron debidamente y se acompañaron con el registro de campo correspondiente donde se anotaron los resultados de los análisis de campo y las observaciones generales del muestreo.

Para la realización del muestreo se siguieron las recomendaciones establecidas en la Norma Oficial Mexicana NOM-AA-003-1980 "Aguas Residuales - Muestreo".



Tabla 4.22 Parámetros de campo colector norte (lunes 26/agosto/1996)

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	19.0	20.0	0.91	7.3	775	48.659
14:00	20.0	19.9	1.60	7.0	650	41.943
18:00	21.5	20.1	0.65	6.2	611	65.346
22:00	19.0	19.2	1.47	6.8	624	42.940
02:00	17.0	19.9	2.07	6.7	525	35.010
06:00	15.0	19.2	2.32	6.4	466	27.000

Tabla 4.23 Parámetros de campo colector norte (martes 27/agosto/1996)

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	20.0	19.3	1.10	7.1	729	67.522
14:00	25.0	19.7	1.28	6.8	625	59.496
18:00	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA
22:00	18.5	19.7	1.12	6.7	510	85.558
02:00	17.0	19.4	2.62	6.4	508	18.208
06:00	17.5	19.2	2.29	6.7	492	18.309

Tabla 4.24 Parámetros de campo colector norte (miércoles 28/agosto/1996)

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	19.5	19.5	3.00	7.3	648	68.058
14:00	20.5	20.0	0.91	7.1	545	89.678
18:00	19.5	19.9	1.36	6.7	580	83.888
22:00	17.0	19.6	1.56	6.9	556	46.029
02:00	14.0	13.8	1.78	6.9	422	52.911
06:00	17.0	19.0	2.34	7.0	517	25.975

Tabla 4.25 Parámetros de campo colector norte (jueves 29/agosto/1996)

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	19.0	19.4	1.28	7.0	614	95.193
14:00	24.0	20.0	1.33	7.1	596	77.824
18:00	23.0	18.4	1.25	6.9	585	65.762
22:00	19.0	20.0	1.44	6.7	547	59.347
02:00	14.5	19.2	2.35	6.5	490	18.562
06:00	13.5	19.0	2.43	7.0	480	17.039

**Tabla 4.26 Parámetros de campo colector norte (viernes 30/agosto/1996)**

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	17.0	19.2	1.20	7.4	676	76.486
14:00	23.0	19.4	1.42	7.1	580	76.210
18:00	22.5	19.5	1.31	6.9	696	64.932
22:00	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA
02:00	15.5	18.8	2.13	6.7	511	54.207
06:00	15.0	18.9	2.65	6.8	486	22.529

Tabla 4.27 Parámetros de campo colector norte (sábado 31/agosto/1996)

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	17.0	19.1	1.39	7.1	639	65.254
14:00	27.5	19.4	1.56	7.2	599	74.768
18:00	17.5	19.7	1.44	6.8	603	71.250
22:00	17.0	19.6	1.38	6.8	586	46.086
02:00	16.5	19.1	1.84	6.7	505	19.459
06:00	14.5	15.6	2.56	7.1	510	17.962

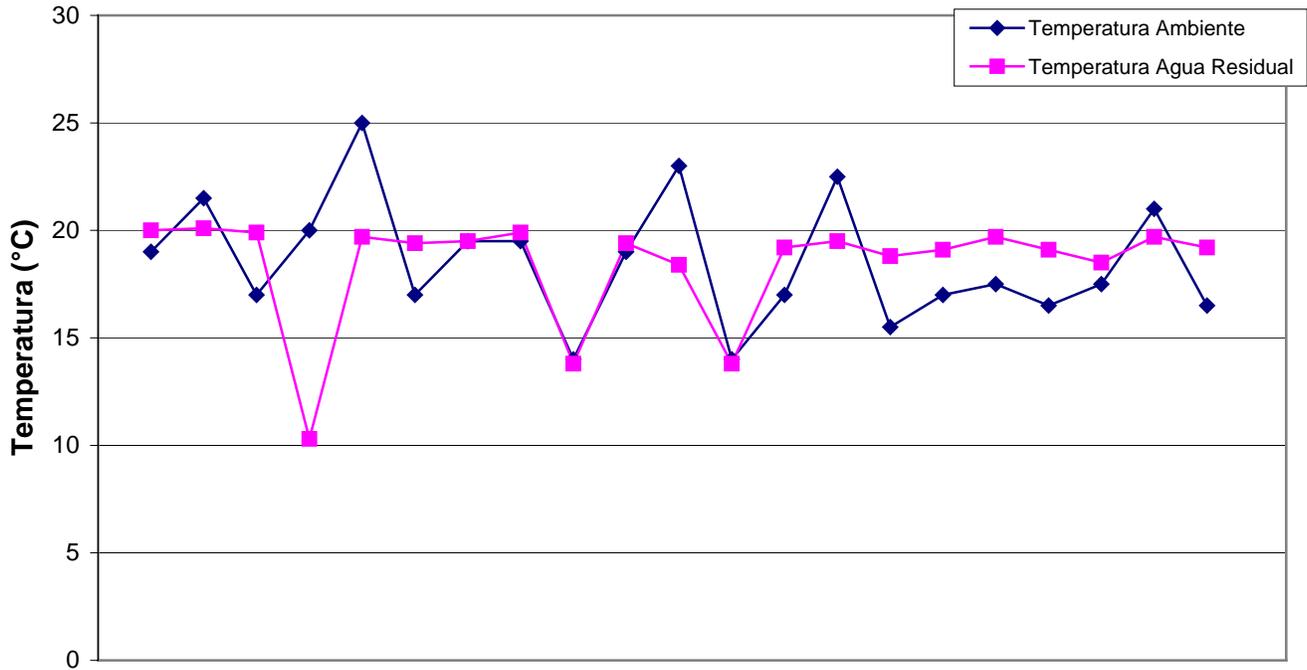
Tabla 4.28 Parámetros de campo colector norte (domingo 1/septiembre/1996)

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	17.5	18.5	1.28	7.1	647	64.596
14:00	25.0	21.0	1.13	7.1	621	70.073
18:00	21.0	19.7	1.07	6.6	591	61.187
22:00	18.0	20.0	1.17	6.8	556	26.017
02:00	16.5	19.2	1.82	6.9	486	18.793
06:00	16.0	19.5	1.53	6.9	499	20.513





Gráfica 4.3 Temperatura Ambiente y del Agua Residual
Colector Norte



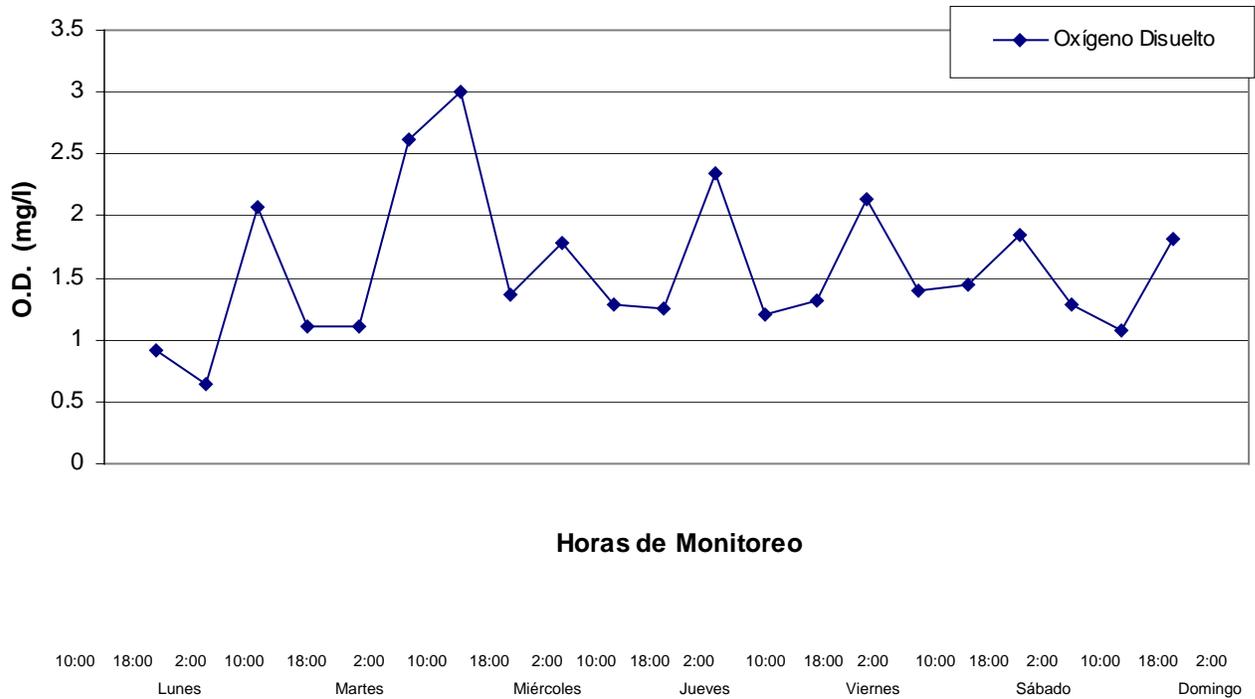
Horas de Monitoreo

0:00 18:00 2:00 10:00 18:00 2:00 10:00 18:00 2:00 10:00 18:00 2:00 10:00 18:00 2:00 10:00 18:00
Lunes Martes Miércoles Jueves Viernes Sábado Domingo



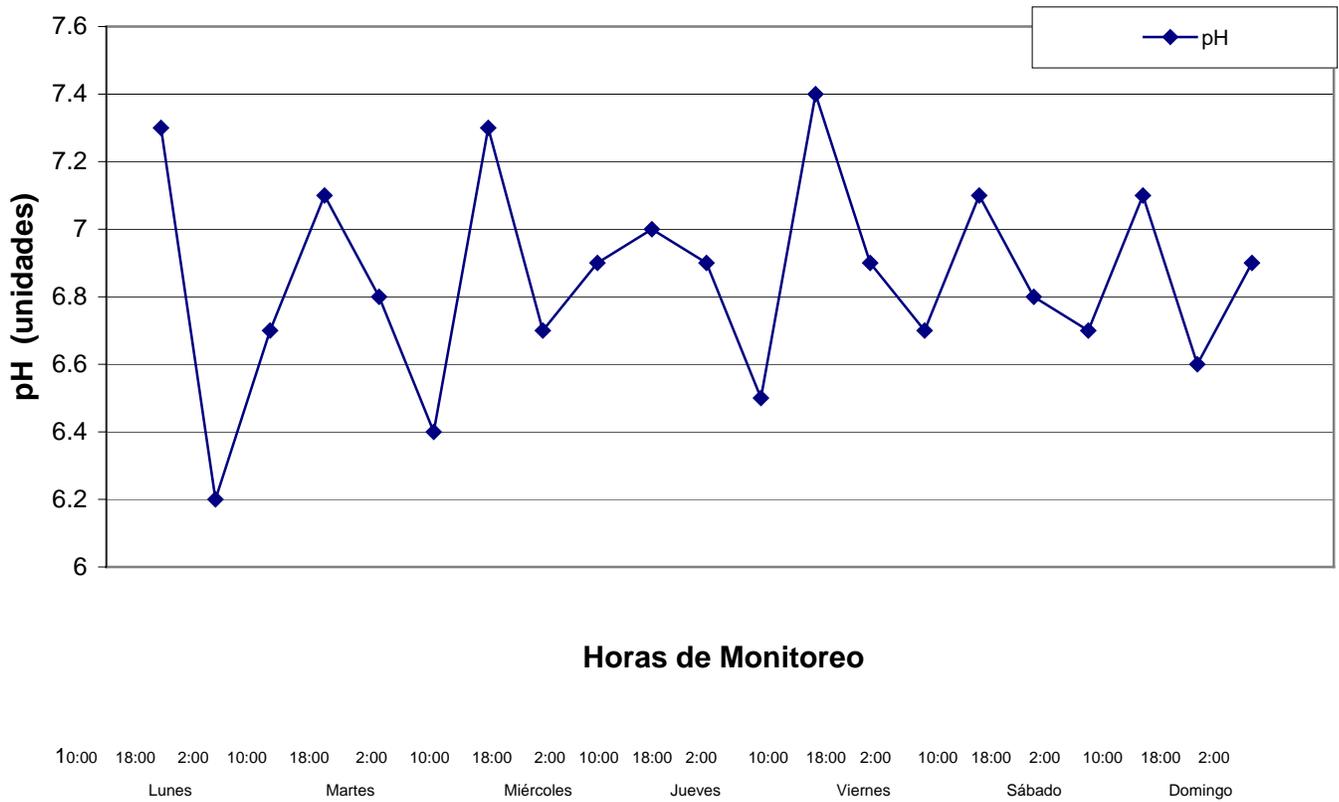


Gráfica 4.4 Oxígeno Disuelto
Colector Norte





Gráfica 4.5 pH
Colector Norte





Gráfica 4.6 Conductividad
Colector Norte

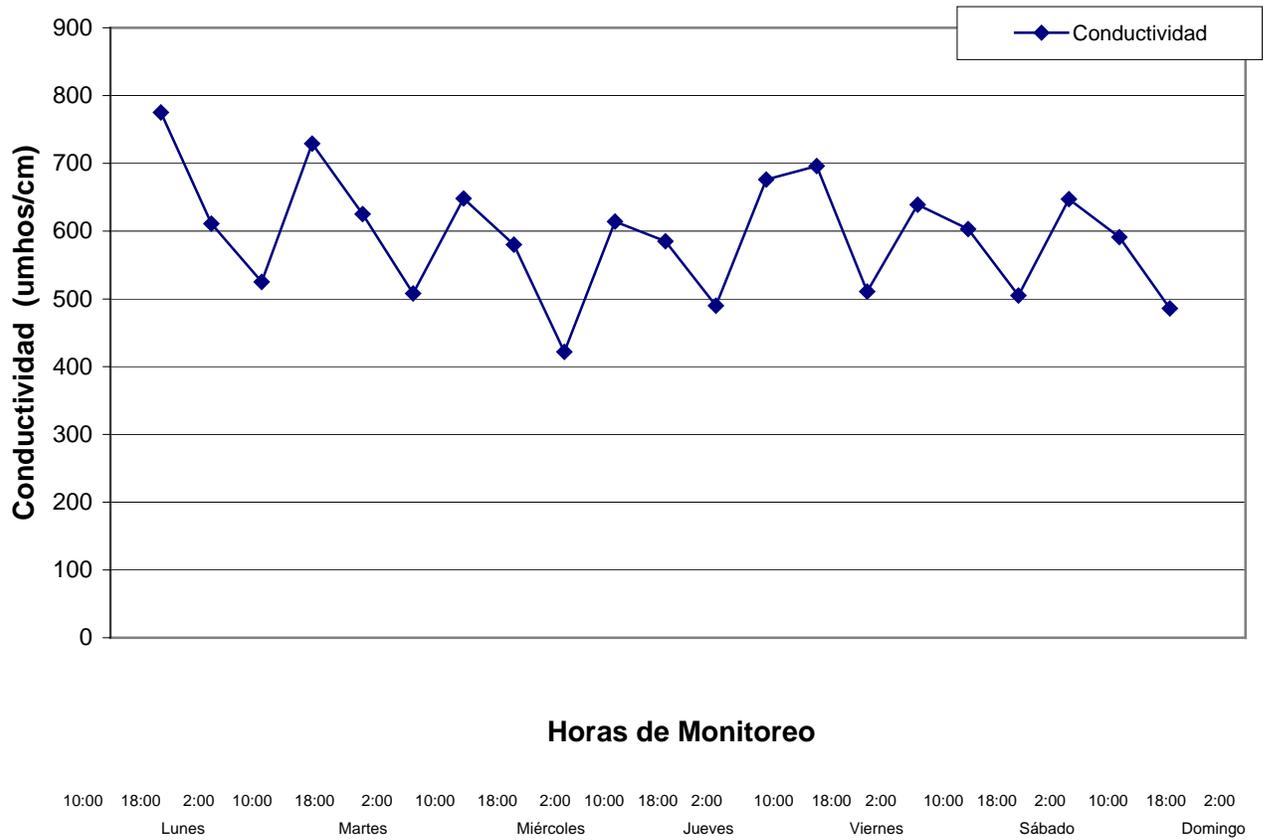


Tabla 4.29 Parámetros de campo canal de aguas negras (lunes 26/agosto/1996)

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	22.0	21.1	0.15	7.6	799	37.101
14:00	24.0	22.7	0.19	6.7	703	21.742
18:00	22.0	20.0	0.14	7.0	641	39.944
22:00	18.5	21.1	0.21	7.0	570	32.443
02:00	17.0	19.1	0.61	6.6.	436	21.014
06:00	14.5	18.8	0.24	6.9	600	27.860

Tabla 4.30 Parámetros de campo canal de aguas negras (martes 27/agosto/1996)

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	21.5	20.9	0.07	7.2	748	39.907
14:00	24.0	21.6	0.15	7.2	686	39.357
18:00	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA
22:00	18.0	20.0	1.70	6.9	540	39.375
02:00	17.0	19.4	1.59	6.7	440	29.764
06:00	16.5	19.4	1.26	7.0	540	17.739

Tabla 4.31 Parámetros de campo canal de aguas negras (miércoles 28/agosto/1996)

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	21.0	19.8	0.31	7.6	725	26.135
14:00	20.0	21.2	1.30	7.0	623	27.903
18:00	17.5	19.7	0.46	7.1	644	30.014
22:00	17.5	20.0	0.14	7.0	600	29.243
02:00	15.0	16.8	1.07	6.9	483	28.612
06:00	15.0	17.9	1.17	7.2	478	25.125

Tabla 4.32 Parámetros de campo canal de aguas negras (jueves 29/agosto/1996)

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	19.5	20.9	0.10	7.5	702	28.866
14:00	22.0	21.6	0.14	7.1	650	35.210
18:00	23.0	20.5	0.18	7.3	683	37.019
22:00	16.0	18.6	2.74	6.8	463	32.545
02:00	14.0	18.9	2.87	7.0	437	18.075
06:00	12.5	18.5	2.51	7.1	438	18.747

Tabla 4.33 Parámetros de campo canal de aguas negras (viernes 30/agosto/1996)

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	17.5	20.2	0.98	7.5	658	26.599
14:00	24.0	23.0	0.78	7.4	659	24.043
18:00	22.0	20.6	1.23	7.2	642	21.807
22:00	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA	LLUVIA
02:00	15.0	19.2	2.70	6.9	427	27.282
06:00	15.0	18.0	2.98	6.7	485	16.699

Tabla 4.34 Parámetros de campo canal de aguas negras (sábado 31/agosto/1996)

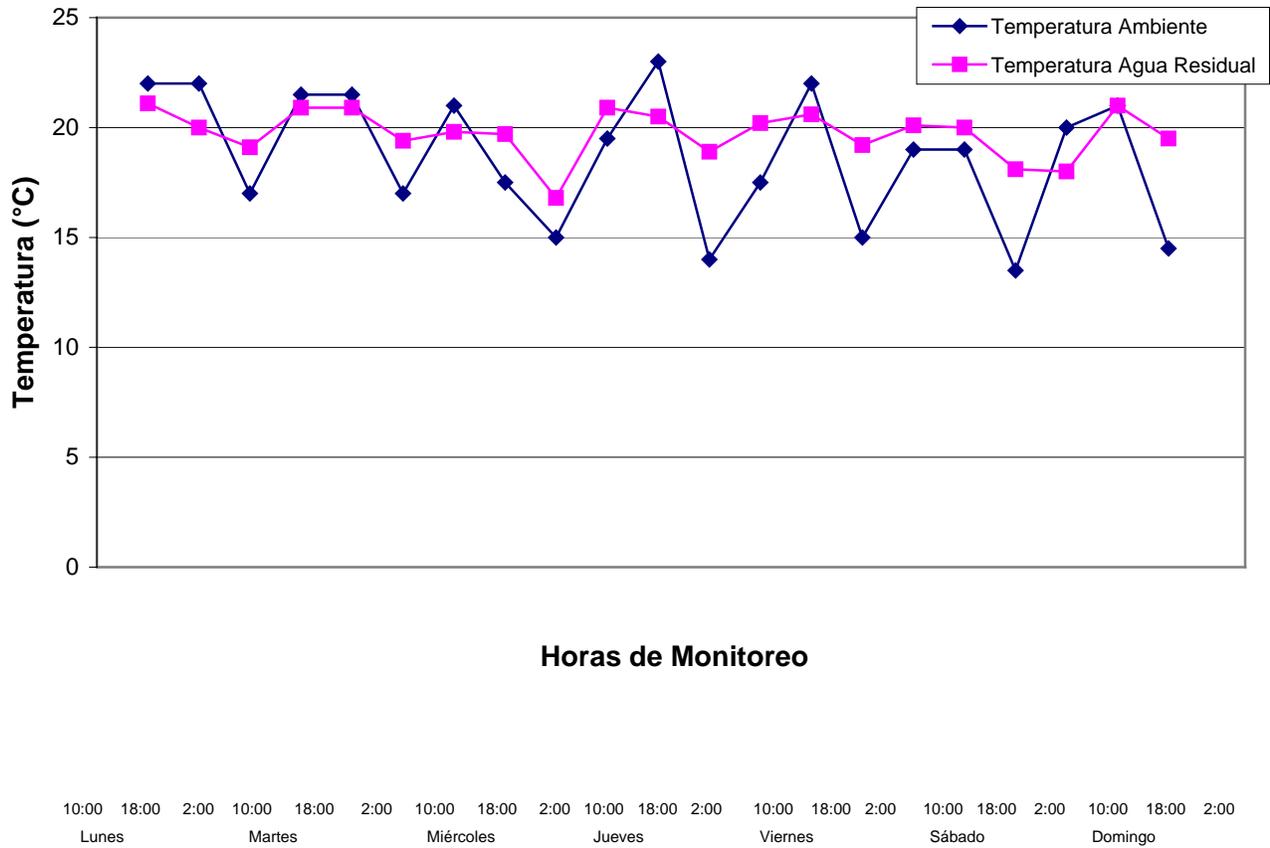
Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	19.0	20.1	1.34	7.6	668	22.681
14:00	26.5	23.0	1.00	7.3	635	33.324
18:00	19.0	20.0	0.84	7.1	644	21.613
22:00	16.5	19.6	0.26	7.1	551	19.718
02:00	13.5	18.1	0.30	7.0	484	15.827
06:00	13.5	18.1	1.51	7.0	449	16.701

Tabla 4.35 Parámetros de campo canal de aguas negras (domingo 1/septiembre/1996)

Muestra Simple Hora	Temperatura °C		O.D. mg / l	pH Unidades	Conductividad umhos / cm	Gasto l / s
	Ambiente	Agua				
10:00	20.0	18.0	0.54	7.6	648	19.729
14:00	23.0	25.0	0.15	7.2	684	18.227
18:00	21.0	21.0	0.48	6.9	620	19.699
22:00	18.0	20.0	0.75	6.9	549	18.247
02:00	14.5	19.5	0.31	6.9	450	12.641
06:00	14.0	19.0	0.17	7.1	469	14.411

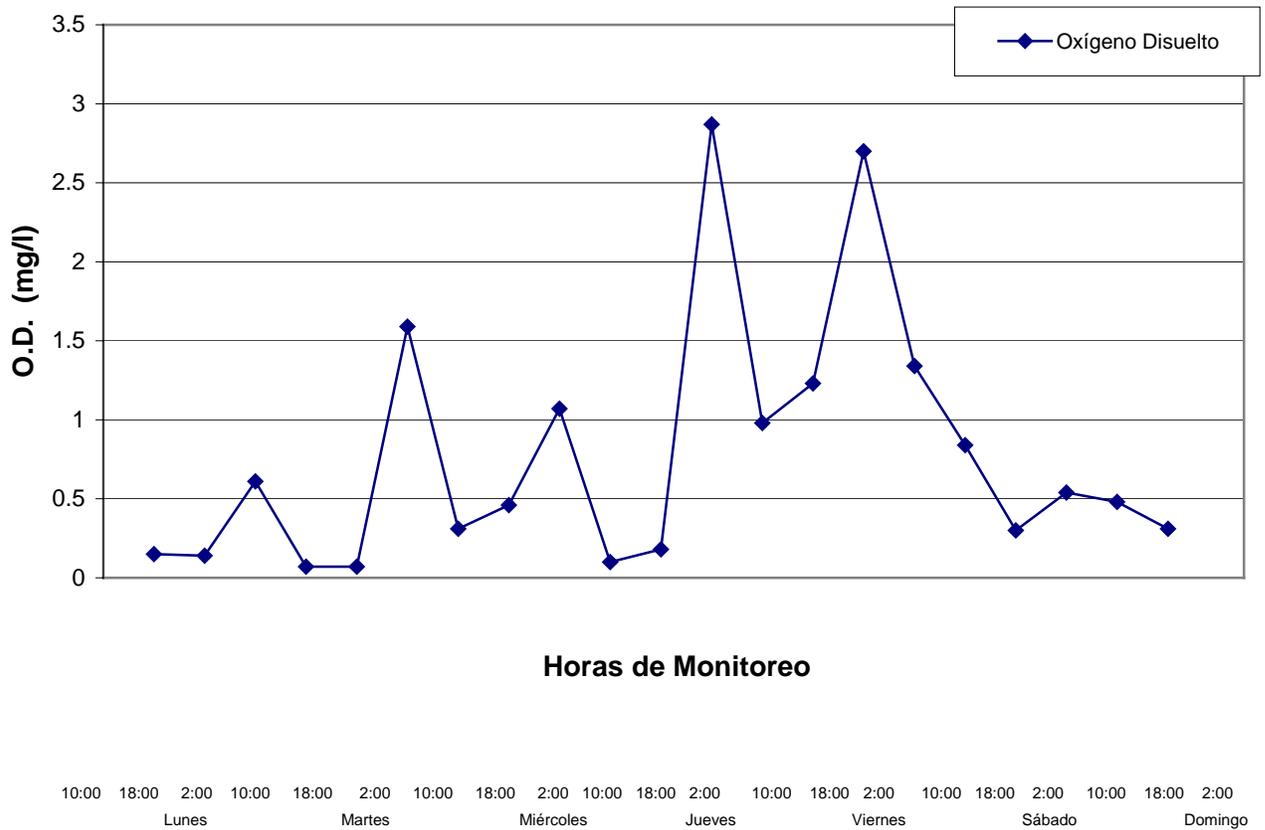


Gráfica 4.7 Temperatura Ambiente y del Agua Residual
Canal de Aguas Negras



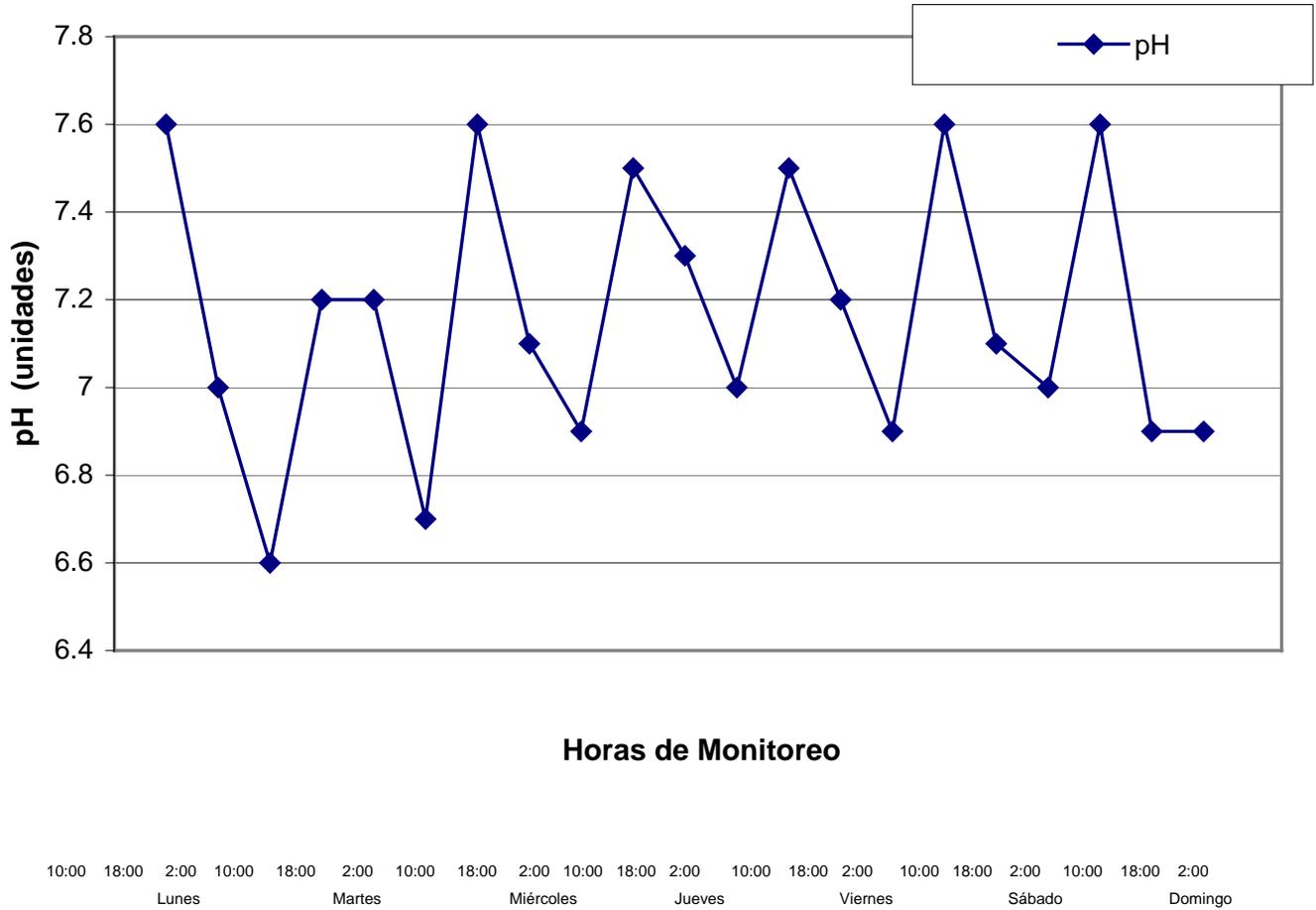


Gráfica 4.8 Oxígeno Disuelto
Canal de Aguas Negras



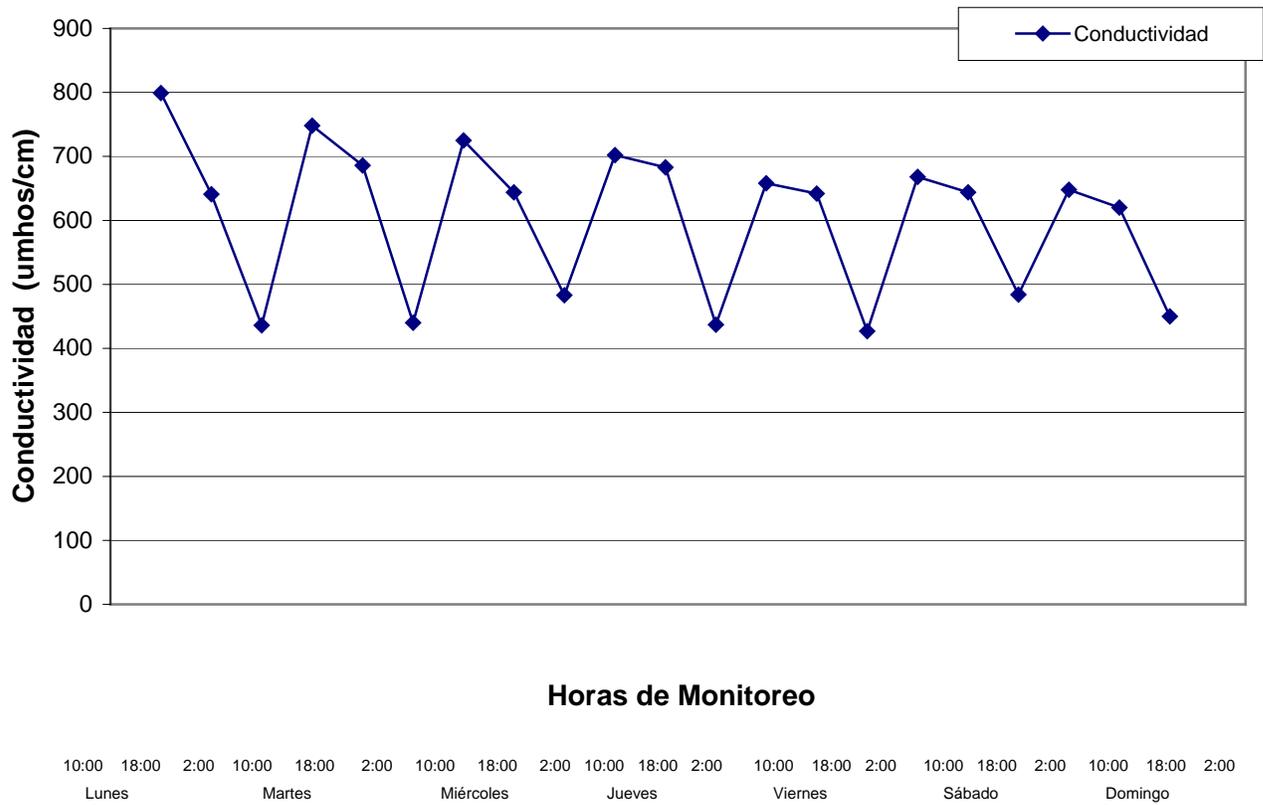


Gráfica 4.9 pH
Canal de Aguas Negras





Gráfica 4.10 Conductividad
Canal de Aguas Negras





PARÁMETROS A DETERMINAR

Los parámetros a determinar en laboratorio son los que se establecen como Condiciones Particulares de Descarga (en general), además se consideraron las Normas Oficiales Mexicanas (NOM); tales como: pH, Conductividad Eléctrica, Sólidos en todas sus formas, Grasas y Aceites, DBO₅, Total y Soluble, DQO Total y Soluble, SAAM, Nitrógeno en todas sus formas, Fosfatos Totales, Coliformes Fecales y Totales, Cloruros, Sulfatos, Arsénico, Boro, Hierro, Fluoruros, Manganeso, Plomo, Dureza total, Dureza de Calcio y Sodio.

PRESERVACIÓN, ALMACENAMIENTO Y TRANSPORTE DE LAS MUESTRAS

Todas las muestras simples y compuestas se almacenaron y se transportaron en hieleras a 4°C de temperatura para su preservación.

Las muestras para bacteriología fueron colectadas en envases de vidrio de boca ancha y tapa esmerilada de 300 ml de capacidad previamente esterilizados y conteniendo tiosulfato de sodio y EDTA, para evitar la muerte de las bacterias por cloro y metales pesados, respectivamente.

Las muestras de grasas y aceites y fenoles fueron colectadas en envases de vidrio de boca ancha individuales para cada parámetro y preservadas a pH < 2 unidades con ácido sulfúrico. Las muestras de cianuro fueron colectadas en envases de vidrio de boca ancha y preservadas a pH > 12 unidades con hidróxido de sodio.

En la tabla 4.4 se presentan los valores promedio de cada uno de los parámetros determinados en laboratorio, tanto del Colector Norte como del Canal de Aguas Negras.

RESULTADOS

Durante los días de muestreo las dos descargas presentaron olor y predominó el color amarillo.

La falta de coloración en el agua ocurría principalmente en las muestras de la madrugada. Se llegaron a presentar coloraciones café en el colector y grises en el canal. Se observa que la temperatura en el colector fue más homogénea que en el canal, notándose en este último los efectos de la intemperie por encontrarse a cielo abierto. En ninguna de las dos descargas se observó alguna alteración por contaminación térmica.



El oxígeno disuelto en el colector presentó variaciones cíclicas regulares durante los 7 días de muestreo, con valores entre los 0.65 mg/l y los 3.00 mg/l. Estas variaciones de OD en el canal fueron más irregulares durante la semana, probablemente debido a la influencia atmosférica al tratarse de un canal abierto.

En general los valores más bajos en promedio se encontraron en esta estación, ya que la mayoría de los datos se presentaron por debajo de 1.00 mg/l.

El pH del agua en ambas estaciones se encuentra con valores cercanos a las 7 unidades siendo esta una de las características del agua residual.

Las conductividades en ambas estaciones oscilaron regularmente alrededor de los 500 μ mhos/cm.

ANÁLISIS DE LABORATORIO

Los resultados del análisis de laboratorio se presentan en la tabla 4.4, derivada de las determinaciones diarias y promedio de los parámetros de laboratorio. Los promedios de todos los parámetros analizados durante los 7 días que comprendió el presente estudio para las dos estaciones, se comparan con los valores de la composición típica de agua residual doméstica propuestos por Metcalf & Eddy.

Para los parámetros que estos autores no dan valores se compararon con los límites establecidos en la NOM-031.ECOL/93 para agua residual (AR) o bien para agua potable NOM-SSAI-127-94 (AP). De acuerdo a lo anterior, el agua residual de las descargas de la ciudad de Zacapu, Michoacán, presenta características típicas de concentración media.

Tabla 4.4 Comparación de los análisis de las descargas de Zacapu, Mich. con valores de la composición típica de agua residual doméstica

Parámetro	Colector norte	Canal aguas negras	Prom.	Concentración		
				Fuerte	Media	Débil
Cianuros (mg/l)	< .001	< .001	< .001	----	1.000	AR
Cloruros (mg/l)	32	32	32	100	50	30
Conductiv. (μ mhos/cm)	594	625	605	----	5000	AR
DBO ₅ total (mg/l)	187	151	175	300	200	100
DBO ₅ soluble (mg/l)	81	73	78	----	----	----
DQO total (mg/l)	341	270	317	1000	500	250
DQO soluble (mg/l)	143	115	134	----	----	----
Fenoles (mg/l)	0.036	0.059	0.044	----	5	AR
Fluoruros (mg/l)	0.702	0.872	0.760	----	3	AR



P-PO ₄ totales (mg/l)	7.262	6.013	6.837	15	7	4
PO ₄ totales (mg/l)	22.264	18.435	20.962	20	10	6
G y A (mg/l)	7	6	6.8	150	100	50
N-NO ₃ (mg/l)	0.004	0.008	0.005	----	10	AP
N-NO ₂ (mg/l)	0.044	0.183	0.091	----	0.050	AP
N-NH ₃ (mg/l)	16.094	13.326	15.153	50	25	12
N-orgánico (mg/l)	10.907	6.690	9.473	35	15	8
N-tot Kjeldahl (mg/l)	27.001	20.015	24.626	85	40	20
PH (unidades de pH)	7.5	7.5	7.5	----	6 a 9	AR
SAAM (mg/l)	7.441	7.505	7.463	----	30	AR
SDF (mg/l)	347	343	346	525	300	145
SDV (mg/l)	83	84	83	325	200	105
SDT (mg/l)	430	427	429	850	500	250
SSF (mg/l)	44	38	42	75	50	30
SSV (mg/l)	124	69	105	275	150	70
SST (mg/l)	168	107	147	350	200	100
STF (mg/l)	391	381	387	600	350	175
STV (mg/l)	206	153	188	600	350	175
ST (mg/l)	597	534	576	1200	700	350
SSe (mg/ml)	4.2	0.7	3.0	20	10	5
SO ₄ (mg/l)	94	95	94	----	400	AP
Al (mg/l)	0.778	1.614	1.062	----	10	AR
Sb (mg/l)	<.15	<.15	<.15	----	----	----
As (mg/l)	0.020	0.020	0.020	----	0.5	AR
Ba (mg/l)	0.514	0.479	0.502	----	0.7	AP
Be (mg/l)	0.019	< .015	0.019	----	----	----
Cd (mg/l)	<.005	0.013	0.013	----	0.5	AR
Ca (mg/l)	16.875	11.841	15.164	----	----	----
Co (mg/l)	<.05	<.05	<.05	----	----	----
Cu (mg/l)	0.038	0.045	0.040	----	5	AR
Cr (mg/l)	0.040	0.033	0.038	----	2.5	AR
Cr+6 (mg/l)	0.003	0.005	0.004	----	0.5	AR
Fe (mg/l)	0.693	1.263	0.887	----	0.3	AP
Mg (mg/l)	16.159	17.194	16.511	----	----	----
Hg (mg/l)	0.00151	0.00055	0.00118	----	0.01	AR
Mo (mg/l)	<.15	<.15	<.15	----	----	----
N1 (mg/l)	0.036	0.029	0.034	----	4	AR
Ag (mg/l)	0.102	0.034	0.079	----	1	AR
Pb (mg/l)	<.05	0.065	0.065	----	1	AR
K (mg/l)	26.789	28.147	27.250	----	----	----
Se (mg/l)	0.00060	0.00071	0.00064	----	----	----
Na (mg/l)	49.843	53.319	51.024	----	200	AP
Zn (mg/l)	0.182	0.101	0.155	----	6	AR
Coli. fec (NMP/100ml)	1.6E+06	9.0E+05	1.4E+06	----	----	----
Coli. tot (NMP/100ml)	3.4E+07	1.1E+07	2.6E+07	----	----	----
GASTO PROMEDIO (l/s)	50.37	25.94	----	----	----	----



4.3. EFICACIA REQUERIDA

La calidad que deberá mantener el efluente de la laguna es determinado por la CNA a través de las Condiciones Particulares de Descarga (CPD) que fije en este caso. En función del número de habitantes de proyecto y tomando en cuenta que el efluente se usará para riego, la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996 que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales; determina que para poblaciones de proyecto mayores o iguales a 50,000 habitantes, a partir del 1° de enero del año 2000 las descargas de agua residual deben cumplir con los parámetros consignados en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Límites máximos permisibles para contaminantes básicos

Parámetros (miligramos por litro, exceptuando cuando se especifique)	Ríos				Embalses naturales y artificiales			
	Uso público urbano		Uso en riego agrícola		Uso público urbano		Uso en riego agrícola	
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
Temperatura (°C)	40	40	N.A.	N.A.	40	40	N.A.	N.A.
Grasas y aceites	15	25	15	25	15	25	15	25
Materia flotante	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	Ausente	ausente
Sólidos sedimentables (ml/l)	1	2	1	2	1	2	1	2
Sólidos suspendidos totales	75	125	100	175	40	60	75	125
Demanda de bioquímica de oxígeno T.	75	150	100	200	30	60	75	150
Nitrógeno total Kjeidhl	15	25	15	25	5	10	15	25
Fósforo total 1	10	20	10	20	5	10	10	20

P.D.= Promedio Diario; P.M.= Promedio Mensual; N.A.= No es aplicable

Por otra parte, la CNA fijó preliminarmente las siguientes CPD para la planta de tratamiento de Zacapu. A continuación se transcribe el contenido de las condiciones particulares de descarga.

CALIDAD DEL AGUA A CUMPLIR EN LA DESCARGA

Para establecer la calidad del agua a que debe sujetarse la descarga de agua residual de la ciudad de Zacapu, se propone aplicar la NOM-067-ECOL-1994 para centros de población hasta de 80,000 habitantes, complementada con algunos parámetros y concentraciones del instructivo para el establecimiento de CPD's versión 2.0 (Matriz Básica 211 I), tal y como se muestra en la tabla 4.6.

Asimismo deberán requerirse las medidas necesarias para evitar la contaminación de las aguas del subsuelo ya que el nivel freático en la zona es muy somero y susceptible a la degradación de su calidad por efectos de la infiltración subsuperficial de agua residual.



Tabla 4.6 Parámetros que debe cumplir la descarga

Parámetro	Unidad	Límite máximo promedio	Permisible instantáneo
DBO total	mg/l	100	150
DQO	mg/l	200	250
SSed	mg/l	1.0	2.0
GyA	mg/l	20	30
pH	U	6-9	6-9
Temperatura	°C		30
CE	μmhos/cm		2,000
M Flotante	g/l		Ausente
C. Totales	NMP/100 ml		10,000
C. Fecales	NMP/100 ml		1,000
RAS	Adimensional	5	5
SST	mg/l	100	150
SAAM	mg/l	5	8
N. total	mg/l	30	40
P total	mg/l	6	8
Cr ⁻⁶	mg/l	0.1	0.2
Cr total	mg/l	1.0	1.2
As	mg/l	0.1	0.2
Ni	mg/l	1.0	1.5
Pb	mg/l	0.2	0.5

4.4. PRUEBAS DE TRATABILIDAD

El agua residual que se generan en la ciudad de Zacapu se clasifica como típicamente doméstica de concentración media. El comportamiento de las descargas monitoreadas es típico de las aportaciones domésticas en donde se presentan caudales pico por la mañana y por la tarde y mínimos durante la madrugada, no se detectaron descargas puntuales ni contaminación térmica que sugiera la presencia de aportaciones industriales relevantes.

Los valores del pH y de la conductividad son características del agua residual doméstica, de igual forma el contenido de Oxígeno Disuelto es típica y en el caso del canal de aguas negras se ve influido por las condiciones a cielo abierto de este ducto.

Los parámetros determinados en laboratorio, entre otros DBO, DQO, Sólidos Suspendidos, y Coliformes se encuentran en el rango que sugiere que el agua residual es básicamente de origen doméstico de concentración media. Además no se detectaron sustancias tóxicas, ni residuos industriales que puedan interferir en el trabajo de las lagunas.

Dadas las características que presenta el agua residual de Zacapu se considera que no es necesario practicar las pruebas de tratabilidad, ya que algunas constantes cinéticas necesarias para el diseño se pueden adoptar de las recomendadas en las publicaciones especializadas en lagunas de estabilización.



FACTORES DE DISEÑO

El diseño del sistema lagunar incluye tanto el cálculo cinético del proceso biológico como el cálculo hidráulico del flujo. En el capítulo seis, se detallan los valores, parámetros y datos de proyecto considerados en los diseños cinético e hidráulico.

El diseño de la planta de tratamiento considera que se trata del proceso de lagunas facultativas en serie, integrando con 2 lagunas anaerobias, 2 facultativas y 3 de maduración que se construirían en una primera etapa.

PARÁMETROS DE DISEÑO

En función de los resultados determinados en la caracterización del agua residual y tomando en cuenta los parámetros que requirieren las expresiones cinéticas que se utilizarán, se consideran los siguientes parámetros de diseño:

influyente:

Temp. Amb. = 12.40°C, DBO = 200 mg/l Col. Fec. = 1.4 E +6 NMP/100 ml

Pobl. Proy = 66,163 hab Aportación = 159.08 l/h/d Q = 121.80 l/s

CONSTANTES DE DISEÑO

Puesto que no se verificaron pruebas de tratabilidad se adoptarán constantes de diseño comúnmente empleadas en cada una de las lagunas de proceso.

Laguna anaerobia, constantes de diseño.

t = 12.40°C f = 0.5 h = 3.5 m

La laguna facultativa, constantes de diseño.

t = 12.40°C f = 0.5 h = 2.0 m

Laguna de maduración, constantes de diseño.

f = 0.5 h = 1.50 m R = 3.00 días

t es la temperatura ambiente y se mantiene constante a lo largo del proceso,

f es un factor de eficiencia.

h los valores de la profundidad del agua en todos los casos son, de acuerdo a la experiencia, los más adecuados para el trabajo de las lagunas.



Enseguida con el propósito de correlacionar las constantes de diseño adoptadas se consignan las expresiones cinéticas que se emplearán, tabla 4.7.

Tabla 4.7 Diseño de lagunas anaerobias

Criterio de Diseño		
Temperatura ambiente.	Carga volumétrica G/m ³ xd	Remoción de DBO
<10	100	40
10-20	20xT-100	2xT+20
>20	300	60

Remoción de coliformes

$$N_e = N_i / (1 + K_T \cdot T_R) \quad K_T = 2.6 \cdot (1.19)^{(T-20)}$$

DISEÑO DE LAGUNA FACULTATIVA

$$C.O.P. = 250 \cdot (1.085)^{(T-20)} \quad T_e = (Q \cdot T_i + f \cdot T_a \cdot A \text{ Sup.}) / (Q + f \cdot A \text{ Sup.})$$

Remoción de coliformes

$$\begin{aligned} K_{b \text{ fac}} &= 0.841 \cdot (1.07)^{(T-20)} & d &= X / (-0.26118 + 0.25392 \cdot X + 1.01360 \cdot X^2) \\ a &= (1 + 4 \cdot K_{b \text{ fac}} \cdot T_R \cdot d)^{0.5} & N_e &= N_i (4 \cdot X \cdot \text{EXP}((1-a)/(2 \cdot d)) / (1+a)^2) \\ K_{b \text{ mad}} &= 0.841 \cdot (1.07)^{(T-20)} & N_e &= N_i \cdot \text{EXP}^{-K_{b \text{ fac}} \cdot T_R} \end{aligned}$$

DISEÑO DE LAGUNAS DE MADURACIÓN

$$T_e = (Q \cdot T_i + f \cdot T_a \cdot A \text{ Sup.}) / (Q + f \cdot A \text{ Sup.}) \quad N_e = N_i / (1 + K_t \cdot R)$$

Remoción de DBO en laguna de maduración

$$L_p / L_o = 1 / (K_f \cdot R + 1) \quad R = ((L_o / L_p) - 1) / K_f \quad K_f = K_f 35 / 1.085^{(35 - T_e)}$$

Las expresiones anteriores incluyen parámetros de temperatura del agua residual, ambiente, del efluente y del influente (T , T_a , T_e , T_i) que en este caso es la misma, constantes relacionadas con la temperatura y la eficiencia (K_T , K_n), tiempo de retención (T_r , R), DBO influente y efluente (L_o , L_p), coliformes fecales influente y efluente, (N , N_o),





constantes adimensionales (a,d), relación largo ancho (X), constante de eficiencia de las lagunas (Kbfac, Kb mad) y otros. En la bibliografía recomendada se pueden consultar y profundizar las expresiones y las constantes aquí utilizadas.

BALANCE HIDRÁULICO

Los eventos climatológicos en algunos casos pueden presentar efectos negativos en las lagunas, sin embargo en Zacapu se tienen condiciones favorables puesto que no se presentan sequías, heladas, o precipitaciones extraordinarias que alteren o colapsen el funcionamiento de la laguna.

En el balance se considera una precipitación media anual de 894.5 mm, una máxima mensual en julio de 207.7 mm y una precipitación mínima en abril de 115 mm.

Además se considera una evaporación media anual de 1,862.7 mm, con máximas y mínimas de 219.2 m y 154.5 mm en los meses de abril y julio.

La infiltración se calcula con el método aproximado de Shaffernak y Van Iterson utilizando el coeficiente de permeabilidad determinado en campo 10^{-4} cm/seg, sin embargo en las pruebas de laboratorio se determinó un coeficiente de 10^{-7} por lo que se analizó la situación más desfavorable.

De la tabla 4.8, se desprende que las condiciones de precipitación, evaporación e infiltración que se presentan en la ciudad no afectarán el trabajo de las lagunas puesto que en el caso más desfavorable la laguna operará al 95% de su capacidad.

Tabla 4.8 Balance hidráulico

Para la condición promedio anual								
Caudal Medio l/s	Área superficial m ²	Caudal anual m ³	Precipitación m ³	Evaporación m ³	Infiltración m ³	Caudal efluente m ³ l/s		% Influyente
121.80	59,685.38	3,841,084.80	53,358.73	111,134.18	11,636.78	3,771,672.57	119.60	98.19
Para la condición de máxima precipitación, mes de julio								
121.80	59,685.38	315,705.60	12,354.87	9,191.55	956.45	317,919.48	122.65	100.70
Para la condición de máxima evaporación, mes de abril								
121.80	59,685.38	315,705.60	686.38	13,083.04	956.45	302,352.50	116.65	95.77

Caudal en laguna = caudal influente + precipitación - evaporación - infiltración





4.5. PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN

La población registrada en los últimos censos en el estado de Michoacán, en el municipio de Zacapu y en la ciudad se presenta en la tabla 4.9.

Tabla 4.9 Población censada 1970-1995

Año	Estado	% inc	Municipio	% inc	Ciudad	% inc
1940					6,169	
1950					14,349	8.808
1960					22,200	4.461
1970	2,324,226		52,474		31,989	3.721
1980	2,868,824	2.127	62,620	1.783	39,570	2.150
1990	3,548,199	2.148	63,085	0.074	42,884	0.808
1995	3,869,133	1.746	69,001	1.809		

PROYECCIÓN DE POBLACIÓN

La proyección de la población se verificó a partir de los datos censales utilizando el método de ajuste lineal por mínimos cuadrados que se consigna en el libro V "Datos Básicos" publicado por la CNA.

MÉTODO DE MÍNIMOS CUADRADOS

Este método consiste en ajustar a una línea o a una curva los datos históricos censados y a partir de éstos realizar la proyección de población. Cuando los datos censales se asemejan a una curva los métodos a emplear son los no lineales; dentro de éstos se encuentran: el Exponencial, el Logarítmico y el Potencial. En nuestro caso los datos históricos se asemejan a una línea por lo tanto el método que se emplea es el del ajuste lineal.

El parámetro que sirve para determinar que tan acertada fue la elección de la curva o recta de ajuste de los datos censales se denomina coeficiente de correlación "r", su rango de variación es de -1 a +1 y conforme su valor absoluto se acerque más a 1 el ajuste del modelo de los datos será mejor.

El valor de la correlación, calculado para cada uno de los métodos se presenta en la tabla 4.10.

Tabla 4.10 Valor de la correlación "r"

Ajuste	Ajuste no Lineal		
Lineal	Exponencial	Logarítmico	Potencial
0.9931	0.0644	0.9078	0.9836





De la tabla 4.10, se aprecia que el valor "r" del ajuste lineal resulta más aproximado a 1 (valor absoluto), lo cual refleja que la selección del método de proyección de población es el adecuado.

POBLACIÓN DE PROYECTO

La población que se adoptará para realizar el proyecto de la planta de tratamiento y de sus obras complementarias es la que resulta del método del ajuste lineal de mínimos cuadrados. En la tabla 4.11 se presenta la población de proyecto del periodo considerado.

Tabla 4.11 Población de proyecto 1997-2017

Año	Habitantes	Año	Habitantes
1996	50,022	2007	58,477
1997	50,790	2008	59,245
1998	51,559	2009	60,014
1999	52,328	2010	60,783
2000	53,096	2011	61,551
2001	53,865	2012	62,320
2002	54,633	2013	63,089
2003	55,402	2014	63,857
2004	56,171	2015	64,626
2005	56,939	2016	65,395
2006	57,708	2017	66,163

La población aquí proyectada para el año 2010 es de 60,783 habitantes, para este mismo año en los proyectos realizados entre 1990 y 1991 se determinaron 62,141 habitantes, comparando ambos valores, en la proyección realizada para el proyecto de la planta de tratamiento se tiene una población menor, lo que incrementará el periodo de saturación de las obras de agua potable y alcantarillado proyectadas y construidas entre 1992 y 1993.



CAPÍTULO 5

BASES DE DISEÑO GEOTÉCNICO

5. BASES DE DISEÑO GEOTÉCNICO

Con el propósito de diseñar adecuadamente un sistema lagunar de tratamiento de aguas residuales, se necesitan realizar varios estudios topográficos para revisar que alternativa para la ubicación de la planta es la más apropiada. Es importante revisar que la ubicación cumpla con una extensión mínima de 15 ha y que la superficie cuente con geometría regular y que el terreno sea sensiblemente plano. También se debe analizar que el terreno no se encuentre a más de 1 km de la zona urbana con la finalidad de tener un fácil acceso.

Por lo que respecta al análisis geotécnico, se debe basar en una exploración superficial, la cual debe consistir en realizar pozos a cielo abierto, también se deben efectuar análisis estratigráficos y de comportamiento de las estructuras terreas, con la finalidad de determinar los contenidos de agua y evitar la problemática en el subsuelo.

Adicionalmente se tiene que realizar una exploración detallada de los estratos superficiales a fin de poder pronosticar que no se presenten hundimientos y se conserve la estabilidad de los taludes. Esto con la finalidad de determinar el material que servirá como capa impermeabilizante para el fondo de las lagunas. Así también se debe determinar el proceso que reduciría los asentamientos diferenciales durante la vida útil de los bordos, a fin de disminuir los riesgos de agrietamiento transversal por efecto de los contenidos excesivos de agua y la infiltración.

En base a la información que estos estudios nos proporcionen se determinarán las recomendaciones de construcción y de servicio para dar una vida útil óptima a la planta.

5.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DEL SITIO ELEGIDO

De acuerdo al análisis de alternativas, las lagunas facultativas en serie resultaron el tipo de planta más adecuado para instalarse en el municipio de Zacapu, Mich. Por ello se propusieron tres alternativas de sitio para desplantar la planta, estos cumplieron con los requerimientos indispensables para situar las lagunas, siendo estos:

- Extensión mínima de 15 ha, geometría regular y superficie sensiblemente plana.
- Distancia aproximada de 1 km entre la zona urbana de proyecto y las lagunas.

Los tres sitios se ubican al oriente de la localidad, hacia donde se encaminan las pendientes naturales del terreno y el emisor del sistema de alcantarillado, se encuentran en las márgenes izquierda y derecha del río Angulo y se llega a ellas por los caminos marginales que acceden a los cultivos.

En las zonas norte, sur y poniente no se tenían sitios adecuados para ubicar la planta dado que el terreno es más alto que la ciudad, además de escarpado y rocoso.



A continuación se describen algunas características generales de los terrenos seleccionados:

SITIO 1

Este sitio se localiza a 1 km del límite de la zona urbana de proyecto, en la margen derecha del río Angulo. El terreno es de geometría regular, de pendiente suave, forma parte del ejido Zacapu y regularmente se siembra maíz. Este lugar presenta las condiciones más propicias para construir las lagunas, por su relieve y porque no se requiere cruzar el río.

SITIO 2

Este sitio se localiza en la margen izquierda del río Angulo, a la altura del sitio 1. En general presenta las mismas características que el anterior, si bien el emisor tendría que cruzar el río para llegar a este lugar.

SITIO 3

Este sitio se localiza a 1,500 m del límite de proyecto, las características del terreno son similares a las de los dos anteriores, sin embargo el emisor tendría que propagarse para llevarse a este sitio.

En los sitios antes mencionado las características geológicas son similares, los suelos de estos se formaron en un ambiente lacustre y están constituidos básicamente por arcillas blandas de alta plasticidad, este tipo de suelo o roca sedimentaria, se vuelve plástica y tenaz cuando se humedece y permanentemente se endurece cuando se cuece o calcina, la arcilla se compone de un grupo de minerales aluminosilicatos formados por la meteorización de rocas feldespáticas, como el granito. También se encontró que el nivel freático se presenta a una profundidad de 2.00 m.

El área mínima requerida para las lagunas es de 15 ha que comprenden 5 parcelas de 3 ha, esto dificultó la adquisición de los sitios 1 y 3 puesto que no fue posible conseguir que los 5 propietarios de cada sitio vendieran sus terrenos para situar la planta.

Las dificultades para adquirir el terreno condujeron a conseguir parte de los terrenos del sitio 2, las 15 ha requeridas se complementaron con 2 parcelas que no se habían contemplado inicialmente. Estos terrenos fueron adquiridos por la presidencia municipal, se ubican al oriente de la localidad, en la margen izquierda del río Angulo, en el potrero El Fuerte que forma parte del ejido de Zacapu.

En la figura 5.1 se presenta la ubicación del sitio seleccionado y de los otros terrenos propuestos.

Con la finalidad de determinar las características topográficas del terreno del sitio 2 seleccionado, se realizó el levantamiento del sitio, que básicamente consistió en trazar la poligonal cerrada y nivelar esta y una serie de puntos auxiliares para determinar las elevaciones del terreno, así mismo se detalló el cauce del río Angulo.

ORIENTACIONES ASTRONÓMICAS

Para determinar el rumbo de la poligonal y ubicarla en un sistema coordenado se hizo





la orientación astronómica un determinado día (3 de diciembre de 1996) realizándose una serie de 5 observaciones en el vértice 3 (v-3).

REFERENCIACIÓN Y MONUMENTACIÓN

Se colocaron en el sitio mojoneas de concreto armado, instalándose una en cada uno de los 6 vértices que forman la poligonal, cada mojonea se numeró y se niveló. Trazo de poligonal de apoyo con cadenamamiento a cada 20 m en terreno plano.

El trazo de la poligonal envolvente se hizo utilizando teodolito y distanciómetro para la medición de ángulos y distancias, según el método de ángulos derechos, visando atrás y delante de acuerdo a las siguientes tolerancias.

a) Cierre angular

$$Ta = \pm 10^n (n)^{1/2}$$

En donde Ta está en segundos y n es el número de vértices.

b) Cierre lineal

$$Ti = \pm 0.0001L$$

En donde Ti está en metros y L es la longitud de la poligonal, también dada en metros.

La poligonal envolvente se localizó colocando trompos a cada 20 m y mojoneas en cada uno de los 6 vértices.

NIVELACIÓN DE PERFIL DE POLIGONAL DE APOYO A CADA 20 m EN TERRENO PLANO

Inicialmente se verificó la liga con el BN 1-B (elevación 1979.521 msnm) al que se refieren los proyectos de agua potable y alcantarillado y las obras ya construidas.

La nivelación se verificó (a partir del BN 1-B) con nivel automático, la comprobación de las nivelaciones se hizo nivelando de ida y vuelta. Se nivelaron los trompos y las mojoneas de los vértices.

La tolerancia considerada en las nivelaciones se determinó con la siguiente expresión:

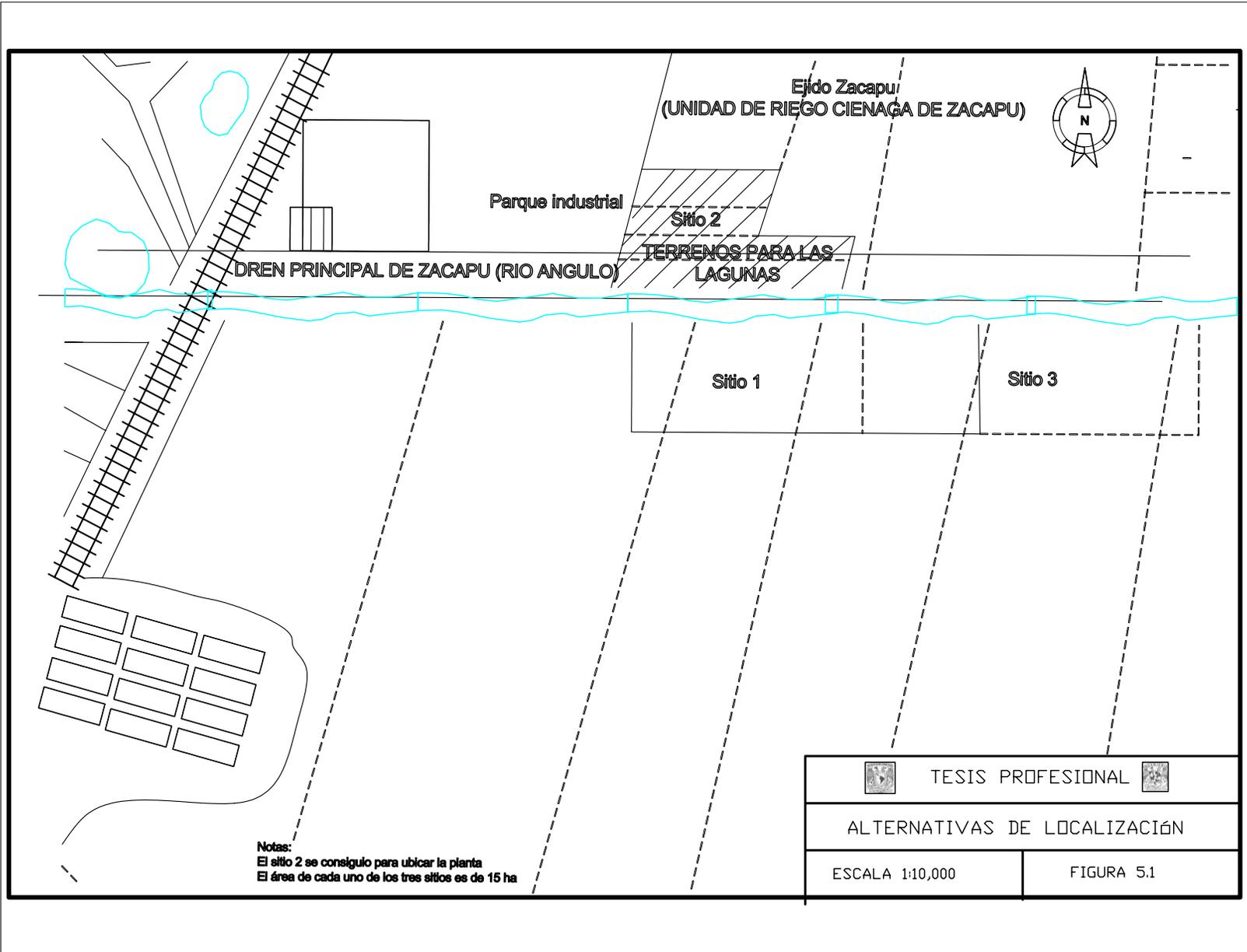
Nivelaciones	T en mm
Ida y regreso	$\pm 10(k)^{1/2}$

Las radiaciones se nivelaron de manera trigonométrica. A partir de las elevaciones determinadas en los puntos anteriores se configuraron las curvas de nivel del terreno.

Levantamiento de sitio para planta de tratamiento, no incluye trazo de apoyo ni nivelación de poligonal.

Con apoyo en los vértices se verificaron 618 radiaciones para detallar las curvas de nivel a cada 50 cm del río Angulo y los caminos marginales.





Notas:
 El sitio 2 se consiguio para ubicar la planta
 El área de cada uno de los tres sitios es de 15 ha

 TESIS PROFESIONAL 	
ALTERNATIVAS DE LOCALIZACIÓN	
ESCALA 1:10,000	FIGURA 5.1

CÁLCULO DE TOPOGRAFÍA Y FORMACIÓN DE PLANOS

Los datos que se obtuvieron durante la realización de los trabajos de campo se consignaron en libretas de tránsito para calcularse en seguida. Se registraron datos del trazo de la poligonal tales como: ángulos horizontales, distancias entre vértices y punto para configurar detalles. De la nivelación se consignaron distancias y alturas del nivel.

Los registros anteriores se calcularon obteniéndose datos para localizar la poligonal en un sistema de ejes coordenados, además se determinó la elevación en msnm de los vértices y puntos de apoyo considerados para configurar curvas de nivel.

5.2. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

El proyecto de la planta se desarrollo en un predio ubicado en la margen izquierda del río Angulo, aproximadamente a 900 m de la salida a Villa Jiménez. El terreno presentó ondulación suave con desniveles no mayores de 3.00 m, actualmente se ocupa en actividades agrícolas principalmente para el cultivo del maíz.

DESCRIPCIÓN DEL SITIO Y DEL PROYECTO

El proyecto de la planta consistió en 6 lagunas que se construyeron excavando el terreno y formando bordos perimetrales, los cuáles se realizaron con la misma arcilla del sitio que fue retirada para alojar las excavaciones de las lagunas. Los bordos tendrán alturas máximas de 3.00 m, el proyecto propuso construirlos con taludes de inclinación 2 : 1 (horizontal - vertical), con 3.50 m de ancho de corona.

Las excavaciones bajo el nivel del terreno natural se realizaron hasta 2.00 m de profundidad máxima. Puesto que el terreno no es parejo en algunas zonas prácticamente no se excavará, sin embargo en éstas los bordos alcanzaron las alturas máximas. La planta es alimentada por un emisor que corre sobre la margen izquierda del río Angulo (Dren principal).

OBJETIVOS Y ALCANCE DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

Los objetivos que se pretende alcanzar son:

- 1 Establecer las condiciones estratigráficas.
- 2 Determinar la necesidad de emplear una capa de impermeabilización para el fondo de las lagunas.
- 3 Analizar la estabilidad de los diques, en condiciones sísmicas y estáticas.
- 4 Revisar sus hundimientos probables.
- 5 Revisar las condiciones del subsuelo superficial a lo largo de la tubería del emisor que incluye el proyecto.

Con el propósito de diseñar el sistema lagunar de la planta de tratamiento de agua residual de Zacapu, Mich, se realizó un estudio geotécnico, basado en una exploración superficial a través de pozos a cielo abierto, al efectuarse los análisis estratigráficos y de

comportamiento de las estructuras térreas, se llegó a la conclusión de practicar una exploración adicional hasta 20 m de profundidad, debido a los altos contenidos de agua y a la problemática encontrada en el subsuelo.

En el segundo estudio se precisaron los espesores de los mantos compresibles, haciendo una exploración detallada de los estratos superficiales, se calcularon con mayor conocimiento del subsuelo los hundimientos, se revisó la estabilidad de los taludes ya estudiada, se confirmó la recomendación para la construcción del tapete de arcilla para impermeabilizar el fondo de las lagunas y se recomendó la aplicación de un proceso de precarga para reducir los asentamientos diferenciales que ocurrirán durante la vida útil de los bordos, con el fin de disminuir los riesgos de agrietamiento transversal de dichos bordos, por efecto de las condiciones encontradas en los contenidos de agua.

5.3. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

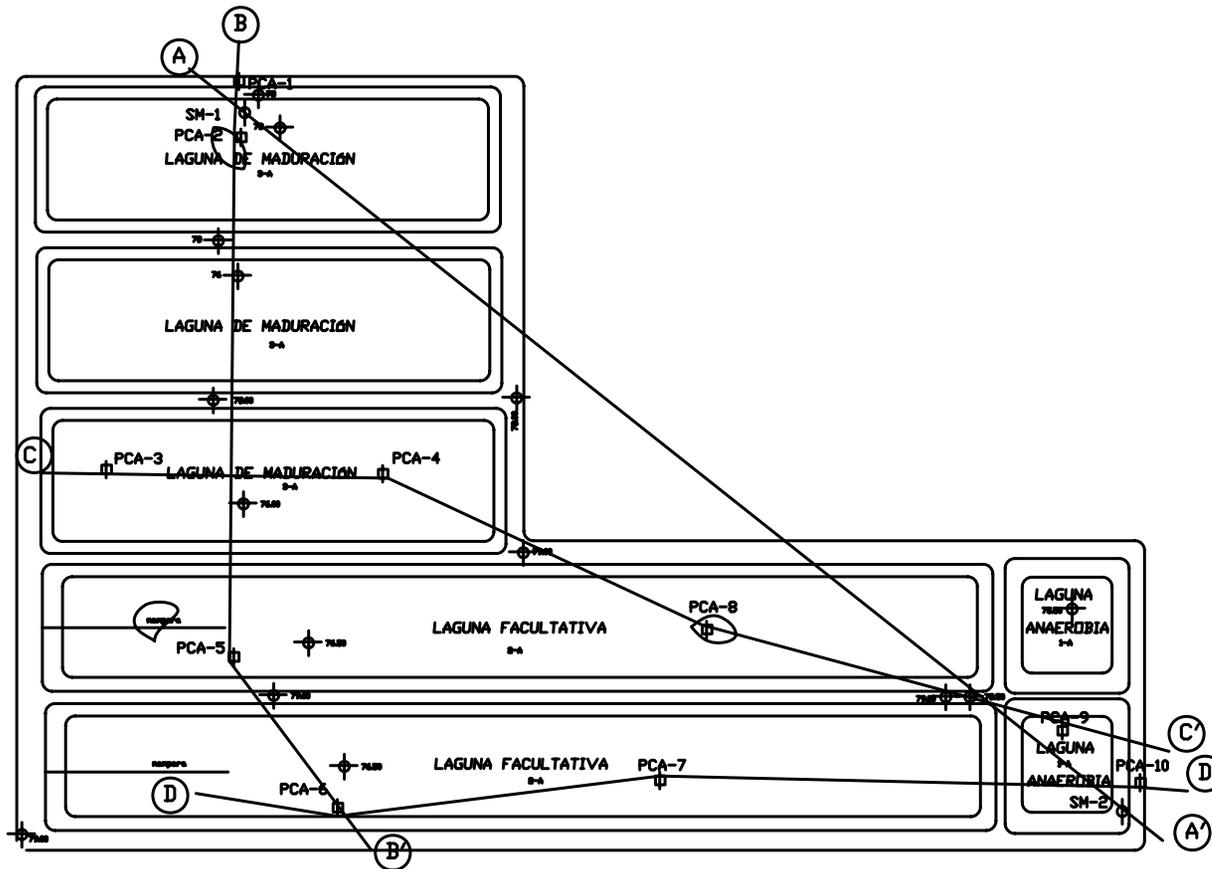
TRABAJOS DE CAMPO

Con el fin de establecer las condiciones estratigráficas del sitio, determinar las propiedades índices y mecánicas de los diferentes estratos, se excavaron 10 pozos a cielo abierto, PCA-1 a PCA-10 a profundidades variables entre 2.0 y 3.0 m, para obtener muestras alteradas e inalteradas de los estratos representativos; asimismo, se realizaron dos sondeos mixtos SM-1 y SM-2 a una profundidad de 20 m, para obtener muestras alteradas y determinar la resistencia a la penetración estándar; en los estratos blandos detectados se extrajeron muestras inalteradas con el tubo de pared delgada tipo Shelby. La ubicación en planta de estos trabajos se presentan en la figura 5.2.

Para determinar las propiedades hidráulicas de los mantos superficiales se realizaron ocho pruebas de permeabilidad tipo USBR E-19, en el fondo de los pozos a cielo abierto. En la tabla 5.1, se presentan las elevaciones y pozos donde se efectuaron las pruebas, así como los valores determinados de la permeabilidad. Adicionalmente a la exploración en el sitio de la planta, se excavaron tres pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.0 y 2.4 m, en el trazo del emisor, obteniéndose muestras sólo del pozo PCA1-EMZ.

Tabla 5.1 Resultados de los Ensayes de Permeabilidad Tipo USBR E19

Pozo	Prueba No.	Tramo ensayado (m)	Descripción del material	Permeabilidad K (cm/seg)
PCA2	1	2.00 a 3.00	Limo negro (OH)	7.357E-05
PCA3	2	2.00 a 3.00	Limo café claro, muy blando (OH)	6.866E-04
PCA4	3	1.70 a 2.70	Limo café oscuro, muy blando (H)	2.444E-05
PCA5	4	1.60 a 2.60	Limo negro, muy blando (OH)	3.814E-04
PCA6	5	1.70 a 2.70	Limo negro, blando (OH)	1.103E-07
PCA7	6	1.70 a 2.70	Limo negro, blando (OH)	3.347E-05
PCA8	7	1.70 a 2.70	Limo café claro, muy blando (OH)	1.173E-05
PCA9	8	1.70 a 2.70	Limo café claro, blando (OH)	6.191E-04



PCA-1 ϕ POZO A CIELO ABIERTO
 SM-2 ϕ SONDED MIXTO
 ——— PERFILES ESTRATIGRAFICOS

PLANTA
 ESC. 1:2500

TESIS PROFESIONAL	
LOCALIZACIÓN DE POZOS A CIELO ABIERTO	
ALTERNATIVA 3	FIGURA 5.2

Durante los trabajos de campo se observó el desarrollo geológico de la ciénega, se inspeccionaron los pozos a cielo abierto y se supervisó la ejecución de los sondeos. En el PCA-1 se detectaron grietas de espesor variable entre 1 y 3 cm, se observaron multitud de agujeros producidos por las tuzas y según se reporta en el sondeo SM-1 el lodo de perforación se perdió a los 2.6 m de profundidad

PRUEBAS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas en los pozos y sondeos se enviaron al laboratorio para determinar las propiedades índices tales como: contenido de agua, límites de consistencia, granulometría densidad de sólidos. Adicionalmente se realizaron tres pruebas de compresión simple, seis ensayos de compresión triaxial, cinco consolidaciones y dos pruebas de compactación Proctor CNA, con energía de compactación de 7.5 kg-cm/cm^3 , todo ello para conocer las propiedades mecánicas de las muestras inalteradas colectadas. Los resultados del conjunto de pruebas mencionado, se concentran en la tabla 5.2, con el fin de visualizar el comportamiento global del subsuelo.

GEOLOGÍA LOCAL

La planta de tratamiento en cuestión, se ubica en las márgenes del río Angulo rectificadado a través de un canal que parte de la ciudad de Zacapu hacia el oriente. La ciudad de Zacapu se aloja sobre depósitos aluviales recientes, construidos por arenas, limos y arcillas. Estos depósitos se han formado al pie de la zona volcánica que se extiende hacia el sur poniente de la ciudad, con multitud de conos cineríticos recientes, los cuales derramaron rocas ígneas extrusivas con emisiones de cenizas volcánicas.

Las cenizas volcánicas se depositaron en el ambiente lacustre de la Ciénega de Zacapu, lo que ha dado origen a depósitos limosos lacustres, cuyo proceso de formación es igual al de los lagos de Texcoco y de la Ciudad de México. Lo anterior se puede observar en los contenidos de agua determinados en las muestras con valores de hasta 501%, en los valores de densidad de sólidos variables entre 2.1 y 2.4, y en los materiales pumíticos blancos y arenas volcánicas negras observadas en los sondeos.

ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

Superficialmente los suelos del sitio están constituidos por limos orgánicos de alta compresibilidad, con contenido de agua natural cercano al límite líquido y en algunos casos mayores. Los pozos a cielo abierto del primer estudio fueron corregidos, después de clasificar las muestras adecuadamente.

Un análisis de la estratigrafía en planta, nos permitió afirmar que existen dos grupos de pozos: los de la parte alta y los de la parte baja.

- a) Parte alta, pozos 3, 4, 7, 8, 9 y 10, incluyendo el sondeo SM-2. Esta área se sombrea en la figura 5.1 y en ella predominan los suelos con contenidos de agua menores al 100%; asimismo las elevaciones de los brocales de los pozos son superiores a la cota 77.00, con cota máxima de 78.50. En esta zona se estima obtener suelos de consistencia media susceptibles de utilizarse en la formación de los bordos, hasta una cota variable entre 76.00 y 76.50. En el sondeo SM-2 se localiza una costra superficial de 5.0 m de espesor, de consistencia media a dura, con número medio de golpes de 15, variable entre 6 y 25. Esta costra permitirá alojar con cierta seguridad las estructuras de entrada del líquido por tratar, así como el edificio de oficinas y laboratorio. Las paredes de los pozos cercanos PCA-9 y PCA-10, se observaron secas y libres de grietas.
- b) Parte baja, pozos 1, 2, 5 y 6, incluyendo al sondeo SM-1, en estas áreas predominan los contenidos de agua mayores de 100%, con valores de hasta 501%. Los brocales de estos pozos se ubican bajo la cota 77.5. Las elevaciones a partir de las cuales y hacia abajo comienzan a aparecer suelos con contenido de agua mayor de 100%, se presentan en la tabla 5.3.

Estos suelos de contenido de agua alto, no predominan en el predio y pueden dar origen a asentamientos diferenciales significativos si su presencia o continuidad se interrumpe, o bien, si los cambios son muy abruptos. Este tipo de cambios no se pudo determinar con la información a la fecha.

Si se observan los sondeos SM-1 y SM-2, se nota a lo largo de cada perfil una variación en el contenido de agua entre 30 y 250% en toda su longitud, lo que quiere decir que el sitio es relativamente homogéneo. La diferencia entre ambos puntos estriba en que en el sondeo SM-2, se tiene una costra superficial de contenido de agua menor de 100% y número de golpes variable entre 6 y 26, las capas de arena volcánica negra son más frecuentes y de espesores bien definidos. En el sondeo SM-1, no existe esta costra superficial y en su lugar aparecen suelos blandos con contenidos de agua mayores de 100% y valor máximo de 456%; si se observan los contenidos de agua, aparentemente la costra se inicia a los 3.0 m de profundidad, pero la resistencia del terreno a la penetración estándar no coincide con los valores registrados en el sondeo SM-2. El perfil estratigráfico A-A', figura 5.3, revela las observaciones anteriores.

Por otra parte, la hipótesis de que existen diferencias estratigráficas entre el punto "La Loma" (sondeo SM-2) y el punto más bajo (sondeo SM-1), es confirmada con estos trabajos de exploración adicional, por lo que se toma en cuenta en los análisis del comportamiento a largo plazo de los bordos.

Tabla 5.3 Elevaciones

Pozo Num	Elevación del brocal y nivel de aguas freáticas	Elevación con $\omega > 100\%$	Elevación del corte
1	76.00 ... 74.00 naf	75.25*	2.00 relleno
2	76.10 ... 73.90 naf	75.70*	76.00
3	76.80 ... 74.60 naf	-	76.00
4	77.70 ... 75.70 naf	75.20	76.00
5	77.00 ... 75.00 naf	76.25*	76.50
6	77.50 ... 75.40 naf	76.00*	76.50
7	77.00 ... 74.40 naf	75.25	76.50
8	77.50 ... 75.50 naf	-	76.50
9	78.00 ... 76.00 naf	-	75.50
10	78.50 ... no report	-	sin corte

Nota: * Pozos de la zona baja; los datos del nivel de aguas freáticas no son confiables. En el pozo 1 se compactarán 2.0 m para formar el bordo.

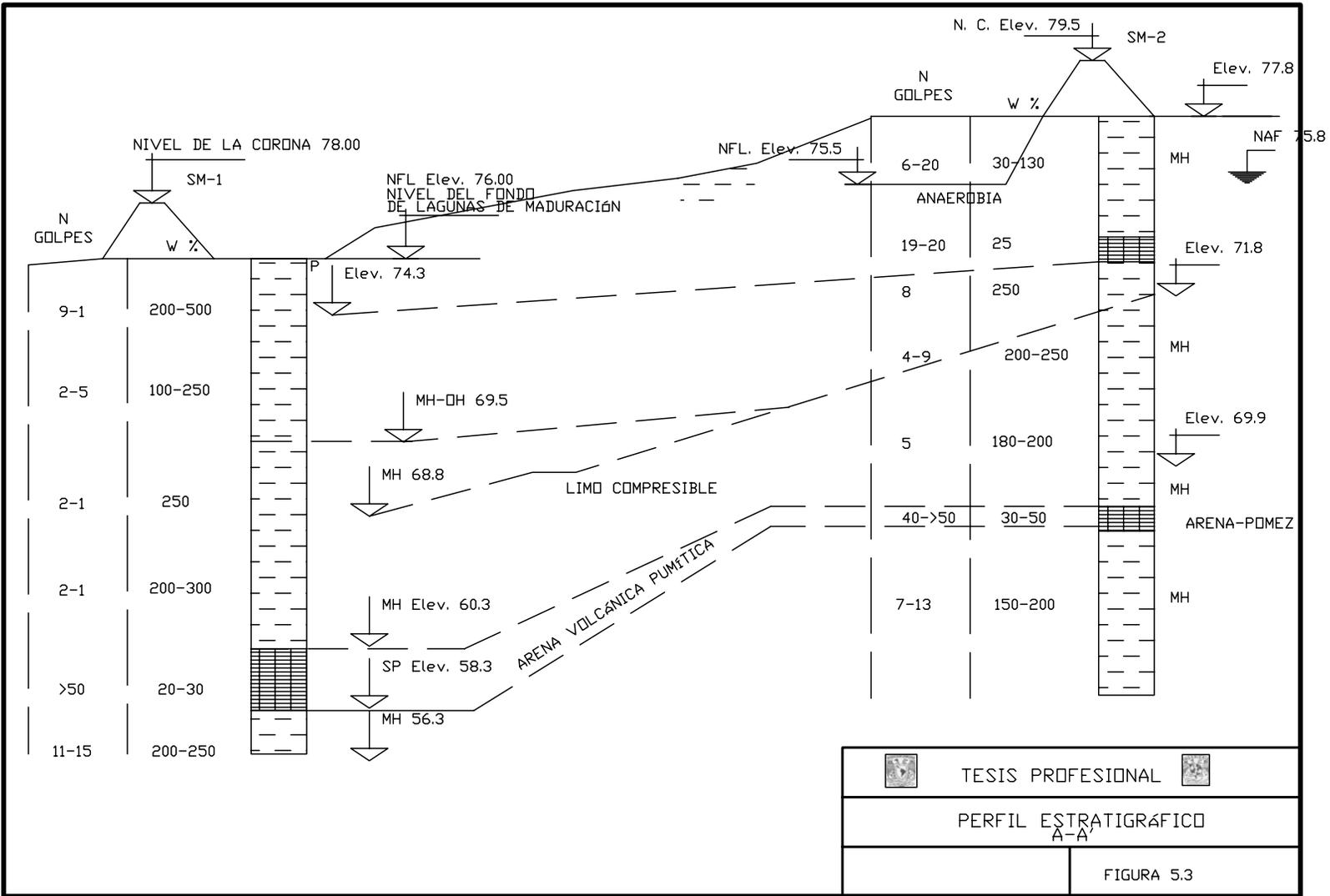
Un análisis detallado de los resultados de laboratorio en los sondeos y pozos, enfocado a la contracción lineal y al límite de contracción, permite afirmar que los suelos pierden su plasticidad de manera muy significativa por secado.

Esta aseveración se basa en que los contenidos de agua óptimos de las pruebas de compactación son sensiblemente menores que los de las muestras individuales que sirvieron de base; asimismo; los límites líquidos de las muestras del sondeo SM-2 están muy por debajo del contenido de agua natural, de los 10 m de profundidad y hacia abajo.

Lo anterior, producto del secado de estas muestras para la determinación de dicho límite, al pasar por la malla 4. Por otra parte, los suelos superficiales revelan una baja plasticidad.

Del análisis general de los suelos se observa que los suelos son única y exclusivamente limosos de plasticidad generalmente alta, la cual se reduce con la presencia de materia orgánica.

Otro análisis de los sondeos y pozos permite dibujar los perfiles estratigráficos B-B', figura 5.4 a lo largo de PCA-1, SM-1, PCA-2, PCA-5 y PCA-6, donde se espera que los tramos de bordo por construir a lo largo de esta línea tendrán asentamientos mayores que los previstos a lo largo de los perfiles C-C' y D-D', figuras 5.5 y 5.6, según se observa en los resúmenes de contenido de agua mostrados en dichos perfiles.



TESIS PROFESIONAL
 PERFIL ESTRATIGRÁFICO
 A-A'
 FIGURA 5.3

FORMACIÓN DE LOS BORDOS

Las estructuras más importantes desde el punto de vista geotécnico son los bordos que contendrán el influente por tratar.

Debido a que los volúmenes de suelo por excavar son muy grandes, se estudió la posibilidad de aprovecharlos para la formación de los bordos. A continuación se presentan los argumentos que sustentan la utilización del producto de la excavación.

Con el fin de evaluar la calidad de los materiales producto de las excavaciones para la formación de los bordos, se realizaron dos pruebas de compactación Proctor CNA, en los pozos PCA-3 y PCA-4, tomando material de toda la pared de cada pozo, los resultados se muestran en la tabla 5.2, donde se observa que el peso volumétrico resultante y la humedad óptima son valores factibles de lograr.

La calidad de los materiales compactados, también se evaluó a través de pruebas triaxiales y ensayos de consolidación, reportados en la misma tabla 5.2, estos parámetros de plasticidad, compresibilidad y resistencia, permiten afirmar que dichos materiales son susceptibles de aprovecharse en la formación de los bordos.

Esta aseveración también se fundamenta en la observación del producto del dragado del fondo del río Angulo, el cual se ha almacenado en la colindancia sur del predio en cuestión y se ha mantenido estable con la vegetación que ha crecido sobre él, a pesar de no haber sido compactado. Las alturas de estos depósitos son de 1.5 a 2.5 m, en algunos casos con paredes verticales.

En el terreno también aparecen suelos de alto contenido de agua y plasticidad considerable, los cuales tomarían mucho tiempo para orearse y ser manejables durante el proceso de compactación. Por esta razón es indispensable seleccionar los materiales que podrán ser utilizados durante el proceso de compactación.

En la tabla 5.3, se observa que las elevaciones de los cortes no alcanzan a tocar los suelos de contenido de agua problemático; sin embargo, se deberá verificar que los contenidos de agua de los suelos que sean seleccionados para la formación de bordos y compactación, no tengan contenidos de agua problemáticos; es decir, que no sean mayores de 100%.

Para ello se deberá de disponer de un laboratorio en donde se permita determinar el contenido de agua de las muestras, límites de consistencia, realizar pruebas de compactación Proctor CNA y llevar a cabo el control de calidad de terrecerías correspondientes.

ESTABILIDAD DE LOS BORDOS

Se estudió la estabilidad de los bordos contra falla por deslizamiento, falla por extrusión de las capas blandas, se evaluó la problemática de los mismos y se determinó el potencial de expansión y/o colapsabilidad. A continuación se describen los resultados obtenidos.

Se aplico el programa SLOPE, para determinar el círculo de falla crítico. Una vez determinado éste, se reviso el factor de seguridad obtenido mediante cálculo a mano por el método de Fellenius, en este cálculo se hizo intervenir la sollicitación sísmica. Considerando únicamente las fuerzas gravitacionales, el talud de 2:1, los bordos resultan estables con un factor de seguridad de 1.9.

La sollicitación sísmica se tomo en cuenta en los cálculos, considerando un factor de ductilidad de 0.2, con lo que el factor de seguridad se reduce a 1.1. La figura 5.7 ilustra las condiciones analizadas, que corresponden a la zona de altos contenidos de agua; de esta figura, también se puede concluir que el factor de seguridad resulta mayor que el calculado, en vista de que la elevación de estos bordos será de 78.00 (2 metros menor que la condición analizada).

En la zona de las lagunas anaerobias si se presentarán desniveles de 4 metros, pero como en ese punto las condiciones de resistencia del terreno son mucho mejores que las de la zona baja, como se describió en el análisis de la estratigrafía, se estimo que la estabilidad de los bordos fue satisfactoria.

Se aplico el criterio de Meyerhof, para evaluar el factor de seguridad contra falla por extrusión de las capas de contenido de agua de 400%, resultando dicho factor de 2.63.

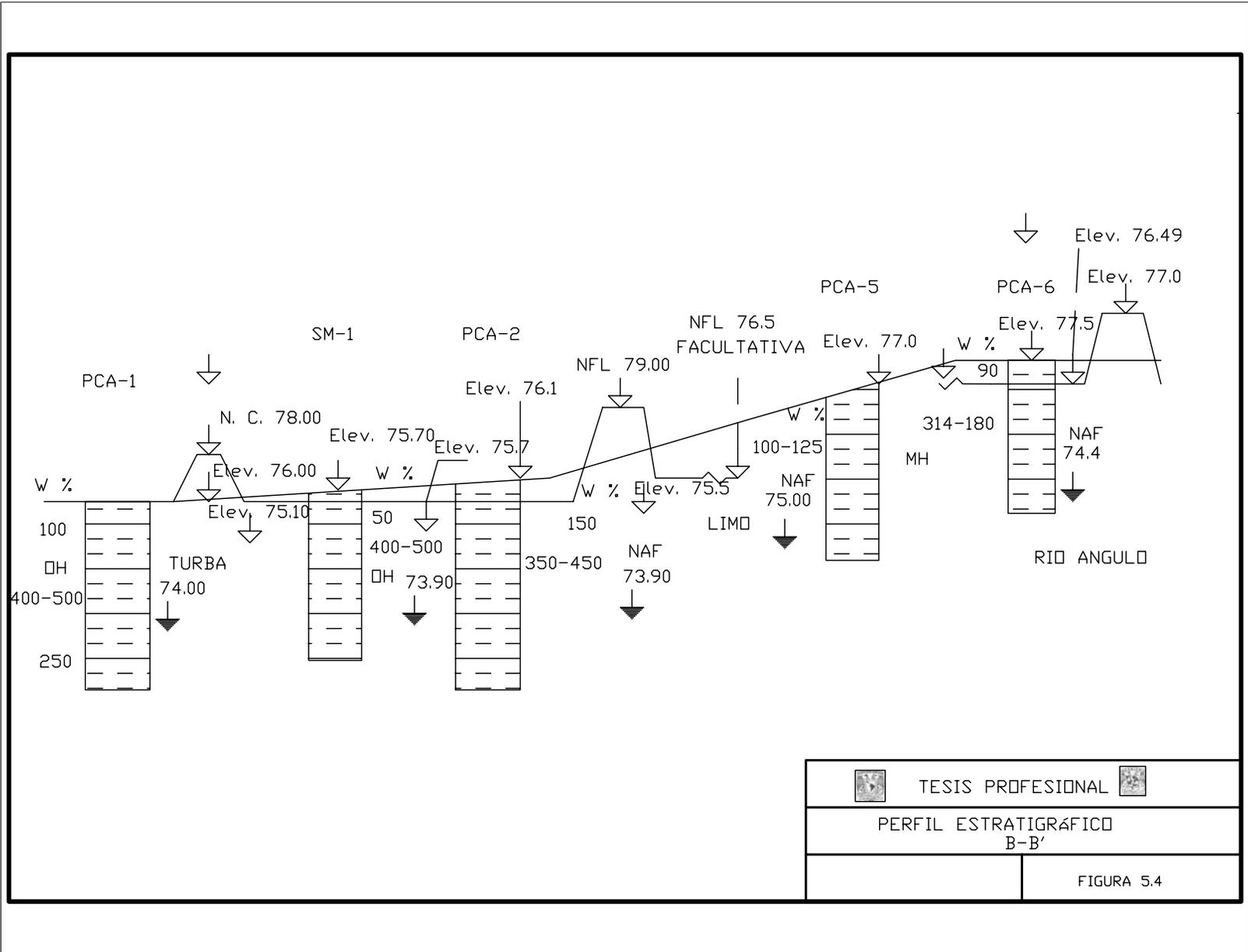
En cuanto a la problemática de los materiales que servirán para formar los bordos, ya se mencionó que los materiales producto del dragado del río Angulo son estables sin tratamiento alguno, por lo que los bordos compactados y protegidos con enrocamiento y siembra de pastos serán más estables.

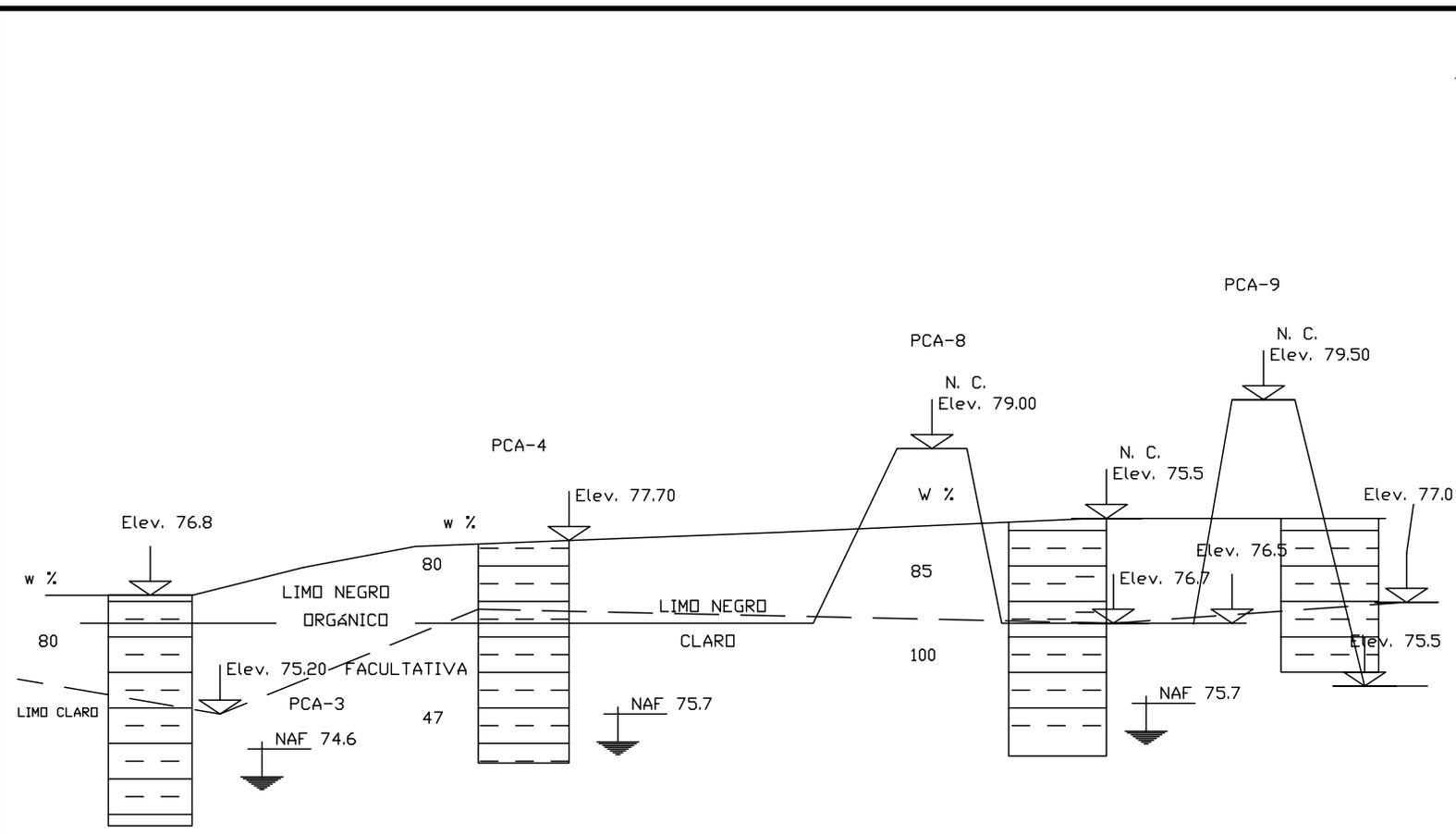
Finalmente, se evaluó la susceptibilidad a colapso y/o expansión del suelo, según el criterio del Bureau of Reclamation para la identificación de suelos expansivos y colapsables. El peso volumétrico seco y el límite líquido utilizados para la aplicación del criterio, fueron tomados de las pruebas de compactación realizadas, en las muestras integrales obtenidas de los pozos a cielo abierto del primer estudio geotécnico, y reportadas en la tabla 5.4, los suelos que serán compactados no resultan expansivos, ni colapsables.

En cuanto a la susceptibilidad a colapso se estima todavía más remota, en vista de que los contenidos de agua están muy cerca del límite líquido y los suelos tienen suficiente plasticidad, con respecto a la expansibilidad de los suelos subyacentes, ésta es baja, debido a la presencia superficial del NAF, en toda la Ciénega.

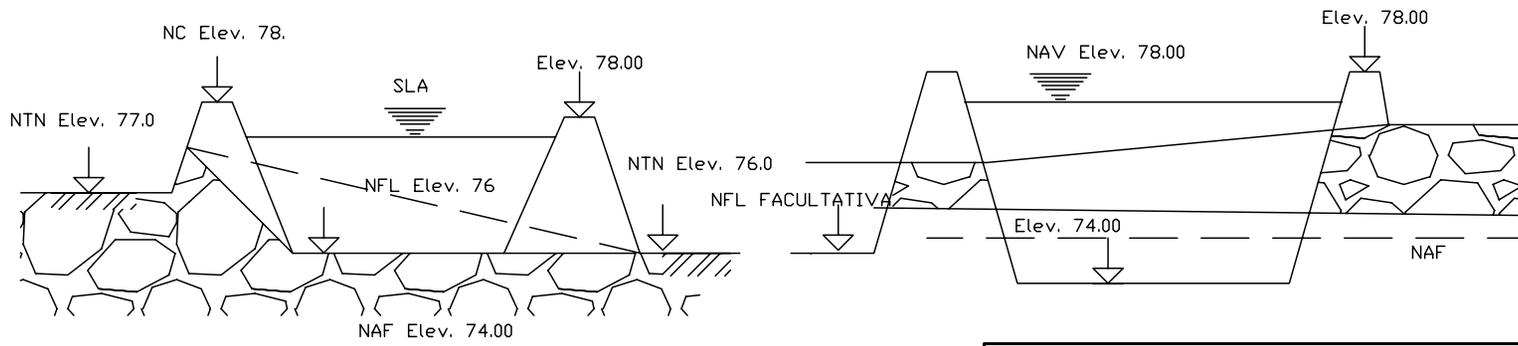
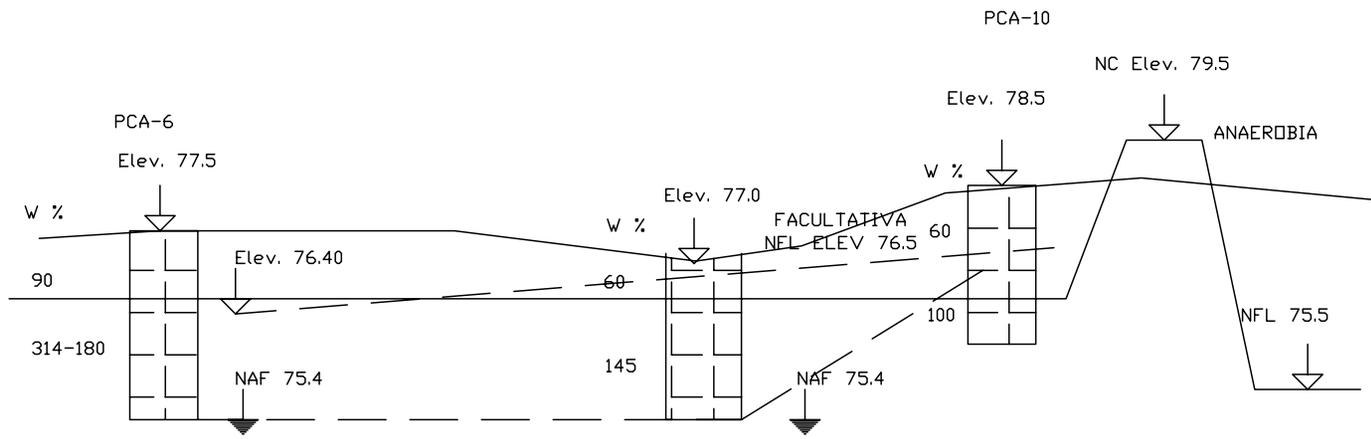
Tabla 5.4 Pruebas de compactación

Pozo num.	Muestra Integral	Contenido de finos %	Límite líquido %	Peso vol. seco, ton/m ³	Contenido de agua óptimo
PCA-3	0.0 a 2.0 m	92	81.4	838	66.9
PCA-4	0.0 a 3.0 m	84	49.6	1100	43.0





TESIS PROFESIONAL	
PERFIL ESTRATIGRÁFICO C-C'	
FIGURA 5.5	

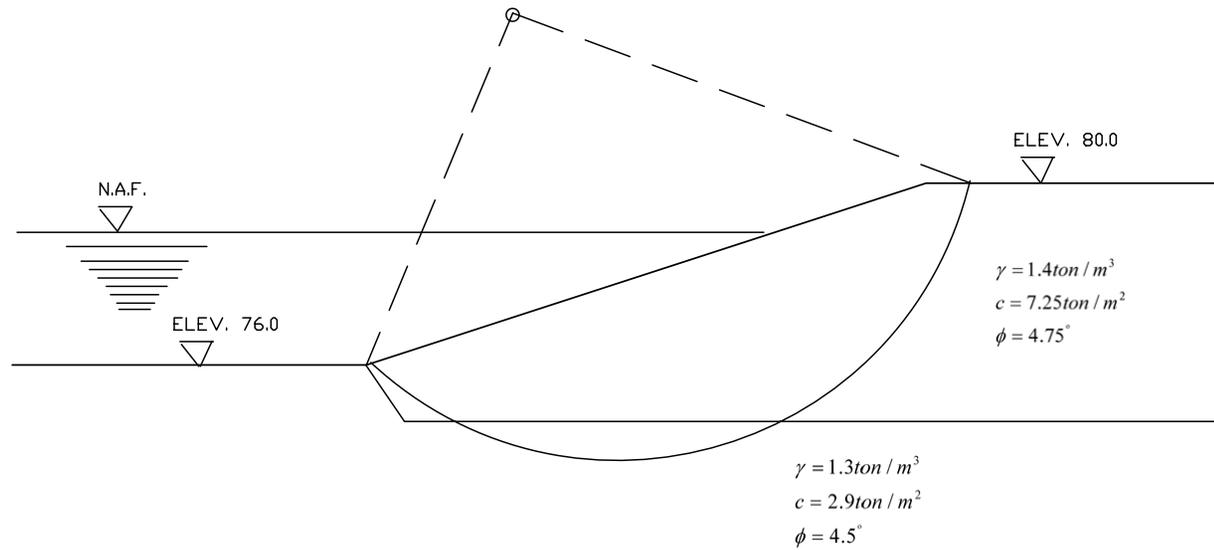


LAGUNAS DE MADURACIÓN
SITUACIÓN TÍPICA ENTRE
NAF, SLA Y PERFORACIONES
DE TUZAS

LAGUNA ANAEROBIA
SITUACION TÍPICA ENTRE
NAF, SLA Y PERFORACIONES
DE TUZAS

 TESIS PROFESIONAL 	
PERFIL ESTRATIGRÁFICO D-D'	
FIGURA 5.6	

FACTOR DE SEGURIDAD	
CON SISMO	SIN SISMO
1.186	1.186 ($c=0.2$)



 TESIS PROFESIONAL 	
RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	
ESCALA 1 : 100 ACOTACIONES: m ELEVACIONES: m	FIGURA 5.7

PERMEABILIDAD

La permeabilidad reportada en la tabla 5.1 varía de 10^{-4} a 10^{-7} cm/seg, la cual se considera satisfactoria para los fines de proyecto; sin embargo, durante los trabajos de campo se detectaron grietas en los pozos a cielo abierto 1 y 2, pérdida de lodo de perforación y agujeros producidos por las tuzas, lo anterior alertó para analizar la fuga del líquido en tratamiento y sus implicaciones.

En caso de ocurrir filtraciones en el terreno bajo las lagunas a través de los ductos perforados por las tuzas, éstas se ahogarían y se contaminarían los mantos freáticos aledaños, según se aprecia en la parte baja de la figura 5.6. Esta situación fue discutida con SEMARNAP y el INE (Instituto Nacional de Ecología), durante el estudio de impacto ambiental y el INE recomendó, reducir los riesgos de fuga del líquido en tratamiento.

Para ello se estudiaron la alternativa plástica impermeable y tapete de arcilla impermeable; como los plásticos son fácilmente atacables por las tuzas y resultan muy caros, se optó por utilizar el tapete de arcilla compactada y protegerlo con una doble capa de espuma volcánica (tezontle), que hará las veces de filtro protector de la arcilla compactada y barrera protectora contra la acción de las tuzas.

En el inciso de procedimiento constructivo se detallan las recomendaciones que deberán seguirse para la construcción del tapete de arcilla y los filtros protectores. Los filtros protectores deberán cumplir las especificaciones de material de filtro.

HUNDIMIENTOS

Se estimaron los hundimientos máximos que ocurrirán debido a las sobrecargas que impondrán los bordos de las lagunas, los cuales en su máxima altura construible (lagunas de maduración), alcanzarán 2 m de desnivel con relación al fondo de los estanques. En la zona de las lagunas anaerobias, a pesar de que el desnivel es de 4 m, la sobrecarga no excederá los 2 m, debido a los niveles de terreno natural, con respecto a los niveles de excavación, ver tabla 5.3.

Para el cálculo de los hundimientos se usaron las curvas de compresibilidad, utilizando los contenidos de agua correspondientes a los estratos detectados en los pozos 1 y 2, que corresponden a los valores máximos encontrados. En estas condiciones los asentamientos máximos serán de 30 cm. Los asentamientos mínimos serán de 15 a 20 cm en las zonas de menor sobrecarga neta.

Teniendo en cuenta los asentamientos anteriores, se consideró conveniente aprovechar los materiales que fueron excavados y utilizados en la formación de los bordos, ya que requerían de un proceso de oreado para reducir su contenido de agua antes de ser tendidos y compactados. La plataforma que se formó para tal fin se maneja como zona de precarga en la parte norte de la planta y correspondió a los bordos que fueron construidos sobre suelos cuyo nivel natural es actualmente menor que la cota 77.00.

CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga se calculó utilizando el criterio de Skempton para suelos cohesivos, según la expresión:

$$q = cN_c$$



Donde: q , representa la capacidad de carga en ton/m^2 .
 c , es la cohesión determinada en prueba triaxial no consolidada no drenada.
 N_c , es el factor de capacidad de carga, que depende de la relación, profundidad de desplante a ancho de cimiento.

Con la información de campo y laboratorio, se seleccionó una cohesión de 1.7 ton/m^2 , determinada en prueba triaxial no consolidada no drenada, del PCA-1, una relación profundidad de desplante a ancho de cimiento de 0.25, para la cual se obtiene una capacidad de carga última de 9.52 ton/m^2 , que afectará por el factor de seguridad de 2.50 da una presión de contacto de 3.81 ton/m^2 , que soportará cimientos corridos. Lo anterior se aplicó, tanto a la cimentación del edificio de oficinas como a la estructura de concreto que alojó las bombas de tornillo.

BANCOS DE MATERIALES Y ACARREOS

El material del sitio fue el adecuado para formar los bordos y para impermeabilizar el fondo, para determinar esto se realizaron pruebas de permeabilidad en campo y de compactación (incluidos los bancos). Con lo anterior se determinó que se podrán obtener arcillas en el mismo sitio en cualquier terreno vecino en donde presumiblemente se tiene al mismo tipo de material. El resto de los agregados pétreos que se requieren, grava y arena no son cuantiosos y se pueden obtener de los bancos de la región.

BANCOS DE ARCILLA

El material producto de la excavación fue suficiente para formar los bordos; sin embargo, si era necesario se puede obtener un material de similares características de cualquiera de los terrenos circunvecinos. Se tomaron en cuenta los problemas de compactación, por exceso de agua, si se trabajaba durante la temporada de lluvias, el material de las zonas circundantes tampoco se podía utilizar porque tenían características semejantes, puesto que se formó en el mismo ambiente lacustre.

En este caso se emplearon los materiales de origen aluvial de la zona limítrofe entre éstos y los suelos de origen lacustre, preferentemente se obtuvieron de la zona noreste de la ciudad, de las inmediaciones de Jauja del área que se encuentra aproximadamente a 1,300 m al norte del sitio de la planta de tratamiento.

Antes de utilizar el material de las áreas recomendadas, se efectuaron los análisis pertinentes, relativos al peso volumétrico y humedad óptima, los cuales deberán estar muy cercanos a los valores reportados en la tabla 5.2. Adicionalmente se deberán realizar determinaciones de los límites de consistencia para verificar que la humedad natural no exceda el valor de 100% y la plasticidad sea semejante a la obtenida en los muestreos integrales de los pozos 3 y 4, según se aprecia en la misma tabla 5.2.

Si bien el hecho de que en las zonas aluviales se encuentren tabiqueras demuestra que los materiales existentes son arcillosos, es indispensable verificar sus características efectuando las mencionadas pruebas.

BANCOS DE AGREGADOS

El concreto que se requiere en esta planta, por su naturaleza, no es cuantioso, de tal forma que los agregados se pueden obtener de los bancos que se tienen en la región.



En la ciudad se dispone de grava triturada y aproximadamente a 15 km en dirección sureste, en Comanja se tienen bancos de grava, arena, filtro y revestimiento.

De igual forma se tienen bancos en El Pueblito, que se sitúan a 18 km al poniente sobre la carretera que va a Zamora. Hacia el norte de Villa Jiménez, aproximadamente a 13 km se ubican bancos de agregados, así mismo a 6 km al suroeste, en Naranja, se localizan bancos. Los bancos de mayor calidad son los de Comanja y El Pueblito, si bien cualquiera que se elija deberá cumplir con la granulometría indicada.

BANCOS DE GRAVA-ARENA

También es factible obtener la grava-arena de los bancos de Comanja y El Pueblito, o del que cumpla con la granulometría especificada.

BANCOS DE PIEDRA

En las zonas poniente y sur oriente de la ciudad, en la salida a Zamora y en el Cuinato se tienen afloramientos rocosos y superficialmente con gran cantidad de piedras, por otra parte, el material de escoria del banco de Comanja se puede utilizar como protección de los taludes mojados, si bien se encuentra a mayor distancia.

BANCOS DE DEPÓSITO DE MATERIALES SOBRAINTES DE EXCAVACIÓN Y DESPALME

El material producto del despilme y el de excavación que no se utilizó en la formación de bordos se depositó a un costado de la carretera que va a Villa Jiménez, a la altura de CONASEP, aproximadamente a 1500 m del sitio de la planta.

5.4. CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS BASÁNDOSE EN EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Teniendo en cuenta la magnitud de los asentamientos totales producidos por consolidación de los suelos comprensibles, se recomienda la aplicación de precarga sobre el área que cubrirán los bordos de las lagunas de maduración.

El procedimiento fué el siguiente:

- La primera actividad constructiva consistió en despilmar los primeros 20 cm. de la capa vegetal que no se pudo utilizar en la formación de bordos por su contenido de raíces y materia orgánica, tal y como se describió en el plano de procedimientos constructivos.
- A continuación se limpió el terreno donde se colocaron los pozos de observación.
- Se colocaron pozos de observación a cada 100 m, consistentes en tubería de fierro galvanizado de $\frac{3}{4}$ " protegida con tubería de PVC, de 2", la cual descansa en una placa de madera de 30 x 30 cm y 1" de espesor, para fijar su colocación de las capas que formarán la precarga. La instalación de los pozos fué vigilada por el ingeniero supervisor de geotecnia.
- Los tramos de tubería de fierro fueron de 1.5 m de longitud con cuerda, para acoplar un tramo adicional para llegar hasta 3.0 m de longitud vertical.



- Los brocales de los tubos galvanizados fueron nivelados antes de colocar la primera capa de precarga y después de afinar la superficie por precargar, con el fin de referirse a dicho inicio. Las nivelaciones se corrieron cada vez que fue colocada una capa de precarga.
- La compactación de estas capas de precarga fue por bandeado de un tractor ligero (tractor D-5 o equivalente), el cual acomodó el material acarreado. El criterio de compactación será el de garantizar el tránsito de los camiones.
- Se instalaron dos bancos de nivel superficial para referir todos los datos de asentamientos que se obtuvieron. Un banco de nivel se ubicó en la zona cercana al edificio de oficinas y otro en la zona baja; ambos están lo suficientemente alejados de la zona afectada por los hundimientos de los bordos, aproximadamente 20 m del pie del talud.
- El área que cubrió la precarga será: todos los bordos de las lagunas de maduración que cubrieron los suelos de nivel natural 77.00 y menores. Si por facilidad constructiva se unen los bordos por precargar, en cuanto a área de precarga sería mejor.
- Se llevó un registro semanal de los hundimientos producidos por la precarga hasta que se genere el 70% del valor máximo previsto, hasta que transcurrieron tres meses de precarga, o hasta que el ingeniero supervisor de geotecnia los decida.
- La sección del bordo de precarga fue de 4 m de corona, taludes 3:1 y con una altura del bordo de 2m, lo que implicó colocar un volumen de 26,600 m³, aproximadamente.
- El sitio de precarga funcionó como banco de almacenamiento de los materiales susceptibles de compactarse.
- La precarga fue la segunda actividad constructiva de la planta, para que se logre el máximo de hundimiento durante la construcción.
- Durante la precarga se vigiló que los suelos que se coloquen en el bordo de precarga fueron seleccionados por el ingeniero supervisor de geotecnia.
- El ingeniero supervisor de geotecnia decidió a partir de que momento se pudo utilizar el material de los bordos de precarga en la formación de terraplenes.

TAPETE IMPERMEABLE

- Una vez que se concluyó la formación de los bordos, se inició el proceso de protección del fondo de las lagunas.
- Se excavó 60 cm para colocar primero una capa de grava arena con las características de filtro, con un espesor de 15 cm.
- A continuación se colocó la capa de limo impermeable de 30 cm de espesor compactada al 95 % de su peso volumétrico seco máximo, del lado húmedo de la curva de compactación, del 2 al 4% arriba del óptimo.
- El equipo para compactar la capa de limo fue rodillo pata de cabra.
- Finalmente se colocó otra capa de protección de grava arena con las características de filtro ya descritas, en un espesor de 15 cm.
- Las capas de grava arena fueron compactadas con rodillo liso.

LA FUNCIÓN DE LAS CAPAS DE GRAVA ARENA

- Proteger la capa de arcilla para que en caso de formarse grietas, durante algún proceso de vaciado o secado de las lagunas, éstas sean rellenadas por la capa superior de grava.





- Contener la acción de las tuzas que pretendan hacer túneles de abajo hacia arriba.
- Mantener en buenas condiciones la capa impermeable de arcilla que contendrá el agua.

Las especificaciones de filtro fueron las siguientes:

$$\begin{aligned}5 D_{85} \text{ del suelo} &> D_{15} \text{ del filtro} \\25 D_{50} \text{ del suelo} &> D_{50} \text{ del filtro} \\20 D_{15} \text{ del filtro} / D_{15} \text{ del suelo} &> 4\end{aligned}$$

D_{85} D_{50} D_{15} Diámetro de las partículas que tiene en porcentaje dicho tamaño y menores

NOTA: El material de filtro deberá estar libre de finos; es decir el contenido de partículas menores de la malla 200, no deberá exceder 5% en peso. El porcentaje retenido en la malla 3/8" será 95% \pm 5%. El porcentaje retenido en la malla 10 será 45% \pm 10%. Y el retenido en la malla 60 será 10% \pm 10%.



CAPÍTULO 6

*DISEÑO DE LAS OPERACIONES Y
PROCESOS UNITARIOS DE
TRATAMIENTO*



6. DISEÑO DE LAS OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS DE TRATAMIENTO

El diseño del proceso debe ser traducido a un diseño físico, las dimensiones de la laguna, consistentes con el sitio disponible, deben ser calculadas. Se deben diseñar los terraplenes y las estructuras de entrada y salida, además de tomar decisiones con respecto al tratamiento preliminar, sistemas lagunares paralelos, tubería de derivación, vallas de seguridad y letreros.

El diseño de las instalaciones físicas es tan importante como la concepción o diseño del proceso, puede afectar significativamente la eficiencia del tratamiento y se conforma de los siguientes elementos físicos:

SELECCIÓN DEL SITIO APROPIADO

Lo más importante para seleccionar el sitio de ubicación de la planta es que se encuentre al final del sistema de drenaje, donde ya no hay mas aportaciones de caudal. El propósito es evitar bombear agua que hubiese quedado abajo del nivel de la laguna, con el consecuente ahorro de costos.

Las lagunas anaerobia, facultativa y de maduración, deben colocarse al menos a 1000, 500 y 100 m respectivamente, viento debajo de la comunidad que ellas sirven y estar alejadas de algún área de futura expansión poblacional. El sitio deberá ser llano o de pendiente suave. Es indispensable hacer un estudio de mecánica de suelos; actualmente muchas lagunas no funcionan por razones de alta permeabilidad, de modo que las aguas se infiltran en el subsuelo.

Antes de tomar la decisión de comprar alguno de los lugares elegidos, primero debe caracterizarse y clasificarse el suelo de cada uno de ellos con la finalidad de estimar su compresibilidad, tenacidad y capacidad de carga, para seleccionar la mejor opción.

CONFIGURACIÓN DE LA LAGUNA

La configuración de un sistema de lagunas puede permitir la operación en serie o en paralelo. La ventaja de una operación en serie radica en mejorar el tratamiento al reducir los cortos circuitos, mientras que una configuración en paralelo permite una mejor distribución de la carga contaminante sobre la totalidad del área disponible. La utilización de líneas de recirculación en un sistema de lagunas, permite combinar las condiciones de operación en serie y en paralelo.

GEOMETRÍA DE LAS LAGUNAS

Existen pocos trabajos para determinar el tamaño y la forma óptimos de las lagunas, la forma mas común es rectangular, aunque hay mucha variación en la relación largo-ancho. Usualmente la geometría óptima, que incluye no solamente el tamaño de la laguna, sino también la posición relativa de las entradas y salidas, es la que minimiza los cortos circuitos hidráulicos.

En general, las lagunas anaeróbicas y facultativas primarias podrían ser rectangulares con relaciones largo ancho de 2 o 3 a 1, evitando la formación de bancos de lodo cercanos en las entradas. Las lagunas secundarias y de maduración podrían, de ser





posible, tener relaciones largo ancho entre 3 y 8, con el objetivo de que se aproximen mejor al flujo pistón.

LÍNEAS DE RECIRCULACIÓN

Entre los beneficios de la recirculación están la generación de mezcla, la dilución del agua cruda y la aereación. La capacidad de recirculación es un factor positivo dentro de las características de un diseño, existe recirculación dentro de la laguna (intralaguna) así como la recirculación de otras lagunas (recirculación interlagunas). Para regenerar la recirculación se emplean bombas de baja cabeza y gran volumen.

RECUBRIMIENTO E IMPERMEABILIZACIÓN DE LA LAGUNA

Las lagunas son recubiertas para prevenir que el agua residual tratada percole hacia fuentes de aguas subterráneas. Los métodos de recubrimiento e impermeabilización se clasifican en tres grupos: tratamientos químicos y naturales, compactación de tierra o cementación del suelo y geomembranas.

LOS TALUDES O TERRAPLENES

Los taludes diques o terraplenes, son barreras de tierras construidas para estabilizar o proteger el perímetro de la laguna de la erosión, del oleaje y de la presencia de roedores. Idealmente los terraplenes podrán ser construidos con material del sitio y ello podría dar un balance entre la excavación y el acarreo, constituyendo una alternativa barata. El suelo usado para la construcción del terraplén podría ser compactado en capas de 15 a 25 cm al 95% de la máxima densidad seca, determinada por la prueba Proctor modificada. Cuando sea posible el diseño deberá permitir el acceso de vehículos para facilitar el mantenimiento. Las pendientes del terraplén son comúnmente de 1 a 3 en el talud interno y de 1 a 2 externamente.

Los suelos orgánicos, turbosos, plásticos y con arena de cuarzo, no son útiles para la construcción de terraplenes. Si no existe un suelo local útil que al menos proporcione un corazón de terraplén estable e impermeable, deberá ser acarreado al sitio a un costo extra, y el suelo local, si es útil, usarlo para las pendientes del terraplén. Suelos negros algodonosos, son impermeables y muy útiles para lagunas, pero los suelos rojo-café son demasiado permeables y las lagunas requerirán impermeabilización. El talud externo puede ser protegido de la erosión de las tormentas disponiendo de un drenaje adecuado. El talud interno requiere protección contra erosión por la acción de las olas y para esto el mejor método de acabado, es con roca al nivel de la superficie del agua.

LOS EFECTOS OCASIONADOS POR ACCIÓN DEL VIENTO Y LA TEMPERATURA

El viento genera un flujo con trayectoria circular en las lagunas. Los ejes de la entrada y salida de la laguna se deben alinear perpendicularmente a la dirección predominante de viento, para reducir la formación de cortos circuitos. Debido a la diferencia de temperatura entre el afluente y el agua contenida en ellas no funcionan igual en verano que en invierno.

BALANCE HIDRÁULICO

Para mantener el nivel de agua en la laguna, el efluente deberá ser más grande que la evaporación neta y la filtración. Si la permeabilidad del suelo es mayor que la máxima permisible, la laguna deberá ser impermeabilizada. Hay gran variedad de material de





cubiertas disponibles y los costos locales son los que dictan cuales podrían ser usados. Se ha usado un recubrimiento satisfactorio con cemento Portland (8 kg/m^2), membranas plásticas y capas de 15 a 30 cm de suelo de baja permeabilidad (como tepetate).

CONDICIONES HIDRÁULICAS DE LA LAGUNA

Entre los elementos de importancia en la hidráulica de una laguna están las estructuras de entrada y salida, el uso de deflectores y los efectos ocasionados por la acción del viento y la estratificación en la laguna. El diseño hidráulico más común que se encuentra en la mayoría de las lagunas comprende la utilización de la tubería de entrada en el centro de la laguna para el ingreso del agua residual. Sin embargo se ha demostrado en estudios hidráulicos y de eficiencia del sistema, que la instalación de una alimentación central no es el método más eficiente para introducir el agua residual a una laguna.

El agua residual afluyente debe distribuirse en múltiples entradas utilizando un difusor, tanto las entradas y salidas de la lagunas se deben ubicar en forma tal que el perfil de la velocidad de flujo a través de la laguna sea uniforme, entre los diferentes puntos de acceso y evacuación.

ESTRUCTURAS DE ENTRADA Y SALIDA

Existe una amplia variedad de diseños para estructuras de entrada y salida y a condición de que se sigan conceptos básicos certeros. Primeramente deberá ser simple y barato; en segundo lugar, deberá permitir muestrear los efluentes lagunares y ser tomadas las muestras con facilidad.

La entrada a las lagunas primarias anaerobias deberán descargar bien abajo del nivel del líquido tal que minimicen los cortos circuitos especialmente en las lagunas poco profundas y de esta manera reducir la cantidad de natas (lo cual es importante en lagunas facultativas). Las entradas a lagunas facultativas y de maduración deberán también descargar debajo del nivel del líquido, preferentemente a la profundidad media para reducir la posibilidad de cortocircuito.

6.1. DISEÑO CONCEPTUAL

La planta de tratamiento propuesta es del tipo lagunar y estará compuesta por 2 módulos integrados con una Laguna Anaerobia y una Facultativa, adicionalmente se tendrán 3 de maduración que serán comunes a los 2 módulos. El diseño cinético de las lagunas se presenta en el Anexo 1 Memoria de Cálculo. Además de las lagunas, la planta se integrará con el cárcamo de bombeo y el pretratamiento.

Dado que el emisor llega por abajo del nivel del agua que se proyectó en la primera laguna; se requiere de equipos de bombeo para llevar el agua al pretratamiento y enseguida a las lagunas por gravedad.

La planta se diseño para un gasto medio de 121.80 lps y un máximo de 262.31 lps, en cada una de las unidades del pretratamiento y en las estructuras de interconexión se manejará el gasto máximo; en los módulos de lagunas la mitad del gasto medio y en las





lagunas de maduración se tendrá un tercio de éste. En el anexo 2, se presenta el plano “Diagrama de Proceso y Perfil Hidráulico” donde se observa el trayecto que desarrollará el agua residual en la planta.

A continuación se describe la trayectoria que sigue el caudal al pasar por los elementos y estructuras que integran la planta.

El agua residual llega al cárcamo de bombeo y se eleva con 3 bombas tipo tornillo para que pasen por las estructuras de pretratamiento (rejillas y desarenador); una vez que el agua pasó por el desarenador llega a la caja de salida, de aquí por la línea de alimentación se lleva a la caja de llegada, que se conecta al canal de alimentación de las lagunas anaerobias, al final de éste se tienen 6 estructuras de entrada a las lagunas (3 por laguna), el agua sale de cada laguna por 3 estructuras que descargan al canal de alimentación de las lagunas facultativas, al final de este canal se tienen 3 estructuras de entrada (por laguna); en la parte final de la laguna facultativa se tendrá una mampara longitudinal de 100 m de longitud.

El caudal sale de la laguna por 4 estructuras (2 por cada 1 de las 2 secciones que forman las mamparas); estas estructuras se conectan al canal de alimentación que va a la caja repartidora de las lagunas de maduración, en esta caja se reparte el gasto de las 2 lagunas facultativas, que ingresara a cada una de las 3 lagunas de maduración.

El caudal sale de la caja por 3 tuberías de alimentación (una por laguna) que llegan a las 3 estructuras de entrada de cada una de las lagunas de maduración. El gasto sale de estas lagunas por 3 estructuras de descarga (por laguna) que se conectan al canal de descarga de agua tratada, al final este canal se conecta con el emisor de alejamiento de agua tratada que descarga al canal existente, que finalmente se incorpora al río Angulo o (Dren principal).

En general, la trayectoria del flujo por estas estructuras, exceptuando en el cárcamo de bombeo se da por gravedad.

6.2. ARREGLO DIMENSIONAL E HIDRÁULICO

Las obras antes descritas se detallan en los planos definitivos del proyecto contenidos en el Anexo 2; a continuación se presentan los caudales de diseño utilizados en el dimensionamiento de las estructuras.

El caudal se diseño en las estructuras anaerobias y facultativas es la mitad del gasto máximo instantáneo, porque se tienen 2 lagunas de cada una, en las de maduración es un tercio de este, porque se tiene 3 lagunas.

El caudal con que se revisó también es el máximo instantáneo considerado que esta pasa por las estructuras de una sola laguna anaerobia y facultativa, en las lagunas de maduración se considera que pasa por las estructuras de 2 lagunas.





El emisor descargará el caudal al cárcamo de bombeo y éste con 2 bombas tipo tornillo se elevará a la estructura de pretratamiento, inicialmente pasará por las rejillas en las que se retienen objetos flotantes y otros de este tipo, enseguida pasará por el desarenador en donde sedimentaran las partículas inertes de 0.20 mm de diámetro como arenas, rebabas, vidrios y otros materiales de este tipo. Puesto que es preciso mantener la velocidad de sedimentación, al final del desarenador, se instalará un vertedor proporcional (sutro) que adicionalmente estará graduado para determinar el caudal que llegue al cárcamo de bombeo y que será tratado.

Las rejillas y el desarenador se proyectaron en paralelo para un gasto medio de 121.80 l/s y un máximo instantáneo de 262.31 l/s; se usará un sistema rejilla-desarenador y se dará mantenimiento al otro.

Los materiales que se sedimenten en los desarenadores se depositarán para secarse en las cajas de secado de arenas que drenarán parte del agua que va en las arenas, al cárcamo de bombeo.

Normalmente se usaran dos equipos de bombeo y se mantendrá un tercero en reserva, el gasto de diseño de cada equipo es de 131.15 l/s de tal forma que con uno se podrá manejar el gasto medio de 121.80 l/s y cuando se presente el gasto máximo instantáneo de 262.31 l/s entrará en operación el segundo equipo.

Los gastos máximos extraordinarios se desfogarán en el emisor, en la estructura derivadora que se tendrá junto al río, a la altura del camino de ingreso a la planta a 38.50 m del cárcamo, cuando se presente el caudal en exceso el nivel en el cárcamo subirá y una vez que se alcance el nivel de desfogue (1,976.06) será derivado al río.

El caudal que haya pasado por el desarenador verterá, por el sutro, a la caja de salida de aquí será conducido por una tubería de polietileno de alta densidad de 76 cm (36") o RD-26.5 y 41 m de longitud a la caja de llegada de donde se llevará a las lagunas, esta línea funcionara a presión.

Una vez que el caudal vierta de la caja de llegada se llevará por el canal de alimentación a las 3 estructuras de entrada de cada laguna anaerobia; cada una de las entradas se diseño para un gasto máximo de 43.71 l/s y se revisó para 87.42 l/s esto significa que por una sola laguna podrá pasar el gasto total.

El canal de alimentación es de sección rectangular de 130 cm de ancho y 53 cm de altura; se localizara en el bordo central que divide las lagunas.

El caudal ingresa a las lagunas anaerobias por las estructuras de entrada, después de recorrerlas sale por las estructuras de salida y pasa a las lagunas facultativas, el agua llega a estas por el canal de alimentación de las lagunas facultativas.

Este canal es de características similares al anterior; se tiene un canal por cada laguna y se localiza en los bordos exteriores de las lagunas anaerobias y entre las lagunas





anaerobias y facultativas; en la parte final del canal se encuentran 3 estructuras de entrada por las que se ingresa el agua a las lagunas facultativas.

El agua sale de las lagunas facultativas y llega a las de maduración a través del canal de alimentación que llega a la caja que se distribuye equitativamente, el caudal que va a cada laguna de maduración. Este canal es similar a los anteriores y se ubica en el bordo poniente de las lagunas facultativas.

La caja de repartición se integra con una zona de llegada y con 3 cámaras de salida el caudal se reparte equitativamente por simetría y por medio de los 3 vertedores que se tienen en las cámaras. El agua llega a la laguna de maduración por la tubería de alimentación (polietileno de alta densidad de 46 cm (18") de diámetro RD-32.5) que viene de la caja repartidora y que se conecta a las 3 estructuras de entrada de cada laguna, después de pasar por la laguna el caudal sale por 3 estructuras de descarga que se conectan al canal de descarga.

El canal de descarga se encuentra en el bordo oriente de las lagunas de maduración y se conecta al emisor de alejamiento de agua tratada/tuberías de 76 cm (36") de diámetro de polietileno de alta densidad RD-32.5 que vierte al canal existente que finalmente se incorpora al río Angulo.

Las estructuras de entrada, salida y descarga son muy parecidas puesto que se proyectaron siguiendo el mismo patrón. En general las entradas se forman con una especie de canal rectangular de 75 cm de ancho en el que se integra una mampara para evitar la salida de algas y natas; en las salidas y descargas en el canal se tienen un vertedor rectangular para controlar el caudal, al final de estas estructuras se tienen los canales de alimentación o una caja de donde sale una tubería de pvc de 25 o 30 cm de diámetro que llevará el caudal a la siguiente laguna o al canal de descarga.

Puesto que se esperan asentamientos en los bordos, el vertedor se puede convertir en ajustable para nivelar las crestas y mantener el tirante del agua en la laguna.

6.3. ARREGLO DE CONJUNTO

El área que requieren las lagunas incluyendo los bordos que las delimitan ocupan un gran porcentaje de la superficie designada para la planta de tratamiento.

El dimensionamiento de las lagunas se determinó a partir del cálculo cinético de las características de los bordos (ancho de corona y taludes) y de la geometría del terreno destinado para situar la planta (ver Anexo 1, Memoria de Cálculo).

El área del terreno forma una especie de "L", en la parte sur se tiene una franja rectangular colindando con el río Angulo, en la parte noroeste se tiene una zona rectangular de aproximadamente la mitad del área anterior; los terrenos ubicados en la zona noreste no son parte del área disponible para ubicar la planta de tratamiento (ver Anexo 2, Plano de Conjunto).





Las 2 lagunas anaerobias y las 2 facultativas se desplantarán a lo largo de la franja sur, en la zona noroeste se ubicaran las 3 lagunas de maduración. En la parte sureste, junto a las lagunas anaerobias se localizarán el pretratamiento, la caseta de vigilancia, el edificio central y el acceso a la planta.

Para eficientar el trabajo en las lagunas y mantener la relación largo/ancho se instalarán mamparas longitudinales en las lagunas facultativas en los últimos 100 m.

En general las lagunas colindan unas con otras, la laguna anaerobia con la facultativa y las de maduración entre sí. Las estructuras de interconexión, caja de llegada, canal de alimentación, estructuras de entrada y salida de las lagunas anaerobias, canal de alimentación a las lagunas facultativas, estructuras de entrada y salida de lagunas facultativas, canal de alimentación a caja repartidora, caja repartidora a lagunas de maduración, tuberías de alimentación a lagunas de maduración, estructuras de entrada y descarga de lagunas de maduración y canal de descarga de agua tratada se encuentran en los bordos y se diseñaron hidráulicamente para que pasen los gastos de proyecto consignados (ver anexo 1, memoria de cálculo).

Las lagunas anaerobias se ubican en la parte sureste del predio, tiene una altura total de 4 m, 3.5 m de tirante de agua y 0.5 m de bordo libre. Se diseñaron para un volumen de 9 072.45 m³ y 1.72 días de retención. Los bordos que las forman tienen 3.5 m de corona taludes 2:1, estas lagunas se desplantarán a partir de la cota 1975.50. La mayor parte de estas lagunas de forman excavando el terreno.

Junto a las lagunas anaerobias se tiene un área libre en donde se asentarán el cárcamo de bombeo, el pretratamiento, las edificaciones administrativas y una zona arbolada, del resto del terreno, aproximadamente el 86.64% lo ocupan las lagunas facultativas y de maduración.

Las lagunas facultativas tienen un volumen de 60,679.78 m³ y un tiempo de retención de 11.50 días, son de 2.5 m de altura, 2 m de tirante de agua y 0.5 m de bordo libre, una parte de las lagunas se forman excavando el terreno, la otra con bordos del material producto de la excavación. Estas lagunas son las que ocupan la mayor extensión en la planta.

Las lagunas de maduración se diseñaron con un tiempo de retención de 6.44 días y volumen de 22,593.63 m³, estas lagunas tienen una altura de 2.00 m, 1.5 m de tirante de agua y 0.5 m de bordo libre, se forman excavando el terreno y con bordos del material excavado.

El resto de las obras que forman el conjunto de la planta se localizan en la zona sureste del terreno. En la parte este y noreste se dejó una vialidad para acceso a los terrenos de cultivo y a la planta. Sobre este camino se tiene el portón de acceso a las instalaciones y la caseta de vigilancia, enseguida se tiene una vialidad interna que conduce al edificio central y al estacionamiento, otro camino lleva al patio de maniobras en donde se encuentra el pretratamiento. La primera vialidad se conecta con una rampa que permite subir a la corona de los bordos. Las instalaciones se encuentran cercadas con malla tipo ciclón.





En la parte sureste del terreno quedaron las áreas libres en las que se podrán desarrollar zonas arboladas. Frente al edificio central y a un lado de la caseta de vigilancia se tendrá una zona jardinada.

6.4. DISEÑO HIDRÁULICO

El diseño hidráulico comprende todos los cálculos de las secciones por donde transitará el agua residual, canales, cárcamo, caja de llegada o repartición, tuberías de entrada y salida; además del diseño de los vertedores de entrada y salida en cada una de las lagunas y estructuras y sus respectivos niveles del agua residual, cálculo de pérdidas de carga en las diferentes estructuras y la elaboración del perfil hidráulico para conocer la eficiencia del flujo del agua a través de la planta.

Estos cálculos se pueden observar en el Anexo 1, Memoria de Cálculo, así como su representación gráfica en las diferentes figuras y como conclusión en los planos definitivos (Anexo 2).

6.5. SISTEMA DE ALIMENTACIÓN, INTERCONEXIÓN Y SALIDA

El caudal llega a la planta por el emisor (tubería de fibrocemento) de 91 cm de diámetro que descarga al cárcamo de bombeo, de aquí se eleva con 2 bombas tipo tornillo y pasa por las rejillas y por el desarenador, enseguida se lleva por una línea a presión a la caja de llegada de donde sale por el canal de alimentación hacia las 2 lagunas anaerobias e ingresa por las estructuras de entrada.

El caudal sale (por la estructura de salida) y pasa de la laguna anaerobia a la facultativa, por el canal de alimentación entra (estructuras de entrada) y fluye por la laguna facultativa siguiendo la trayectoria de las mamparas en él último tramo, sale (por las estructuras de salida) y enseguida pasa a las lagunas de maduración a través del canal de alimentación de la caja repartidora, de la propia caja y de la tubería de alimentación a las estructuras de entrada de las lagunas de maduración, entra a esta laguna (estructuras de entrada) y finalmente sale por las estructuras de descarga al canal de agua tratada de aquí a través del emisor de alejamiento y del canal existente llega al río Angulo.

Exceptuando el funcionamiento en el cárcamo el flujo en la planta se verifica por gravedad.

SISTEMAS DE MEDICIÓN

La medición de los parámetros del agua residual es de gran interés para determinar la posible influencia de aguas industriales en el alcantarillado municipal y consecuentemente prevenir daños en las lagunas, de igual forma se puede conocer la eficiencia en el trabajo de las lagunas conociendo la calidad del agua a la salida de las mismas.

Para determinar la calidad del agua cruda o parcialmente tratada se deberán tomar muestras lo que no resultara problemático, puesto que en todas las estructuras se facilita la





recolección de muestras. En la caja derivadora, en el cárcamo de bombeo, en el canal de rejillas y desarenador, en la caja de llegada en las estructuras de alimentación, paso y descarga es factible tomar muestras sin ninguna dificultad.

En general en estas estructuras se tienen vertedores en los que es factible determinar el caudal que entra y sale de las diferentes estructuras de la planta.

Al final del desarenador, en el vertedor surto que está graduado se puede determinar el caudal de agua cruda, en los vertedores rectangulares del resto de las estructuras (caja de llegada y estructuras de entrada y salida) se puede determinar el gasto que ingresa y que sale de cada una de las lagunas y finalmente de la planta.

6.6. DISEÑO HIDRÁULICO DEL EMISOR

El emisor descarga a la margen derecha del río Angulo, a unos metros de la carretera que va a Villa Jiménez, el sitio para alojar la planta ubicada a 850 m aguas abajo en la margen izquierda. En las márgenes del río se tienen caminos de acceso a los terrenos de cultivo y enseguida las parcelas, por ello se plantean dos alternativas de trazo: la primera consiste en llevar el emisor por el camino marginal derecho, la segunda en llevarlo por la margen izquierda.

La descarga actual se tiene a 20 m aguas abajo del puente de acceso a la colonia Ejidal II, el lecho del río en esta zona está aproximadamente 1 m más abajo que aguas arriba del puente, ya que en éste se tiene una caída de agua. En la tabla 6.1 se presentan las 2 alternativas propuestas.

A continuación se detallan algunas características de las alternativas de localización del emisor:

ALTERNATIVA 1

Esta alternativa propone cruzar el río aguas arriba del puente de la colonia Ejidal rectificando un tramo de 87 m del emisor, a partir de la unión de los colectores norte y sureste. Una vez que cruce el río el emisor se localizará en la margen izquierda hasta el sitio de la planta, llega al cárcamo a una elevación de 1973.775 msnm.

En su trayecto se podrán incorporar las descargas a la colonia Ejidal II y de la 18 de Octubre que descargan en la margen izquierda (ver Anexo 1, figura 6.18).

ALTERNATIVA 2

En esta alternativa básicamente consiste en prolongar la descarga actual llevando el emisor por la margen derecha frente al terreno de la planta y cruzar el río bajo su lecho, esto provoca que se llegue al cárcamo de bombeo de la planta en la cota 1973.32 msnm.

La descarga del colector de la colonia 18 de Octubre se tiene en la margen izquierda del río por lo que se tuvo que llevar por esta margen hasta el pozo de visita del emisor que se tiene después del cruce.





La descarga de la colonia Ejidal se tuvo que conectar si los niveles lo permiten al colector de la colonia 18 de Octubre o bien cruzar el río y conectarse al emisor.

Las dos alternativas consideran que el emisor se forma con tubería de fibrocemento de 90 cm de diámetro y que la pendiente es de 0.9 milésimas (ver Anexo 1, figura 6.19).

Tabla 6.1 Alternativas Propuestas y sus Costos de Tuberías

Trazo	Tubería de Fibrocemento (m)		Costo (pesos)
	90 cm diam.	40 cm diam.	
Alternativa 1	1551	-	1,538,436.90
Alternativa 2	1470	898	1,650,085.40

Adicionalmente la alternativa 2 genera un costo anual de \$2,500 por la diferencia de la carga de bombeo.

El hecho de que el emisor llegue más abajo constituye un inconveniente ya que los cargos anuales por bombeo se incrementarían, de igual forma los requerimientos de colectores para captar el total de las descargas resulta un inconveniente, por ello la alternativa 1 es la más adecuada y fue la que se desarrolló a nivel proyecto ejecutivo.

LOCALIZACIÓN Y TRAZO

El trazo se hizo utilizando teodolito y distanciómetro para la medición de ángulos y distancias, según el método de ángulos derechos, visando atrás y adelante, el trazo del emisor se ligó con la poligonal de apoyo del terreno.

El trazo se localizó en el camino marginal izquierdo del río Angulo, se colocaron trompos a cada 20 m y mojoneras en cada uno de los 3 vértices.

ORIENTACIONES ASTRONÓMICAS

La orientación astronómica se verificó para determinar el rumbo de la poligonal, se hizo el día 3 de diciembre de 1996, se realizaron 5 series, observando en el vértice N° 3 (v-3).

REFERENCIACION Y MONUMENTACIÓN

Se colocaron en el sitio, sobre el trazo del emisor 3 mojoneras de concreto armado, se instalaron en los vértices 1, 2 y 3, cada mojonera se numeró y se niveló.

NIVELACIÓN DIFERENCIAL

Se nivelaron diferencialmente los trompos y mojoneras del trazo, se inició haciendo la liga con el BN 1-B (elevación 1979.521 msnm) al que se refieren los proyectos de Agua





Potable y Alcantarillado y las obras ya construidas. Se nivelaron los trompos y las mojoneras de los vértices.

El trazo se niveló con nivel automático, la comprobación se hizo nivelando de ida y vuelta.

LEVANTAMIENTO DE SECCIONES TRANSVERSALES

Se levantaron secciones transversales a partir de la poligonal que define el trazo. Se seccionó a cada 20 m haciendo estación en los trompos, se niveló a la derecha y a la izquierda del eje hasta la orilla de río y hasta las cercas de las propiedades. Este tipo de secciones se hicieron del vértice 1 al vértice 3, en este mismo tramo se levantaron secciones a cada 100 m que incluyen el río y el camino de la margen derecha, de igual forma se seccionó el vértice 8 al 3. Las secciones se nivelaron con nivel automático.

LEVANTAMIENTO DE SITIOS PARA ESTRUCTURAS ESPECIALES EN TERRENO DE 50 x 50 m

No se hicieron este tipo de levantamientos puesto que no se proyectaron estructuras especiales.

LEVANTAMIENTO DE SITIOS PARA CRUZAMIENTOS

Para cruzar el emisor de la margen derecha del río a la margen izquierda se levantó una zona de 50 x 50 m, básicamente aguas arriba del puente de acceso a la colonia Ejidal II.

Para configurar esta zona se ubicaron y nivelaron 68 radiaciones a partir del vértice 1. Utilizando estos puntos se configuraron las curvas de nivel del cauce del río.

DETERMINACIÓN DE LA TENENCIA DE LA TIERRA

El trazo del emisor se localiza en el camino marginal izquierdo que es una zona federal, a la derecha del trazo se encuentra el río Angulo y a la izquierda hasta el sitio de la planta se tienen los terrenos del parque industrial.

GEOTECNIA

Se realizaron a lo largo del trazo del emisor 3 pozos a cielo abierto, sobre el bordo derecho del canal Angulo, equidistantes desde la actual descarga del emisor hasta el lindero con el predio de la planta de tratamiento, en donde será el ingreso de las aguas negras.

Puede apreciarse que el bordo está formado con una grava limosa compactada, con fragmentos de tezontle, con espesores de 0.3 a 1.0 m. Subyace la arcilla negra, muy blanda, de alta plasticidad que se detectó en la zona de las lagunas.

Se realizaron ensayos únicamente en el pozo PCA 1-EMZ, obteniéndose en la arcilla natural un contenido de agua de 256.1% con límite líquido de 208.5% e índice de plasticidad de 86.5%. El contenido de finos de esta arcilla es de 98.4%.

Se obtuvieron muestras para estudiar la agresividad de estas arcillas a la tubería del emisor. No se espera que se presente problema alguno para la excavación del emisor.





DISEÑO HIDRÁULICO DEL EMISOR

De acuerdo a los análisis de localización del trazo resulta que la alternativa 1 es la más conveniente para proyectarse ejecutivamente.

Para encausar la descarga existente y llevar aguas residuales al cárcamo de bombeo de la planta se requiere rectificar el último tramo del emisor actual y cruzar el río aguas arriba del puente de acceso a la colonia Ejidal II, por lo anterior se proyectaron 3 obras:

1. Tramo rectificado- Iniciara en el pozo en donde se unen los colectores norte y sureste y finalizara en la orilla derecha del río.
2. Cruce del Río – únicamente comprende el paso del río.
3. Emisor- se localizara en la margen izquierda del río Angulo (Dren Principal) iniciará a la altura del vértice N° 1 y finalizara en el cárcamo de bombeo de la planta que se encontrará en la zona sureste del terreno.

Las tres obras funcionarán por gravedad, el tramo rectificado, ye el Emisor se formarán con tubería de fibrocemento de 91 cm de diámetro, el cruce del río se hará con tubería de acero del mismo diámetro.

A continuación se mencionan otros aspectos no menos importantes a considerar en un proyecto de esta naturaleza pero que no son el punto de estudio del presente trabajo:

PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Las estructuras que sobresalen del terreno son la parte visible de los sistemas de tratamiento, por ello en la etapa de proyecto se deberá procurar la armonía de las estructuras y que estéticamente el conjunto resulte agradable a las personas que laboren en el sitio y las que visiten la planta.

En general se pretende que las obras sean funcionales y que las áreas en que se desempeñaran las distintas actividades se complementen y sean accesibles, de tal forma que faciliten y eficienten las tareas por realizar.

Si bien las lagunas se tuvieron que adaptar al área disponible, el conjunto resulta armonioso dado que la geometría de las lagunas es bastante regular, el edificio central es de una sola planta, cuenta con áreas de distinta índole que se precisan para procurar y mantener el buen funcionamiento de la planta.

Las áreas de operación se localizan en la estructura que incluye el cárcamo de bombeo y el pretratamiento y en los bordos de la laguna en donde se tienen las estructuras de repartición, de alimentación, de paso y descarga. El terreno que aloja las instalaciones exceptuando el camino de acceso a los cultivos se cerca de tal forma que se eviten accidentes de personas ajenas a la planta y para proteger las propias instalaciones.

PROTECCIÓN AMBIENTAL

La localización de la descarga del emisor y en general las pendientes del terreno a las que se apega el alcantarillado determinaron que la planta se ubicara al este de la localidad,





por otra parte, la imposibilidad de conseguir otros terrenos en los que se situaran las lagunas condujo a desarrollar el proyecto en este sitio.

Dadas las restricciones anteriores la inconveniencia de la dirección de los vientos dominantes y la localización del sitio con respecto a la zona urbana (que se encuentra a 850 m) son factores que se deben superar con las barreras arboladas que mitiguen la propagación de olores desagradables.

Inicialmente se proponen áreas arboladas en las parte sureste del terreno, sí bien será importante que durante la operación de la planta, de ser necesario, se analice la posibilidad de extender la zona arbolada.

PROYECTO ELECTROMECAÁNICO

La planta de tratamiento de agua residual de Zacapu que se basa en un sistema lagunar no tiene una carga eléctrica fuerte, por ello se proyectó partiendo de un voltaje de operación de 220 volts, 3 fases, 4 hilos, 60 Hz que se obtiene mediante un transformador de 75 kva, montado en dos postes tipo H, con una tensión primaria de 13.2 kv y secundaria de 220/127 volts.

La carga mayor única de fuerza, será la del sistema de bombeo que consiste en tres equipos tipo tornillo de Arquímedes cuya potencia es de 20 HP por equipo, estando uno siempre de reserva sin operar simultáneamente con los demás. El arranque de estos será la tensión reducida tipo auto transformador para evitar la caída de voltaje al momento del arranque de uno de ellos. Estos fueron montados en el mismo cuarto de motores de los equipos de bombeo.

El agua residual descarga al cárcamo de bombeo, de aquí con 2 equipos tipo tornillo de Arquímedes se elevan al pretratamiento. Las bombas se componen básicamente con 5 partes: chumacera inferior, tornillo o cuerpo de la bomba, chumacera superior, acoplamiento flexible y unidad motriz (ver Anexo 2, Bomba Tipo Tornillo)

Los equipos son de 130 lps de capacidad, con ángulo respecto a la horizontal de 38 grados, de dos hélices de 1.067 m de diámetro (42”), de acero A-53B, con motor de 20 HP, 1760 rpm, 220 v, 3 o 60 H y arranque a tensión plena.

El sistema de alumbrado del edificio, en el que se encuentran las oficinas, el laboratorio, los baños, etc., son de luminarias fluorescentes del tipo sobreponer de 2 x 30 watts y los contactos son de tipo polarizado duplex.

La iluminación exterior se redujo exclusivamente al área de entrada, estacionamiento, rampa de acceso a las lagunas y cárcamo de bombeo y pretratamiento. Esta iluminación se calculó para tener 3 luxes entre postes, y por medio de la luz de vapor de sodio de alta presión de 150 watts en postes de 5 m de altura.

Un pequeño sistema de tierras se considero para conectar el transformador y su neutro, los apartarrayos, el tablero de interruptores que servirá para distribuir la energía a todos los tableros de alumbrado y cuarto de motores de las bombas. Este sistema consistió





de cuatro varillas de tierra, cable desnudo de cobre calibre 4/0 AWG como conductor principal y cable calibre 2 AWG para conectar los equipos en derivación. Todos los conectores son del tipo soldable con excepción de los conectores de las varillas que son del tipo mecánico de tornillo.



CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES



7. CONCLUSIONES

Las lagunas de estabilización para el tratamiento de agua residual, con relación a otros sistemas convencionales, son una buena alternativa para remover patógenos (bacterias y protozoarios que pueden causar enfermedades a los humanos) y helmintos (gusanos que se desarrollan en los intestinos). En estos sistemas de tratamiento no es necesario adicionar cloro al efluente para su desinfección, lo que los hace más atractivos por la reducción de costos generados por la cloración. Además las lagunas de estabilización no necesitan partes mecánicas, reflejándose en el ahorro de los costos de adquisición, operación y mantenimiento.

Como ejemplo se tiene que tan solo una laguna anaerobia puede sustituir las siguientes partes de un sistema convencional:

- Un tanque de sedimentación primaria
- Un tanque de espesamiento de lodos
- Un tanque digestor de lodos
- Bombas, motores y material necesario para el tratamiento primario

La desventaja principal de estos sistemas es el requerimiento de terreno, el que es muchas veces más grande que el utilizado en los sistemas convencionales. Por esta razón el valor del terreno es uno de los factores decisivos para el diseño y construcción de las lagunas.

Los sistemas de lagunas de estabilización se refieren a estanques construidos de tierra, de profundidad reducida (menor a 5 m), diseñados para el tratamiento de aguas residuales por medio de la interacción de la masa biológica o biomasa (algas, bacterias, protozoarios, etc) la materia orgánica del desecho y otros procesos naturales (mecánica del fluido y factores físicos, químicos y meteorológicos).

El término lagunas de oxidación se empleaba en el pasado para implicar la oxidación de la materia orgánica con el oxígeno producido por las algas a través de la fotosíntesis. Este aspecto es muy importante pero existen otros procesos que interviene en la descomposición de la materia orgánica como lo es la estabilización por digestión anaerobia, el cual es importante en las lagunas facultativas primarias y predominantemente en las lagunas anaerobias. La finalidad del proceso es obtener un efluente de características definidas (DBO, DQO, oxígeno disuelto, sólidos suspendidos, algas, nutrientes, parásitos, bacterias y protozoarios patógenos, etc.) de acuerdo a su reuso agrícola, piscícola o para descarga a cuerpos receptores.





De acuerdo a su contenido de oxígeno pueden ser: anaerobias, facultativas y de maduración; y en relación a la secuencia de sus unidades pueden clasificarse en lagunas en serie o en paralelo, pudiendo existir combinaciones de varios tipos. Los arreglos de un sistema lagunar puede comprender una única laguna facultativa y lagunas en serie (anaerobia, facultativa y maduración). Además es deseable construir series del mismo tipo para permitir una operación en paralelo. En función del lugar que ocupan en relación a otros procesos se pueden agrupar en primarias o de aguas residuales crudas, secundarias si reciben efluentes de otros procesos y de maduración si su propósito es disminuir el número de organismos patógenos.

El proceso de tratamiento es una combinación de sedimentación, digestión y conversión de desechos orgánicos por bacterias y algas así como de su propia reproducción, y puede ser anaerobia, aerobia o una combinación de ambas. En el caso de la digestión anaerobia las bacterias anaerobias producen biogas, una mezcla de metano (CH_4), dióxido de carbono (CO_2) y una pequeña cantidad de ácido sulfhídrico (H_2S) e hidrógeno (H_2).

Durante el proceso aerobio, con la energía del sol las algas producen oxígeno (O_2) durante el proceso de fotosíntesis. Por su reproducción generan biomasa. Las bacterias aerobias usan este oxígeno para transformar los desechos orgánicos existentes en diferentes tipos de lagunas y en diferentes lugares de las mismas. Algunos diseñadores pueden no estar muy de acuerdo en incluir lagunas anaerobias, ya que aducen como principal desventaja la generación de malos olores, lo cual puede no presentarse si el diseño esta bien realizado.

DISEÑO DEL PROCESO

Antes de construir cualquier planta de tratamiento es necesario responder las siguientes preguntas, de modo que se pueda hacer una estimación de la superficie requerida:

- ¿Cuántos habitantes viven en la comunidad?
- ¿Cuántos habitantes tiene agua entubada?
- ¿Cuántos habitantes están conectados a la red de alcantarillado o drenaje?
- ¿Cuántos habitantes van a tener agua entubada en los próximos años?
- ¿Cuántas y qué tipo de industria están descargando a la red de alcantarillado?
- ¿Cuál es el caudal descargado por el municipio y las industrias?
- ¿Cuál es el caudal y composición del agua a tratar?
- ¿Qué calidad del agua se requiere obtener en función del reuso?





Cuando se estima el área, se tiene que encontrar un lugar que reúna los siguientes requisitos para construir la laguna:

- Superficie suficiente
- Nivel del terreno por debajo del nivel del colector final, para evitar bombeo
- Terreno impermeable o moderadamente permeable y que no esté sujeto a inundaciones
- Cuando menos a 1000 metros del área habitacional

Antes de diseñar, asegurarse que los datos que tenemos sobre la cantidad y la composición del agua son representativos para su comunidad o ciudad. De lo contrario el diseño podría ser o muy grande o muy pequeño.

En la tabla 7.1 se presentan las variables de diseño que se deben considerar y la secuencia de cálculo a seguir.

Tabla 7.1 Secuencia del proceso de diseño para lagunas de estabilización

Datos Básicos	}	<ol style="list-style-type: none"> 1. Período de diseño, T_d 2. Tasa de crecimiento, K_{prom} 3. Población futura, P_f 4. Caudal medio, Q_{med} 5. Dotación de agua potable 6. Aportación de aguas residuales, A_{ar} 7. Temperatura del mes más frío, T 8. Temperatura del agua, T_{agua} 9. Evaporación neta del mes más cálido, e 10. DBO influente 11. DBO efluente 12. Coliformes fecales influente 13. Coliformes fecales efluente 14. Huevos de helminto influente, H_{in} 15. Huevos de helminto efluente, H_{ef} 16. Profundidad para lagunas anaerobias, facultativas y de maduración, Z
----------------------	---	---



**Lagunas Anaerobias**

1. Carga Volumétrica, λ_v
2. Volumen, V_a
3. Tiempo de residencia hidráulico, θ
4. Área superficial, A_{an}
5. Ancho, W
6. Largo, L
7. Dimensiones corregidas por pendiente de talud
8. Eficiencia de remoción de DBO
9. Carga superficial, λ_s
10. Coliformes fecales en el efluente

Lagunas Facultativas

1. Carga superficial, λ_s
2. Área superficial, A_{as}
3. Tiempo de residencia hidráulico, θ_f
4. Ancho, W
5. Largo, L
6. Procedimiento para flujo disperso
7. Carga superficial máxima, λ_{smax}
8. Carga superficial aplicada, λ_{sa}
9. Tiempo de residencia hidráulico, θ_f
10. Eficiencia remanente de coliformes fecales en el efluente, η
11. Factor de dispersión hidráulica, d
12. Coliformes fecales en el efluente
13. Carga superficial removida, λ_{sr}
14. DBO soluble en el efluente

Lagunas de Maduración

1. Procedimiento para la mezcla completa
2. Constante de decaimiento de coliformes, K_T
3. Coniformes fecales en el efluente, N_e
4. Carga superficial, λ_{sml}
5. Área superficial, A_{ml}
6. Procedimiento para flujo disperso
7. Eficiencia remanente de coliformes fecales en el efluente, η
8. Factor de dispersión hidráulica, d
9. Constante de decaimiento de coliformes fecales a 20°C, K_b
10. Corrección por temperatura de la K_b
11. Coniformes fecales en el efluente
12. Tiempo de residencia hidráulico
13. Ancho, W ; Largo, L





RECOMENDACIONES FINALES

Una laguna no puede aceptar inmediatamente la carga completa para la que fue diseñada, por lo que necesita un período de ajuste equivalente a diferentes períodos de residencia hidráulicos; esto puede hacerse aumentando gradualmente el gasto, con la finalidad de tener tiempos de residencia altos, hasta llegar el gasto de diseño. El tiempo que toma el alcanzar el equilibrio o la estabilización dependerá del tipo de desecho, tipo de laguna y las condiciones meteorológicas locales. El período de arranque deberá hacerse durante la época más cálida, para lograr una estabilización rápida del agua residual.

Las lagunas anaerobias operan mas eficientemente al arranque, si se les añade lodo digerido de cualquier proceso anaerobio. Este lodo proveerá el cultivo de organismos necesarios y una capacidad de amortiguamiento inicial. Durante la primera etapa de fermentación ácida, puede adicionarse cal para elevar el pH a 6.5 – 7.0 y así obtener un buen control de olores y permitir el desarrollo de las bacterias metanogénicas. El establecimiento de condiciones favorables de fermentación toma un tiempo considerable, dependiendo de la temperatura; algunos autores reportan un tiempo de estabilización de 4 meses, en un área subtropical con temperatura promedio anual de 20°.

Las lagunas facultativas no pueden recibir inmediatamente la DBO o la carga hidráulica de diseño, en primer lugar, el crecimiento de las lagas no puede establecerse tan rápidamente como la población bacteriana; en segundo lugar la laguna puede requerir tiempo para autosellado u obturación de los intersticios de la capa del fondo. Normalmente las lagunas son llenadas gradualmente (1/10 del gastos final) permitiendo el desarrollo de poblaciones de bacterias y algas (esto toma de 10 a 20 días) y alcanzando el gastos final en mes, pero lo ideal es llenarlas con agua clara y lodo digerido antes de introducir el agua residual.

Otro procedimiento es llenar la laguna facultativa y darle un periodo de adaptación. En este método la laguna es llenada tan rápidamente como sea posible con agua residual a una profundidad de 1 m y dejarla sin alterar durante un periodo de 20 días o hasta que la



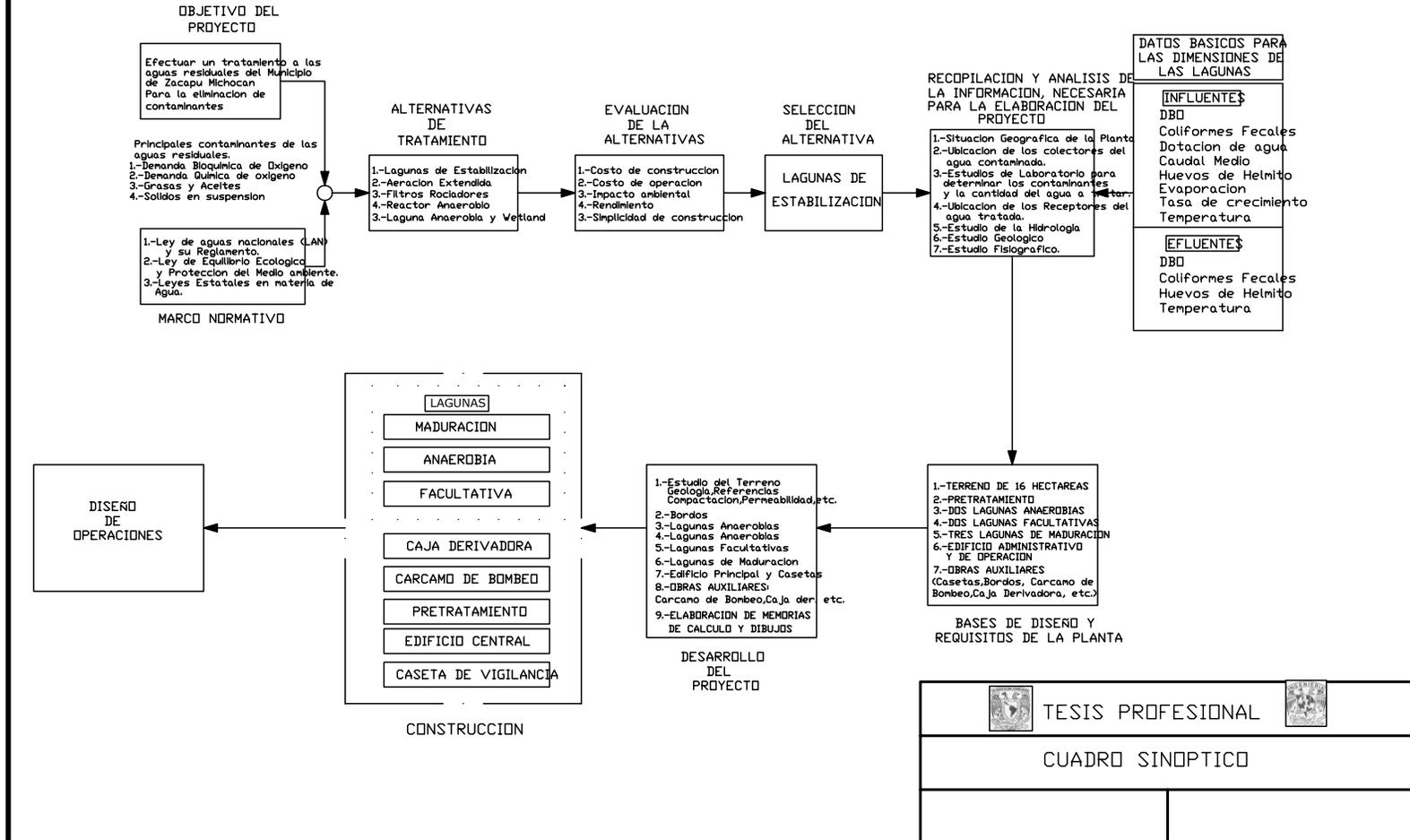


laguna tenga un color verdoso o azul verdoso. Este periodo de adaptación, se da en dos fases: la fase bacteriana seguida de la fase alga.

Las lagunas de maduración deberán llenarse con agua clara antes de cargarlas. La primera laguna de la serie puede recibir el efluente de la laguna facultativa una vez que este disponible, las siguientes lagunas de maduración solo aceptaran el efluente de la laguna precedente hasta que esta haya recibido su carga completa. Donde no hay agua clara disponible para llenar las lagunas de maduración antes de adicionar el desecho, se deberán llenar las lagunas rápidamente con agua residual cruda y abandonarla durante 20 días como ya se menciona anteriormente; posteriormente solo se adicionara agua residual para compensar las perdidas por evaporación e infiltración. A medida que la carga superficial se incrementa sobre las lagunas facultativas, igual se hará con las de maduración a medida que el liquido desplazado pasa a través de la superficie inundada de las lagunas sucesivas.



TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL MUNICIPIO DE ZACAPU MICH. (ESTUDIO DEL PROYECTO)



ANEXO 1

MEMORIA DE CÁLCULO

HOJA DE CÁLCULO 1**CÁLCULO DE PERDIDAS EN TUBERÍA DE VERTEDOR SUTRO A CAJA REPARTIDORA**
(Ver figura 6.2 “Perfil Hidráulico” – Sección “A”)**DATOS DE PROYECTO**

Por esta línea fluye todo el caudal de proyecto

$$Q = 262.33 \text{ l/s}$$

Diámetro exterior = 76.2 cm Tubería extra-pak de 30"

$$n = 0.009$$

Considerando tubería extra-pak y tubería de acero

PERDIDAS POR LONGITUD

$$HF = KLQ^2$$

D m	N	K	L	Q m ³ /s	Q ²	HF m
0.6896	0.009	0.0060553	39.00	0.26233	0.06881703	0.016252
0.7440	0.014	0.0097732	1.70	0.26233	0.06881703	0.001143

PERDIDAS LOCALES

a) Por entrada $h = \frac{k v^2}{2g}$

N	D m	K	Q m ³ /s	A m ²	V m/s	h m
0.0090	0.6896	0.5	0.26233	0.373496	0.70236451	0.012572

b) Por salida $h = \frac{k v^2}{2g}$

N	D m	K	Q m ³ /s	A m ²	V m/s	h m
0.0140	0.6896	1	0.26233	0.373496	0.70236451	0.025144

c) Por codo de 90° $h = \frac{k v^2}{2g}$ $Re = \frac{VD}{\nu} 4.49E^{+05}$ de la figura 8.19 del libro de Sotelo se obtiene k.

D m	K	Q m ³ /s	A m ²	V m/s	Nº Codos	h m
0.744	1.12	0.26233	0.4347	0.603408	2	0.041569
0.6896	1.12	0.26233	0.3735	0.702365	1	0.028161

La suma de las perdidas es de 0.1248 ≈ 0.13 m.

La pérdida de carga en la sección “A”, se ve reflejada en la figura 6.2 (Perfil Hidráulico).



HOJA DE CÁLCULO 2

CÁLCULO DE VERTEDOR RECTANGULAR EN CAJA DE LLEGADA
(Ver figura 6.2 “Perfil Hidráulico” – Sección “B”)

Datos del proyecto

Gasto de diseño = 262 l/s

$$Q = Cbh^{\frac{3}{2}} \quad C = 2.952\mu \quad \mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left(1 + \frac{0.0011}{h} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Q m ³ /s	b m	h m	w m	μ	C	h m
0.2620	1.5	0.21	1.29	0.621656869	1.835131	0.21

Los cálculos antes descritos se reflejan en la figura 6.3 (Caja de Llegada), así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 3

CÁLCULO DE VERTEDOR RECTANGULAR EN ESTRUCTURA DE ALIMENTACIÓN A LAGUNA ANAEROBIA
(Ver figuras 6.1 “Análisis de Distribución” y 6.2 “Perfil Hidráulico” – Sección “C”)

Datos del proyecto

Gasto de diseño = 44 l/s por cada entrada

Revisión para un gasto de 88 l/s

$$Q = Cbh^{\frac{3}{2}} \quad C = 2.952\mu \quad \mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left(1 + \frac{0.0011}{h} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Q m ³ /s	b m	H m	w m	μ	C	h m
0.0440	0.75	0.10	0.43	0.6329163	1.868369	0.10
0.0870	0.75	0.16	0.43	0.640508067	1.89078	0.16

Revisión

Perdidas por longitud en tubería en estructura de alimentación

$$HF = KLQ^2$$

D m	N	K	L	Q m ³ /s	Q ²	HF m
0.2540	0.011	1.8614131	2.00	0.044	0.001936	0.007207
0.2540	0.011	1.8614131	2.00	0.087	0.007569	0.028178

Revisión





Los cálculos antes descritos se reflejan en las figuras 6.4 y 6.5 (Estructuras de alimentación a Lagunas Anaerobias), así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 4

CÁLCULO DE VERTEDOR RECTANGULAR EN ESTRUCTURA DE SALIDA DE LAGUNA ANAEROBIA

(Ver figuras 6.1 “Análisis de Distribución” y 6.2 “Perfil Hidráulico” – Sección “D”)

$$Q = Cbh^{\frac{3}{2}} \quad C = 2.952\mu \quad \mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left(1 + \frac{0.0011}{h} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Q m ³ /s	b m	h m	w m	μ	C	h m
0.0440	0.75	0.10	0.49	0.630536967	1.861345	0.10
0.0870	0.75	0.16	0.49	0.636739848	1.879656	0.16

Perdidas en mamparas

$$V = \frac{Q}{A} \quad hf = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$$

b m	h m	A ₁ m ²	B´ m	h´ m	A ₂ m ²	V ₁ m/s	V ₂ m/s	V ₁ ²	V ₂ ²	hf m	Q m ³ /s
0.75	0.60	0.45	0.75	0.25	0.1875	0.0972	0.233	0.009	0.054	0.002	0.044
0.75	0.60	0.45	0.75	0.25	0.1875	0.1943	0.466	0.038	0.217	0.009	0.087

Revisión por una sola estructura

Los cálculos antes descritos se reflejan en las figuras 6.6 y 6.7 (Estructura de Salida de Lagunas Anaerobias), así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 5

CÁLCULO DE VERTEDOR RECTANGULAR EN ESTRUCTURA DE ENTRADA A FACULTATIVA

(Ver figuras 6.1 “Análisis de Distribución” y 6.2 “Perfil Hidráulico” – Sección “E”)

Datos de proyecto

Población actual (1996)	50022 hab
Población futura (2017)	66163 hab
Dotación	198.8 l/h/d





Aportación 159 l/h/d
 N (Manning) 0.013

$$M = 1 + \frac{14}{4 + p^{\frac{1}{2}}}$$

Nº de módulos/laguna = 2 (ver figura 6.1 – sección “E”)

Q inst. = M * Q diseño

Nº de estr. por mod. = 4 (ver figura 6.1 – sección “E”)

Pobl. Proy. hab	Q diseño m ³ /s	M (Harmond)	Q inst. m ³ /s	Q inst/mod m ³ /s	Q inst/estr m ³ /s
66163	0.1218	2.1538	0.262	0.131	0.033
66163	0.1218	2.1538	0.262	0.131	0.033

Cálculo de vertedor rectangular en estructura de entrada a facultativa

$$Q = Cbh^{\frac{3}{2}} \quad C = 2.952\mu \quad \mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left(1 + \frac{0.0011}{h} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Q m ³ /s	b m	H m	w m	μ	C	h m
0.0330	0.75	0.08	0.45	0.630945179	1.86255	0.08
0.0660	0.75	0.13	0.45	0.635162646	1.875	0.13

Revisión

Perdidas por longitud en tubería en estructura de paso

$$HF = KLQ^2 \quad Q = 0.033 \text{ m}^3/\text{s}$$

D m	N	K	L	Q m ³ /s	Q ²	HF m
0.2540	0.011	1.8614131	2.70	0.033	0.001089	0.005473
0.2540	0.011	1.8614131	2.70	0.066	0.004356	0.021892

≈ 0.01

≈ 0.01

Los cálculos antes descritos se reflejan en la figura 6.8 (Estructura de Entrada a Laguna Facultativa), así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 6

CÁLCULO DE VERTEDOR RECTANGULAR EN ESTRUCTURA DE SALIDA DE LAGUNA FACULTATIVA

(Ver figuras 6.1 “Análisis de Distribución” y 6.2 “Perfil Hidráulico” – Sección “F”)

$$Q = Cbh^{\frac{3}{2}} \quad C = 2.952\mu \quad \mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left(1 + \frac{0.0011}{h} \right)^{\frac{3}{2}}$$





Q m ³ /s	b m	H m	w m	μ	C	h m	
0.0330	0.75	0.08	0.51	0.629185732	1.857356	0.08	
0.0660	0.75	0.13	0.51	0.632340686	1.86667	0.13	revisión

Perdidas en mampara

$$V = \frac{Q}{A} \quad hf = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$$

b m	H m	A ₁ m ²	b' m	h' m	A ₂ m ²	V ₁ m/s	V ₂ m/s	V ₁ ²	V ₂ ²	hf m	Q m ³ /s
0.75	0.60	0.45	0.75	0.25	0.1875	0.0729	0.175	0.005	0.031	0.001	0.033
0.75	0.60	0.45	0.75	0.25	0.1875	0.1457	0.35	0.021	0.123	0.005	0.066

Revisión por una sola estructura

Los cálculos antes descritos se reflejan en la figura 6.9 (Estructura de Salida de Laguna Facultativa), así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 7

CÁLCULO DE CANAL DE LAGUNA FACULTATIVA A CAJA REPARTIDORA

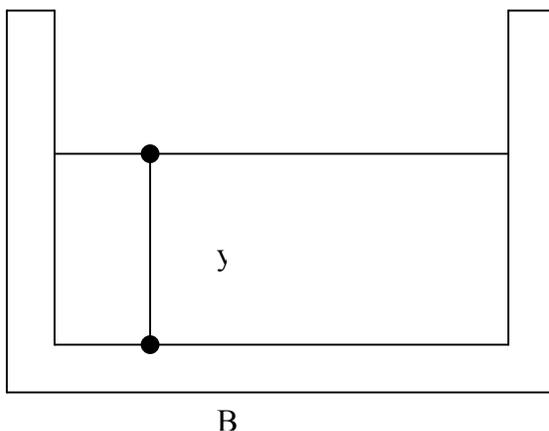
(Ver figuras 6.1 “Análisis de Distribución” y 6.2 “Perfil Hidráulico” – Sección “G”)

Aplicando Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad Q = V A \quad P = 2y + B \quad R = \frac{A}{P}$$

V= velocidad Q= gasto A = área P = perímetro mojado

n = 0.013 S = 0.0003 (pendiente)



Y	B	P	A	R	S	R ^{2/3}	S ^{1/2}	n	V	Q
---	---	---	---	---	---	------------------	------------------	---	---	---





m	m	m	m ²						m/s	m ³ /s
0.5	1.3	2.3	0.65	0.2826	0.00015	0.4306	0.0122	0.013	0.4057	0.264
0.48	1.3	2.26	0.62	0.2761	0.0002	0.4240	0.0141	0.013	0.4613	0.288
0.5	1.3	2.3	0.65	0.2826	0.00024	0.4306	0.0155	0.013	0.5132	0.334
0.48	1.3	2.26	0.62	0.2761	0.0003	0.4240	0.0173	0.013	0.5649	0.353

Longitud del canal = 150 m

$$h = S \times L$$

h = desnivel canal

S = pendiente

L = longitud

Los cálculos antes descritos se reflejan en la figura 6.10 (Canal de Salida de Laguna Facultativa a Caja Repartidora), así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 8

CÁLCULO DE VERTEDOR RECTANGULAR EN CAJA DE DISTRIBUCIÓN A LAGUNA DE MADURACIÓN

(Ver figuras 6.1 “Análisis de Distribución” y 6.2 “Perfil Hidráulico” – Sección “H”)

Datos del proyecto

Gasto de diseño = 131 l/s

$$Q = Cbh^{\frac{3}{2}} \quad C = 2.952\mu \quad \mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left(1 + \frac{0.0011}{h} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Q m ³ /s	b m	h m	w m	μ	C	h m
0.1310	0.75	0.21	0.94	0.626747941	1.85016	0.21

Los cálculos antes descritos se reflejan en las figuras 6.11 y 6.12 (Caja Repartidora a Laguna de Maduración), así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 9

CÁLCULO DE PERDIDAS EN TUBERÍA DE ALIMENTACIÓN A ESTRUCTURAS DE ENTRADA A LAGUNA DE MADURACIÓN

(Ver figuras 6.1 “Análisis de Distribución” y 6.2 “Perfil Hidráulico” – Sección “I”)

$$HF = KLQ^2$$

D	N	K	L	Q	Q ²	HF	HF x 1.8
---	---	---	---	---	----------------	----	----------





m				m ³ /s		m	m
0.4300	0.009	0.08	152.00	0.131	0.017161	0.208678	0.375620
0.4300	0.009	0.08	88.00	0.131	0.017161	0.120813	0.217464
0.4300	0.009	0.08	23.00	0.131	0.017161	0.031576	0.056837

Considerando un factor por pérdidas locales de 1.8

Los cálculos antes descritos se reflejan en la figura 6.13 (Caja de Distribuidora a Laguna de Maduración), así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 10

CÁLCULO DE VERTEDOR RECTANGULAR EN ESTRUCTURA DE ENTRADA A LAGUNA DE MADURACIÓN

(Ver figuras 6.1 “Análisis de Distribución” y 6.2 “Perfil Hidráulico” – Sección “J”)

Datos de proyecto

Población actual (1996)	50022 hab
Población futura (2017)	66163 hab
Dotación	198.8 l/h/d
Aportación	159 l/h/d
N (Manning)	0.013

$$M = 1 + \frac{14}{4 + p^{\frac{1}{2}}}$$

Nº de módulos/laguna = 2

Q inst. = M * Q diseño

Nº de estr. por mod. = 3

Pobl. Proy. hab	Q diseño m ³ /s	M (Harmond)	Q inst. m ³ /s	Q inst/mod m ³ /s	Q inst/estr m ³ /s
66163	0.1218	2.1538	0.262	0.131	0.044
66163	0.1218	2.1538	0.262	0.131	0.044

Cálculo de vertedor rectangular en estructura de entrada a laguna de maduración

$$Q = Cbh^{\frac{3}{2}} \quad C = 2.952\mu \quad \mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left(1 + \frac{0.0011}{h} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Q m ³ /s	b m	H m	w m	μ	C	h m
0.0440	0.75	0.10	0.45	0.63205269	1.86582	0.10

Perdidas por longitud en tubería en estructura de paso





$$HF = KLQ^2$$

D m	N	K	L	Q m ³ /s	Q ²	HF m	
0.2540	0.011	1.86141	2.90	0.044	0.001936	0.010451	≈ 0.01

Los cálculos antes descritos se reflejan en las figuras 6.14 y 6.15 (Estructura de Entrada a Lagunas de Maduración), así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 11

CÁLCULO DE VERTEDOR RECTANGULAR EN ESTRUCTURA DE DESCARGA DE LAGUNA DE MADURACIÓN

(Ver figura 6.2 “Perfil Hidráulico” – Sección “K”)

$$Q = Cbh^{\frac{3}{2}} \quad C = 2.952\mu \quad \mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left(1 + \frac{0.0011}{h} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Q m ³ /s	b m	H m	w m	μ	C	h m
0.0440	0.75	0.10	0.50	0.63019593	1.860338	0.10

Perdidas en mamparas

$$V = \frac{Q}{A} \quad hf = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

b m	H M	A ₁ m ²	b' m	h' m	A ₂ m ²	V ₁ m/s	V ₂ m/s	V ₁ ²	V ₂ ²	hf m	Q m ³ /s
0.75	0.60	0.45	0.75	0.25	0.1875	0.0972	0.233	0.009	0.054	0.002	0.044

Los cálculos antes descritos se reflejan en las figuras 6.16 y 6.17 (Estructura de Descarga de Lagunas de Maduración), así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 12

SISTEMA DE PRETRATAMIENTO, DESARENADOR

(Ver figura 6.2 “Perfil Hidráulico” – Sección “K”)

DATOS DEL PROYECTO





Población de proyecto = 66,163 habitantes
 Aportación = 159.04 l/hab/d
 Número mínimo de canales activos a un mismo tiempo = 1

Caudal medio l/s	Caudal medio m ³ /d	Caudal mínimo l/s	Coefficiente Harmon	Caudal max inst l/s	Coefficiente previs	Caudal max ext l/s
121.79	10.523	60.89	2.154	262	1	262
121.79	10.523	60.89	2.154	262	1	262
121.79	10.523	60.89	2.154	262	1	262

REJILLAS MANUALES

$$\text{Perdida de carga} = \text{Beta} \left(\frac{w}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \text{sen}(\text{ang incl})$$

Angulo inclinado °	(b) Claro ent barr m	(w) Espes barras m	Ancho barras m	Numero barras	Ancho total m	Veloc aprox. m/s	Altura total m	Beta (rect)	Perdida de carga m
60	0.025	0.0064	0.0635	32	1.0298	0.6	0.425	2.42	0.0063
60	0.025	0.0064	0.0635	32	1.0298	0.6	0.425	2.42	0.0063
60	0.025	0.0064	0.0635	32	1.0298	0.6	0.425	2.42	0.0063

DESARENADOR

Velocidad de sedimentación de las arenas

$$V_s = \sqrt{\frac{4g(\text{dens part dens agua}) \text{diam part}}{3 C_d \text{Dens agua}}}$$

$$N_r = \frac{V_s \text{Diam part}}{\nu}$$

$$C_d = \frac{24}{N_r} + \frac{3}{\sqrt{N_r}} + 0.34$$

Diámetro part. reten. m	Densidad part. reten t/m ³	(un) Visco cinemat m ² /s	Vs supuesta m/s	Nr calculada	Cd calculada	Vs calculada m/s	Area desarena m ²	Ancho desarena m	Largo desarena m	Largo definitivo m
0.0002	2.65	0.000001	0.0264	5.28	6.191	0.0264	9.93412	1.5	6.62275	6.6
0.0002	2.65	0.000001	0.0264	5.28	6.191	0.0264	9.93412	1.5	6.62275	6.6
0.0002	2.65	0.000001	0.0264	5.28	6.191	0.0264	9.93412	1.5	6.62275	6.6

Velocidad de arrastre





$$V_a = \sqrt{\frac{8 k (Dens\ part - 1) g\ Diam\ part}{f}}$$

Const. k	Densidad part. reten t/m ³	Diámetro part. reten. m	f de Darcy	Veloc arrastre m/s	Tiempo retención min	Profun. m	Veloc longitud m/s
0.04	2.65	0.0002	0.02	0.2276	0.5	0.7921	0.2208
0.04	2.65	0.0002	0.02	0.2276	0.5	0.7921	0.2208
0.04	2.65	0.0002	0.02	0.2276	0.5	0.7921	0.2208

Calculo para almacenamiento de arena

Largo desare m	Profun tola m	Angulo descend Grados	Dist. hor bajada m	Lado tola m	Dist. hor subida m	Angulo ascend Grados	Volumen almacen. m ³	Cantidad arena m ³ /d	Intervalo limpieza d
6.6	0.5	45	0.5	0.5	5.6	5.1	1.7818306	0.21	8.47
6.6	0.5	45	0.5	0.5	5.6	5.1	1.7818306	0.21	8.47
6.6	0.5	45	0.5	0.5	5.6	5.1	1.7818306	0.21	8.47

HOJA DE CÁLCULO 13

CÁLCULO DE VERTEDOR PROPORCIONAL DOBLE

(Ver figura 6.2 "Perfil Hidráulico" – Sección "K")

$$Q = Pi \sqrt{2 g nu} \sqrt{a h}$$

$$y = \sqrt{\frac{a}{x}}$$

H	Q m ³ /s	nu	a	Ancho arriba m	Ancho máximo m	Dist. vert. adic. abajo m
0.7921	0.262	0.6102	0.0015208	0.088	0.6	0.017
0.7921	0.262	0.6102	0.0015208	0.088	0.6	0.017
0.7921	0.262	0.6102	0.0015208	0.088	0.6	0.017

CÁLCULO DE COORDENADAS DE CADA UNO DE LOS VERTEDORES





Primer vertedor	
Y	X
-0.017	0.300
0.017	0.300
0.320	0.216
0.048	0.178
0.064	0.155
0.079	0.139
0.158	0.098
0.238	0.080
0.317	0.069
0.396	0.062
0.475	0.057
0.554	0.052
0.634	0.049
0.713	0.046
0.792	0.044

Segundo vertedor	
Y	X
-0.017	0.300
0.017	0.300
0.320	0.216
0.048	0.178
0.064	0.155
0.079	0.139
0.158	0.098
0.238	0.080
0.317	0.069
0.396	0.062
0.475	0.057
0.554	0.052
0.634	0.049
0.713	0.046
0.792	0.044

Tercer vertedor	
Y	X
-0.017	0.300
0.017	0.300
0.320	0.216
0.048	0.178
0.064	0.155
0.079	0.139
0.158	0.098
0.238	0.080
0.317	0.069
0.396	0.062
0.475	0.057
0.554	0.052
0.634	0.049
0.713	0.046
0.792	0.044

Graduación del vertedor (incremento de 0.05 m)

h (m)	Q (l/s)
0.000	0.00
0.050	17.00
0.100	33.00
0.150	50.00
0.200	66.00
0.250	83.00
0.300	99.00
0.350	116.00
0.400	132.00
0.450	149.00
0.500	166.00
0.550	182.00
0.600	199.00
0.650	215.00
0.700	232.00
0.750	248.00
0.800	265.00
0.850	281.00
0.900	298.00
0.950	315.00
1.000	331.00
1.050	348.00
1.100	364.00
1.150	381.00
1.200	397.00
1.250	414.00
1.300	430.00





1.350	447.00
1.400	464.00
1.450	480.00
0.792	262.000

Los cálculos antes descritos se reflejan en las figuras 6.18 y 6.19 (Pretratamiento y Vertedor Proporcional Doble), así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 14
DISEÑO DE LAGUNAS ANAEROBIAS
 (Ver figura 6.20 “Plano de Conjunto”)

Datos del proyecto

Población proyecto hab	Aportación m l/hab/d	Caudal diseño l/s	Caudal diseño m ³ /d	DBO influ. mg/l	NMP inf. m ² col/100ml	Temp ambiente °C	Carga orgánica kg/d	Temp. influente °C
66163	159.04	121.79	10.52	200	1400000	12.4000	2104.51	12.400
66163	159.04	121.79	10.52	200	1400000	12.4000	2104.51	12.400
66163	159.04	121.79	10.52	200	1400000	12.4000	2104.51	12.400

Diseño de la laguna anaerobia

Número de lagunas = 2

$$S = \frac{S_o}{Kn Tr \left(\frac{S}{S_o} \right)^{n-1}}$$

$$Kn(Te) = Kn(22) 1.085^{(Te-22)}$$

n = 4.8

So	Caudal diseño m ³ /d	Volumen laguna m ³	Tiempo retenc. d	Kn(22)	Kn(Te)	Si	S	f(Si)	f(S)	Sn
200.00	5261.28	9072.45	1.724	20.70	9.46	110.00	108.0855	6.1128	0.00	108.085
200.00	5261.28	9072.45	1.724	20.70	9.46	110.00	108.0855	6.1128	0.00	108.085
200.00	5261.28	9072.45	1.724	20.70	9.46	110.00	108.0855	6.1128	0.00	108.085

$$Te = \frac{Q Ti + Ta A sup}{Q + f A sup}$$





Criterios de diseño

Temperatura °C	Carga vol. g/m ³ d	Remoción de DBO %
< 10	100	40
10 - 20	20T - 100	2T + 20
> 20	300	60

Ti °C	Ta °C	f	Te °C	Carga orgánica permisible g/m ³ d
12.40	12.40	0.50	12.40	148.00
12.40	12.40	0.50	12.40	148.00
12.40	12.40	0.50	12.40	148.00

Tiempo retención d	DBO efluente mg/l	Caudal diseño m ³ /d	Temp agua °C	Volumen laguna m ³	Carga org. real g/m ³ d	Remoción DBO %	Profundidad laguna m	Area laguna m ²	Evapor. max mm/d	Gasto efluente m ³ /d
1.72	108.09	5261	12.4	9072	115.98	45.96	3.5	2.592	6	5246
1.72	108.09	5261	12.4	9072	115.98	45.96	3.5	2.592	6	5246
1.72	108.09	5261	12.4	9072	115.98	45.96	3.5	2.592	6	5246

Remoción de coliformes

$$N_e = \frac{N_i}{1 + (KT TR)}$$

$$KT = 2.6 \cdot 1.19^{(T-20)}$$

Temp agua °C	KT d-1	NMP inf. Ni col/100ml	Tiempo retención d	NMP ef. Ne col/100ml
12.4	0.6931	1.40E+06	1.72	6.38E+05
12.4	0.6931	1.40E+06	1.72	6.38E+05
12.4	0.6931	1.40E+06	1.72	6.38E+05

Calculo del periodo de limpieza

$$n = \frac{\% T V}{p s}$$

Volumen laguna m ³	Población proyecto hab	Altura de acumulación % tirante	Tasa de acumulación de lodos m ³ /hab año	Periodo de limpieza años





9072.45	66163	0.33	0.04	1.142
9072.45	66163	0.40	0.04	1.371
9072.45	66163	0.50	0.04	1.714

Caudal de diseño		Volumen	Profundidad	A prom.	B	L	B	L	A
l/s	m ³ /d	m ³	m	m ²	prom.	prom.	sup.	sup.	sup.
					m	m	m	m	m ²
60.89	5261.28	9072.45	3.50	2592.13	40.54	63.94	47.54	70.94	3372.49
60.89	5261.28	9072.45	3.50	2592.13	40.54	63.94	47.54	70.94	3372.49
60.89	5261.28	9072.45	3.50	2592.13	40.54	63.94	47.54	70.94	3372.49

Los cálculos antes descritos se reflejan en el “Plano de Conjunto” y “Bordos Secciones Tipo” del Anexo 2, así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 15

DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS – PRIMERA PARTE (2 LAGUNAS)

(Ver figura 6.20 “Plano de Conjunto”)

Número de lagunas 2

$$Te = \frac{Q Ti + f Ta A sup}{Q + f A Sup}$$

Ti	Ta	f	Te	Prof. Laguna	DBO influ.
°C	°C		°C	m	mg/l
12.40	12.40	0.50	12.40	2.00	108.09
12.40	12.40	0.50	12.40	2.00	108.09
12.40	12.40	0.50	12.40	2.00	108.09

COP = 250 (1.085^(T-20))

Caudal diseño	Temp. agua	Volumen laguna	Tiempo retención	Carga orgánica	C Orgánica permisible	Area laguna	C Orgánica real	Evapor. máxima	Gasto efluen.
m ³ /d	°C	m ³	d	kg/d	kg/hab d	m ²	kg/hab d	mm/d	m ³ /d
5261.28	12.40	47260.00	8.98	568.67	134.67	23630.00	240.66	6.00	5.169
5261.28	12.40	47260.00	8.98	568.67	134.67	23630.00	240.66	6.00	5.169
5261.28	12.40	47260.00	8.98	568.67	134.67	23630.00	240.66	6.00	5.169

Remoción de coliformes en laguna facultativa

Flujo disperso





$$d = \frac{x}{-0.26118 + 0.25392x + 1.01360x^2}$$

$$a = \sqrt{1 + (4 Kbfac TR d)}$$

$$Kbfac = 0.841 (1.07^{(T-20)})$$

$$Ne = Ni \frac{4 a e^{0.5d}}{(1 + a)^2 e^{\frac{a}{2d}} - (1 - a)^2 e^{\frac{-a}{2d}}}$$

$$Kbmad = 0.841 (1.07^{(T-20)})$$

$$Ne = Ni e^{(-kbfac TR)}$$

Caudal diseño m ³ /d	Temp. agua °C	X L/B	d	Kbfac	Tiempo retención d	a	NMP inf. Ni col/100ml	NMP ef. Ne col/100ml
5261.28	12.40	5.27	0.1802	0.503	8.98	2.063	6.38E+05	29371
5261.28	12.40	5.27	0.1802	0.503	8.98	2.063	6.38E+05	29371
5261.28	12.40	5.27	0.1802	0.503	8.98	2.063	6.38E+05	29371

Flujo a Pistón

$$Ne = Ni e^{(-kbfac TR)}$$

NMP inf. Ni col/100ml	NMP ef. Ne col/100ml
6.38E+05	6963
6.38E+05	6963
6.38E+05	6963

Método de Marais

$$Kt = 2.6 (1.19^{T-20})$$

$$Ne = \frac{Ni}{1 + Kt R}$$

Kt	NMP inf. Ni	R	NMP ef. Ne





	col/100ml		col/100ml
0.6931	6.38E+05	8.98	88256
0.6931	6.38E+05	8.98	88256
0.6931	6.38E+05	8.98	88256

Lo	Te	Kf35	Kf	R	Carga	Lp	Efic
mg/l		d ⁻¹	d ⁻¹	d	Kg DBO/hab d	mg/l	%
108.09	12.40	1.00	0.16	8.98	240.66	44.64	58.70
108.09	12.40	1.00	0.16	8.98	240.66	44.64	58.70
108.09	12.40	1.00	0.16	8.98	240.66	44.64	58.70

Caudal de diseño		Volumen	Profundidad	A	B	L	B	L	A sup
l/s	m ³ /d	m ³	m	prom. m ²	prom. m	prom. m	sup. m	sup. m	m ²
60.89	5261.28	47260	2.00	23630	66.94	353	70.94	357	25325.77
60.89	5261.28	47260	2.00	23630	66.94	353	70.94	357	25325.77
60.89	5261.28	47260	2.00	23630	66.94	353	70.94	357	25325.77

Los cálculos antes descritos se reflejan en el “Plano de Conjunto” y “Bordos Secciones Tipo” del Anexo 2, así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 16

DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS – SEGUNDA PARTE (4 LAGUNAS)
(Ver figura 6.20 “Plano de Conjunto”)

DISEÑO DE LAGUNA FACULTATIVA SEGUNDA PARTE

Número de lagunas = 4

$$Te = \frac{Q Ti + f Ta A sup}{Q + f A Sup}$$

Ti	Ta	f	Te	Prof. Laguna	DBO influ.
°C	°C		°C	m	mg/l
12.40	12.40	0.50	12.40	2.00	44.64
12.40	12.40	0.50	12.40	2.00	44.64
12.40	12.40	0.50	12.40	2.00	44.64

COP = 250 (1.085^(T-20))

Caudal	Temp.	Volumen	Tiempo	Carga	C	Area	C	Evapor.	Gasto
					Orgánica		Orgánica		





diseño m ³ /d	agua °C	laguna m ³	retención d	orgánica kg/d	permisible kg/hab d	laguna m ²	real kg/hab d	máxima mm/d	efluen. m ³ /d
2630.64	12.40	6709.89	2.60	117.43	134.49	3355.00	350.02	6.00	5153
2630.64	12.40	6709.89	2.60	117.43	134.49	3355.00	350.02	6.00	5153
2630.64	12.40	6709.89	2.60	117.43	134.49	3355.00	350.02	6.00	5153

Remoción de coliformes en laguna facultativa
Flujo disperso

$$d = \frac{x}{-0.26118 + 0.25392x + 1.01360x^2}$$

$$a = \sqrt{1 + (4 Kbfac TR d)}$$

$$Kbfac = 0.841 (1.07^{(T-20)})$$

$$Ne = Ni \frac{4 a e^{0.5d}}{(1 + a)^2 e^{\frac{a}{2d}} - (1 - a)^2 e^{-\frac{a}{2d}}}$$

$$Kbmad = 0.841 (1.07^{(T-20)})$$

$$Ne = Ni e^{(-kbfac TR)}$$

Caudal diseño m ³ /d	Temp. agua °C	X L/B	d	Kbfac	Tiempo retención d	a	NMP inf. Ni col/100ml	NMP ef. Ne col/100ml
5261.28	12.40	2.99	0.3123	0.503	2.55	1.613	2.94E+04	10401
5261.28	12.40	2.99	0.3123	0.503	2.55	1.613	2.94E+04	10401
5261.28	12.40	2.99	0.3123	0.503	2.55	1.613	2.94E+04	10401

Flujo a Pistón

$$Ne = Ni e^{(-kbfac TR)}$$

NMP inf. Ni col/100ml	NMP ef. Ne col/100ml
6.96E+03	8144
6.96E+03	8144
6.96E+03	8144

Método de Marais





$$Kt = 2.6 (1.19)^{T-20}$$

$$Ne = \frac{Ni}{1 + Kt R}$$

Kt	NMP inf. Ni col/100ml	R	NMP ef. Ne col/100ml
0.6931	8.83E+04	2.55	31885
0.6931	8.83E+04	2.55	31885
0.6931	8.83E+04	2.55	31885

Lo mg/l	Te	Kf35 d ⁻¹	Kf d ⁻¹	R d	Carga Kg DBO/hab d	Lp mg/l	Efic %
44.64	12.40	1.00	0.16	2.55	0.82	31.8	28.75
44.64	12.40	1.00	0.16	2.55	0.82	31.8	28.75
44.64	12.40	1.00	0.16	2.55	0.82	31.8	28.75

Caudal de diseño l/s m ³ /d		Volumen m ³	Profundidad m	A prom. m ²	B prom. m	L prom. m	B sup. m	L sup m	A sup m ²
60.89	6.2	6709.89	2.00	3354.94	33.47	100.24	37.47	104.24	3905.77
60.89	6.2	6709.89	2.00	3354.94	33.47	100.24	37.47	104.24	3905.77
60.89	6.2	6709.89	2.00	3354.94	33.47	100.24	37.47	104.24	3905.77

HOJA DE CÁLCULO 17
DISEÑO DE LAGUNA DE MADURACIÓN
 (Ver figura 6.20 “Plano de Conjunto”)

Número de lagunas: 3

$$Te = \frac{(Q \cdot Ti + f \cdot Ta \cdot A \text{ Sup})}{(Q + f \cdot A \text{ Sup})}$$

Ti °C	Ta °C	f	Te °C
12.40	12.40	0.50	12.40
12.40	12.40	0.50	12.40
12.40	12.40	0.50	12.40

Remoción de coliformes en. laguna de maduración;
 Profundidad = 1.50 m





Flujo disperso

Caudal Diseño m ³ /d	Volumen Lag. Mad. m ³	Temperatura Agua °C	X L/B	d	Kbmad	Tiempo Retención d	a	NMP inf. Ni col/100ml	NMP ef. Ne col/100ml
3,508	22,593.63	12.40	4.791082	0.1978	0.503	6.44	1.888	10.401	999
3,508	22,593.63	12.40	4.791082	0.1978	0.503	6.44	1.888	10.401	999
3,508	22,593.63	12.40	4.791082	0.1978	0.503	6.44	1.888	10.401	999

Flujo a piston

$$Ne = Ni * e^{(-kbmad * TR)}$$

NMP inf. Ni col/100ml	NMP ef. Ne col/100ml
8,144	319
8,144	319
8,144	319

Método de Marais

$$Kt = 2.6 * (1.19)^{T-20}$$

$$Ne = \frac{Ni}{(1 + Kt * R)}$$

Kt	NMP inf. Ni col/100ml	R	NMP ef. Ne col/100ml
0.6931	31,885	6.44	5,834.59
0.6931	31,885	6.44	5,834.59
0.6931	31,885	6.44	5,834.59

Volumen Laguna Mad. m ³	Área Laguna Mad. m ²	Ancho m	Largo m
22,593.60	15,062.00	56.07	268.64
22,593.60	15,062.00	56.07	268.64
22,593.60	15,062.00	56.07	268.64

Lo	Te	Kf35	Kf	R	Carga	Lp	Efic.
----	----	------	----	---	-------	----	-------





mg/l		d ⁻¹	d ⁻¹	kg/d	kg DBO/Ha*d	mg/l	%
31.80	12.40	1.00	0.16	6.44	74.06	15.75	50.48
31.80	12.40	1.00	0.16	6.44	74.06	15.75	50.48
31.80	12.40	1.00	0.16	6.44	74.06	15.75	50.48

Caudal Diseño l/s	Caudal Diseño m ³ /d	Volumen m ³	Prof. m	Área promedio m ²	B promedio m	L promedio m	B superior m	L superior m	Área superior m ²
40.60	3,507.52	22,593.63	1.50	15,062.42	56.07	268.64	59.07	271.64	16,045.54
40.60	3,507.52	22,593.63	1.50	15,062.42	56.07	268.64	59.07	271.64	16,045.54
40.60	3,507.52	22,593.63	1.50	15,062.42	56.07	268.64	59.07	271.64	16,045.54

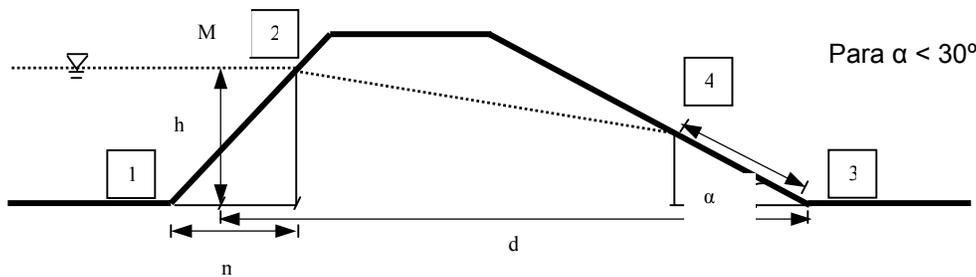
Los cálculos antes descritos se reflejan en el “Plano de Conjunto” y “Bordos Secciones Tipo” del Anexo 2, así como las secciones de los elementos que intervienen y las elevaciones del flujo de agua residual en dicha sección.

HOJA DE CÁLCULO 18

CÁLCULO DEL GASTOS DE INFILTRACION EN LOS BORDOS

SOLUCIÓN DE SHAFFERNAK Y VAN ITERSON

Es un método aproximado para conocer la línea de corriente superior y el gasto en una presa de sección homogénea, fue presentado simultáneamente por Shaffernak y Van Iterson. El método se basa en la hipótesis de Dupuit.



La siguiente ecuación permite calcular el gasto de filtración a través de la presa de tierra en la sección vertical 4 (por unidad de longitud):

$$q = K a \sin \alpha \tan \alpha$$



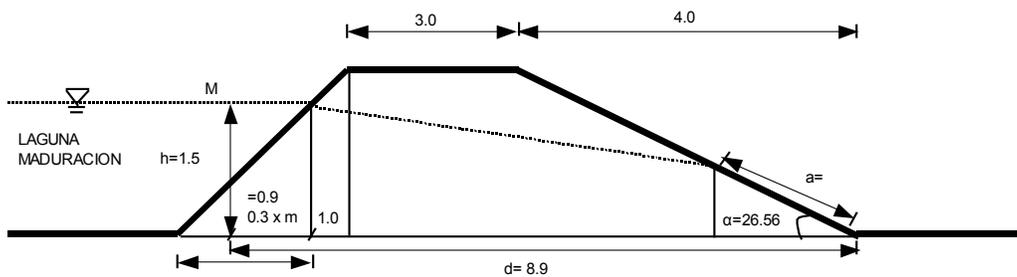


donde el valor de:

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

y K es el valor de la permeabilidad del suelo (ver libro de Mecánica de Suelos Tomo II, Flujo de Agua en Suelos, pag 80, Juárez Badillo y Rico Rodríguez).

SOLUCIÓN DE SHAFFERNAK Y VAN ITERSON
CÁLCULO DEL GASTO DE INFILTRACIÓN



Permeabilidad: $K = 1 \times 10^{-4}$ cm/seg

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

$$a = 9.95 - 9.36 = 0.59 \text{ m} = 59 \text{ cm}$$

$q = \text{Gasto Unitario} = K a \sin \alpha \tan \alpha L$

Permeabilidad= $K = 10^{-4}$ cm/seg

$\sin \alpha \tan \alpha = 0.2235$; longitud del bordo= $L = 319.40 \text{ m}$

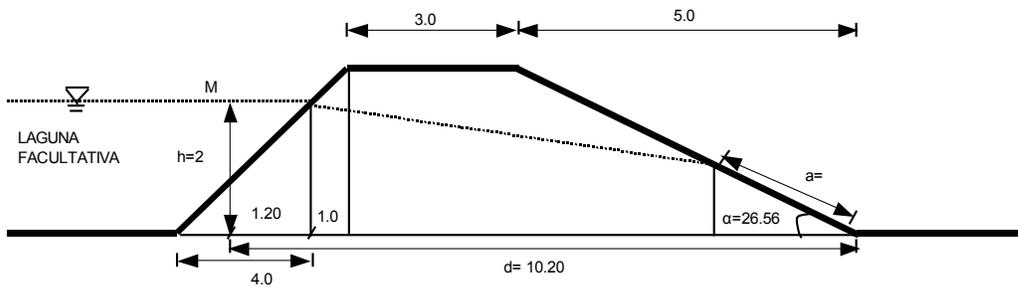
$$q = 10^{-4} \times 59 \times 0.2235 \times L$$

$$q = 0.00132 \text{ cm}^2/\text{seg} \times L$$

$$q = 0.00132 \text{ cm}^2/\text{seg} \times 31940 = 41.16 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

$$q = 0.000042 \text{ m}^3/\text{seg}$$



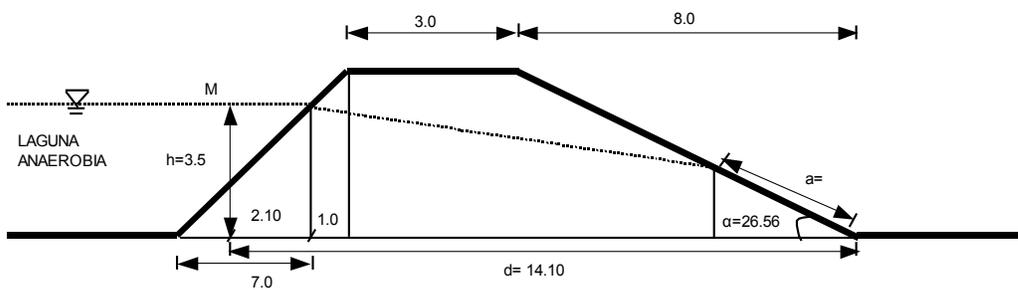


$$a = 0.91 \text{ m} = 91 \text{ cm}$$

longitud del bordo = $L = 1155.02 \text{ m}$

$$q = 0.00203 \text{ cm}^2/\text{seg} \times 115502 = 234.46 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

$$q = 0.00023 \text{ m}^3/\text{seg}$$



$$a = 2.077 \text{ m} = 207.7 \text{ cm}$$

longitud del bordo = $L = 209.28 \text{ m}$

$$q = 10^{-4} \times 207.7 \times 0.2235 \times 20928$$

$$q = 97.10 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

$$q = 0.000097 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{TOTAL}} = 0.000369 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{TOTAL}} = 0.369 \text{ l/seg}$$

SOLUCIÓN DE SHAFFERNAK Y VAN ITERSON CÁLCULO DEL GASTO DE INFILTRACIÓN

Permeabilidad: $K = 1 \times 10^{-7} \text{ cm/seg}$

$q = \text{Gasto Unitario} = K a \text{ sen } \alpha \text{ tan } \alpha L$

Laguna de Maduración: $L = 319.40 \text{ m}$





$$a = 59 \text{ cm}$$

$$q = 10^{-7} \times 59 \times 0.2235 \times 31940$$

$$q = 0.04211 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

$$q = 0.00000004 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Laguna Facultativa: $L = 1155.02 \text{ m}$

$$a = 91 \text{ cm}$$

$$q = 10^{-7} \times 91 \times 0.2235 \times 115502$$

$$q = 0.234913 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

$$q = 0.00000023 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Laguna Anaerobia: $L = 209.28 \text{ m}$

$$a = 207.7 \text{ cm}$$

$$q = 10^{-7} \times 207.7 \times 0.2235 \times 20928$$

$$q = 0.0971 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

$$q = 0.000000097 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{TOTAL}} = 0.000000367 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{TOTAL}} = 0.000369 \text{ l/seg}$$

HOJA DE CÁLCULO 19

CÁLCULO DEL BORDO LIBRE

Registro de vientos máximos, tomados del atlas del agua de la República Mexicana de la entonces Secretaria de Recursos Hidráulicos en un periodo de 20 años.

Mes	Viento Máximo (m/seg)	Mes	Viento Máximo (m/seg)
Enero	4	Julio	2
Febrero	5	Agosto	3
Marzo	5	Septiembre	4
Abril	5	Octubre	3
Mayo	4	Noviembre	7
Junio	4	Diciembre	5

Con el valor del viento máximo registrado en el mes de noviembre, se tiene:

$$7 \text{ m/seg} = 25\,200 \text{ m/hr} = 15.65 \text{ millas/hr}$$

$$(1 \text{ milla/hr} = 1\,609.35 \text{ m/hr})$$



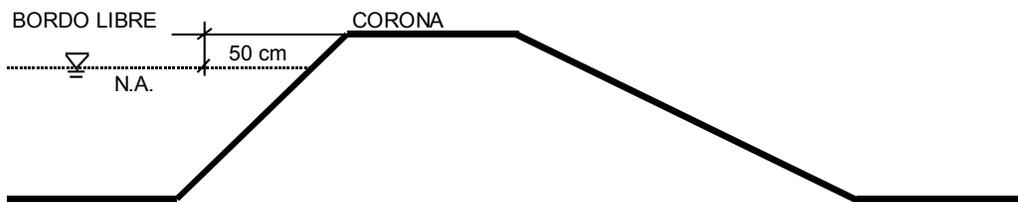


De la tabla de la página 30 del libro “Diseño de Presas Pequeñas”, editorial CECSA; se tiene que para una velocidad de 50 millas/hr, la altura de ola es de 2.7 pies, interpolando para 15.65 millas/hr tenemos una altura de 0.84 pies = 25.70 cm.

Se recomienda un ascenso de ola de 1.5 veces la altura de la misma obtenida con la interpolación anterior:

$$25.70 \times 1.5 = 38.70 \text{ cm}$$

Tomando un factor de seguridad de 1.25, la altura del bordo libre sera de 48.38 cm, cerrando a 50 cm.



HOJA DE CÁLCULO 20

CÁLCULO DEL VOLÚMEN DE LODOS EN LAGUNA ANAEROBIA POR AÑO

$W_f = SSF \times Q$
 $W_v = SS_v \times 15\% \times Q$
 Sólidos = $W_f + W_v (15\%)$

$$Y_M = \frac{100}{\frac{\%W}{Y_W} + \frac{\%F}{Y_F} + \frac{\%V}{Y_V}}$$

Q l/seg	Q m³/año	SST mg/l	SSV mg/l	SSF mg/l	Wf kg/año	Wv kg/año	Wf+Wv(15%) kg/año	Agua kg/año	Mezcla kg/año
60.00	1,892,160.00	147.00	105.00	42.00	79,470.70	29,802.50	109,272.24	619,209.40	728,482.00

%W	%F	%V	Y _W	Y _F	Y _V	Y _M	Volumen m³/año	Área M2	Altura de lodo m/año
85.00	10.90909	4.09090	1.00	2.00	1.20	1.07	683.78	1,090.56	0.63





CÁLCULO DEL VOLÚMEN DE LODOS EN LAGUNA ANAEROBIA POR AÑO

$$W_f = SSF \times Q$$

$$W_v = SSV \times 20\% \times Q$$

$$\text{Sólidos} = W_f + W_v \text{ (15\%)}$$

$$Y_M = \frac{100}{\frac{\%W}{Y_W} + \frac{\%F}{Y_F} + \frac{\%V}{Y_V}}$$

Q l/seg	Q m ³ /año	SST mg/l	SSV mg/l	SSF mg/l	Wf kg/año	Wv kg/año	Wf+Wv(15%) kg/año	Agua kg/año	Mezcla kg/año
60.00	1,892,160.00	147.00	105.00	42.00	79,470.70	39,735.40	109,206.08	675,501.10	794,707.00

%W	%F	%V	Y _W	Y _F	Y _V	Y _M	Volumen m ³ /año	Área M2	Altura de lodo m/año
85.00	10.00	5.00	1.00	2.00	1.40	1.07	743.62	1,090.56	0.68

HOJA DE CÁLCULO 21

REMOCIÓN DE HUEVOS DE HELMINTO

Porcentaje de huevos a remover= R= 100 (1-0.41 e^(-0.49θ + 0.0085 θ²))

θ= Tiempo de retención en días

Anaerobia	Facultativa	Maduración
θ= 1.08 d	θ= 16.52 d	θ= 3.13 d
R= 75.60	R= 99.87	R= 90.37

HOJA DE CÁLCULO 22

DISEÑO HIDRÁULICO DEL EMISOR

Población Actual (1996)= 50,022 hab

Población Futura (2017)= 66,166 hab

Dotación = 198.80 l/hab/d

Aportación = 159.04 l/hab/d

n (Manning) = 0.13

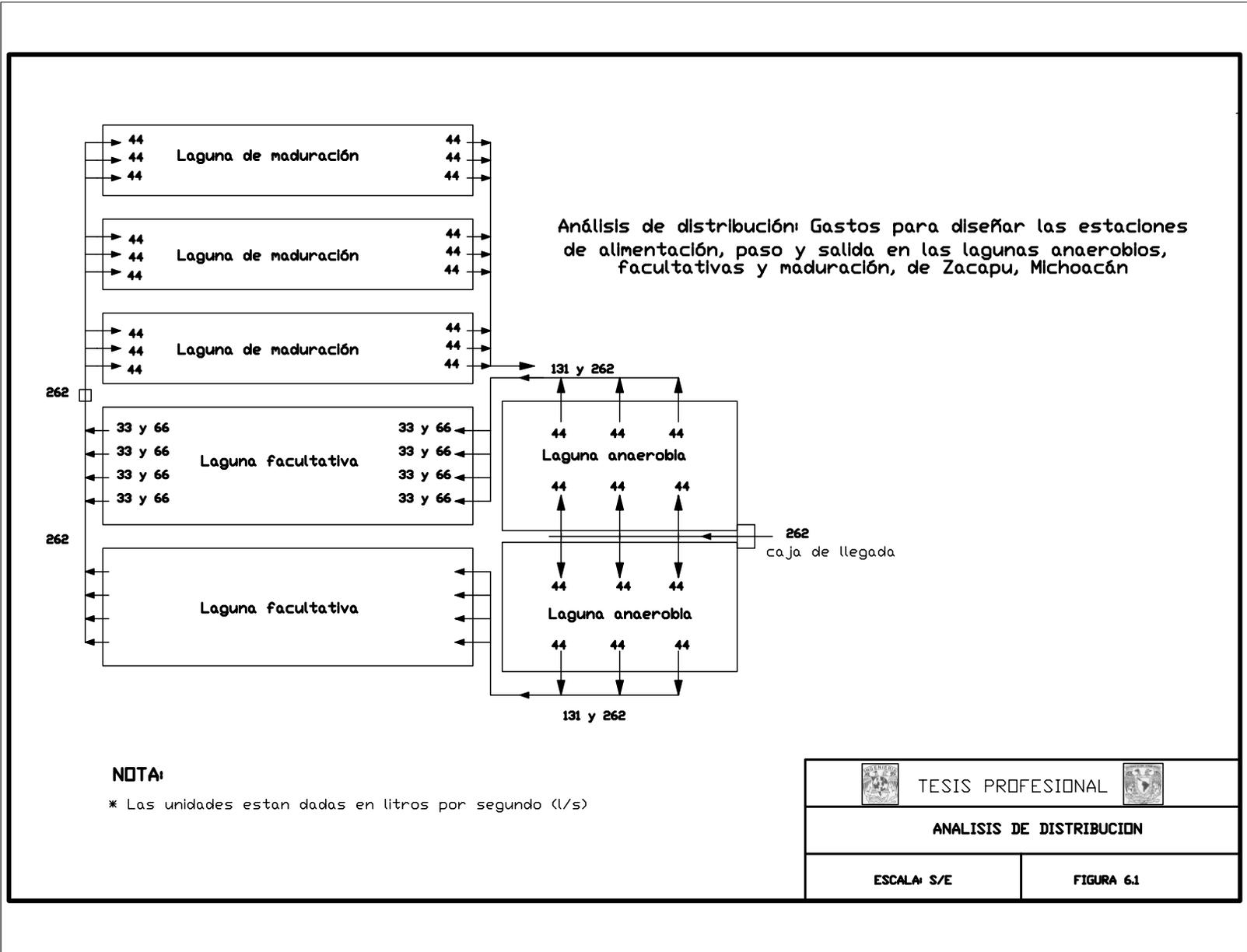


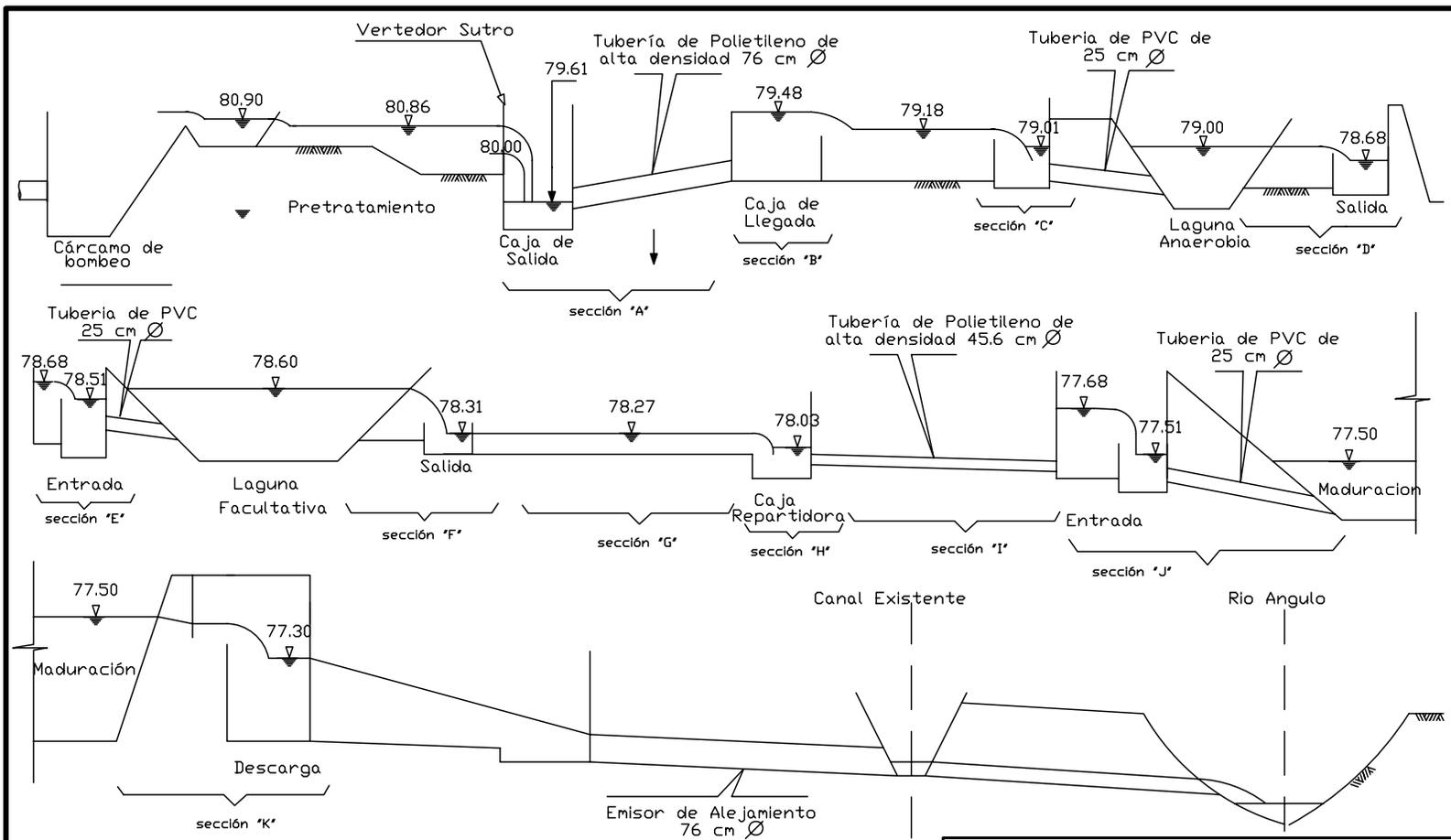


No. Pozo	Población hab	Gastos				Longitud m	S mil	Tubo lleno		
		Mínimo l/s	Medio l/s	Max. inst. l/s	Max extra. l/s			Diámetro m	Gasto l/s	Velocidad m/s
ALT-1	66,163	60.89	121.79	262.31	393.46	1464.17	0.9	0.91	559.33	0.86
ALT-2	66,163	60.89	121.79	262.31	393.46	1407.75	0.9	0.91	559.33	0.86

No. Pozo	Desnivel m	Cota Descarga msnm	Cota Emisor msnm
ALT-1	1.32	75.09	73.775
ALT-2	1.27	75.71	74.443





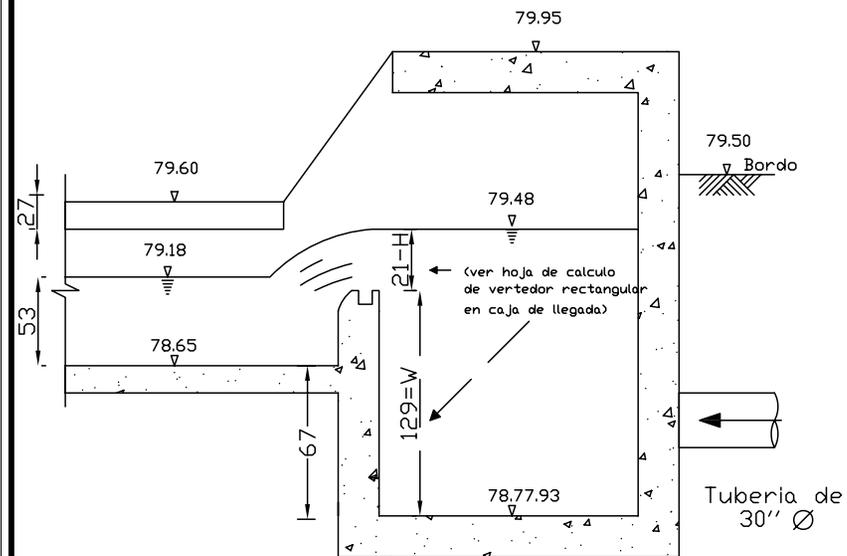


NOTA:
ELEVACIONES EN msnm (Agregar 1900 msnm).

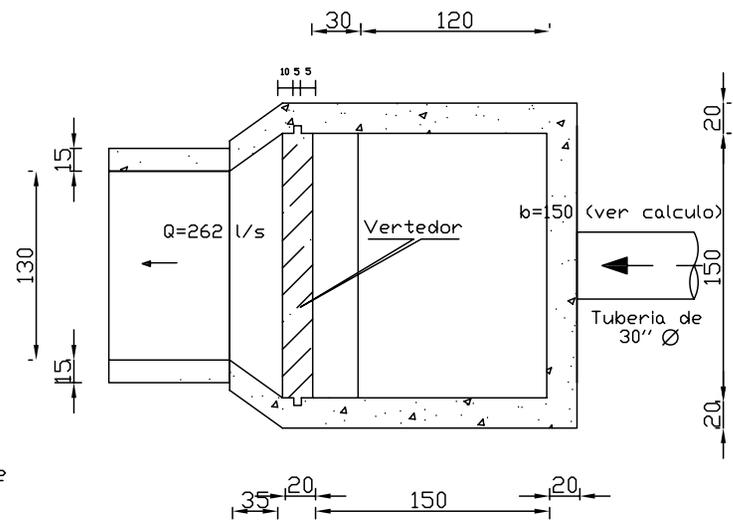
TESIS PROFESIONAL	
PLANTA DE TRATAMIENTO PERFIL HIDRAULICO	
ACOTACIONES: m	FIGURA 6.2

CALCULO DE VERTEDEDOR RECTANGULAR EN CAJA DE LLEGADA

PERFIL

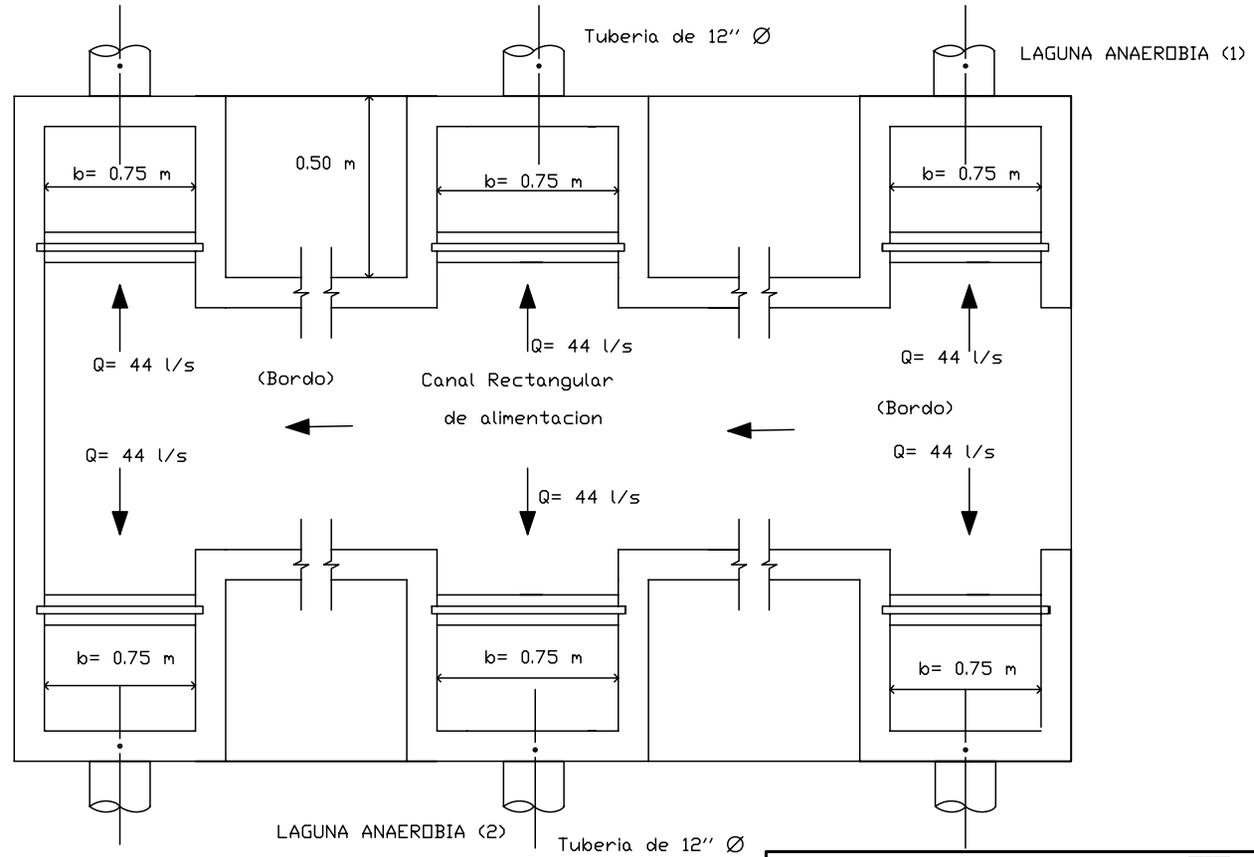


PLANTA



TESIS PROFESIONAL	
CAJA DE LLEGADA (CROQUIS)	
ESCALA: S/E	FIGURA 6.3

CÁLCULO DE VERTEDOR RECTANGULAR EN ESTRUCTURA DE ALIMENTACIÓN A LAGUNA ANAEROBIA



NOTAS:

- 1.- Ver hoja de cálculo 3
- 2.- Para su ubicación dentro de la Planta ver fig. 6.1 y 6.2; sección "C"



TESIS PROFESIONAL

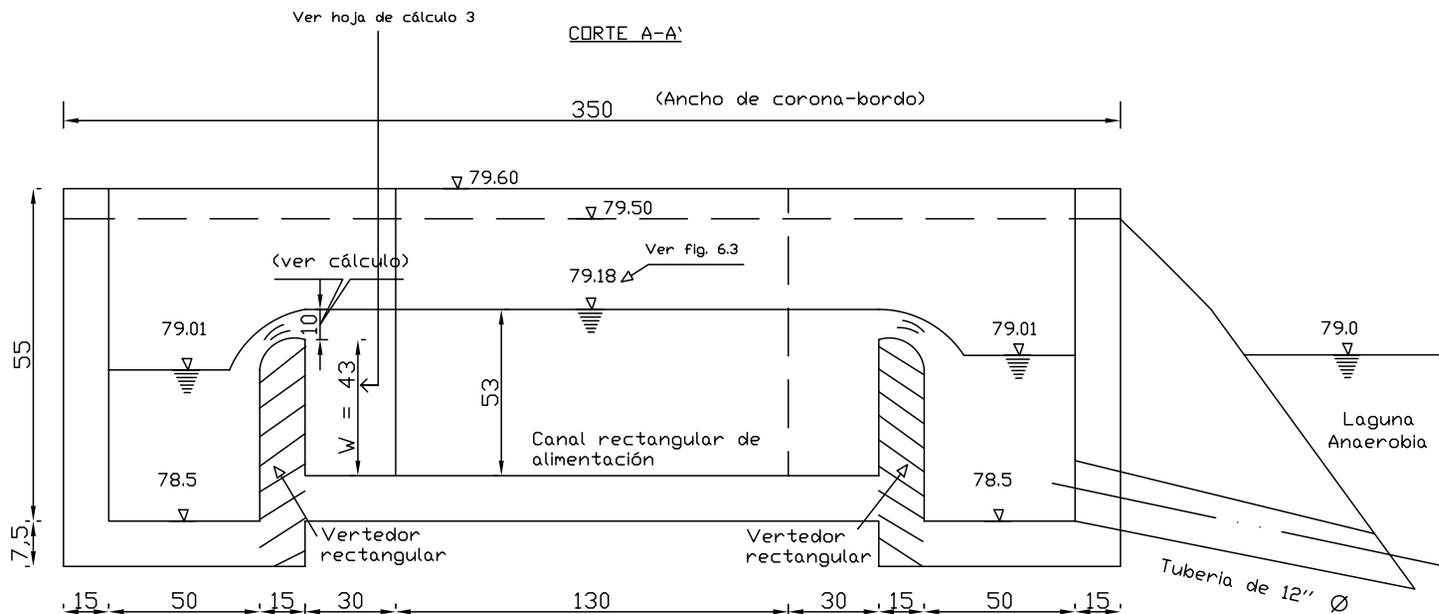


PLANTA DE TRATAMIENTO DE
LAGUNAS ANAEROBIA (PLANTA)

ACOTACIONES: m

FIGURA 6.4

CÁLCULO DE VERTEDOR RECTANGULAR EN ESTRUCTURA DE ALIMENTACIÓN
A LAGUNA ANAEROBIA



Vista Perfil

NOTAS:

- 1.- Elevaciones en m (agregar 1900 msnm)
- 2.- Ver hoja de cálculo 3
- 3.- Para su ubicación dentro de la planta ver figura 6.1 y 6.2 sección "C"



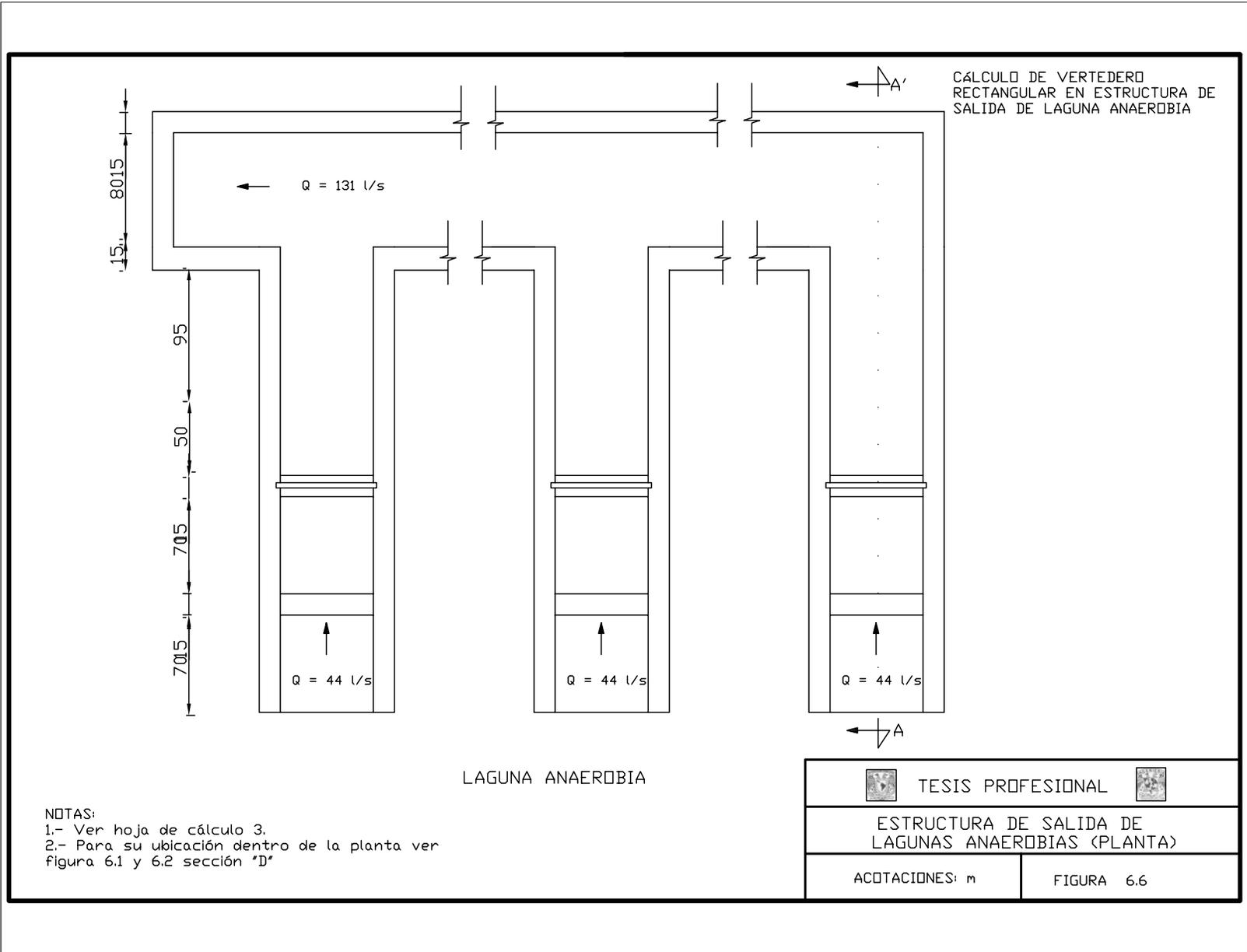
TESIS PROFESIONAL



ESTRUCTURA DE ALIMENTACION
A LAGUNAS ANAEROBIAS

ACOTACIONES: m

FIGURA 6.5



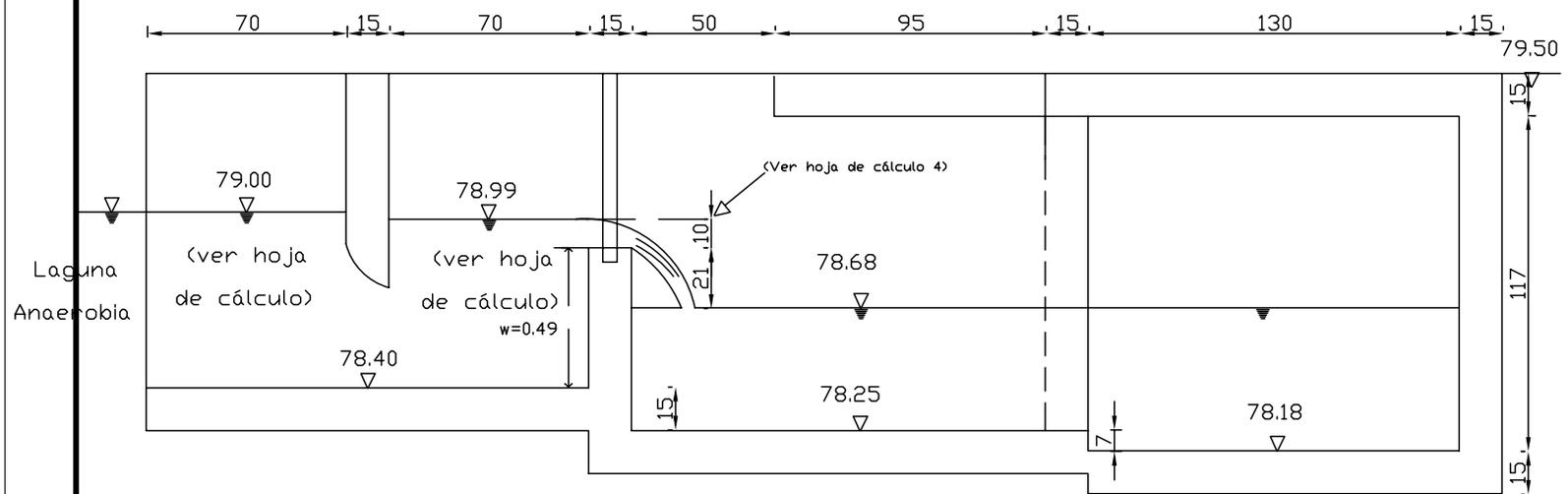
NOTAS:

- 1.- Ver hoja de cálculo 3.
- 2.- Para su ubicación dentro de la planta ver figura 6.1 y 6.2 sección "D"

TESIS PROFESIONAL	
ESTRUCTURA DE SALIDA DE LAGUNAS ANAEROBIAS (PLANTA)	
ACOTACIONES: m	FIGURA 6.6

CÁLCULO DE VERTEDEDOR RECTANGULAR DE SALIDA DE LAGUNAS ANAEROBIAS

CORTE A-A'



NOTAS:

- 1.- Elevaciones en m (agregar 1900 msnm)
- 2.- Ver hoja de cálculo 4
- 3.- Para su ubicación dentro de la planta ver figura 6.1 y 6.2 sección 'D'



TESIS PROFESIONAL

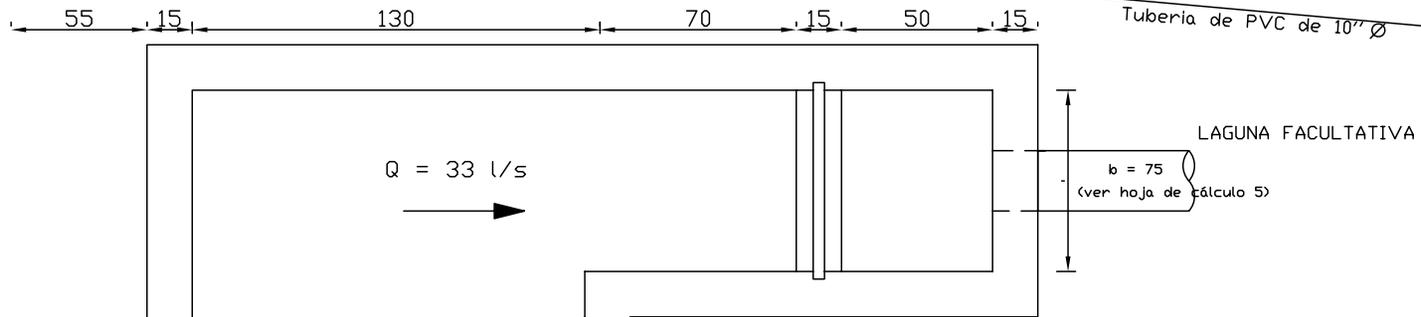
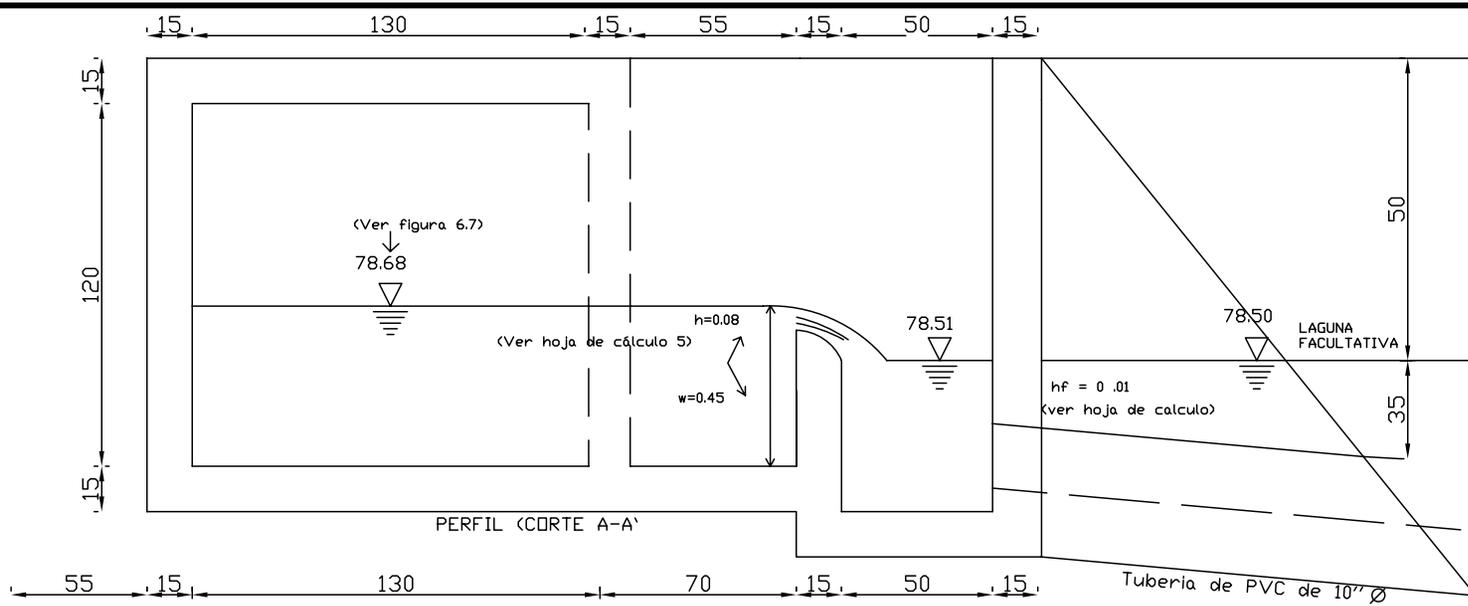


ESTRUCTURA DE SALIDA DE LAGUNAS ANAEROBIAS (PERFIL)

ACOTACIONES: m

FIGURA 6.7

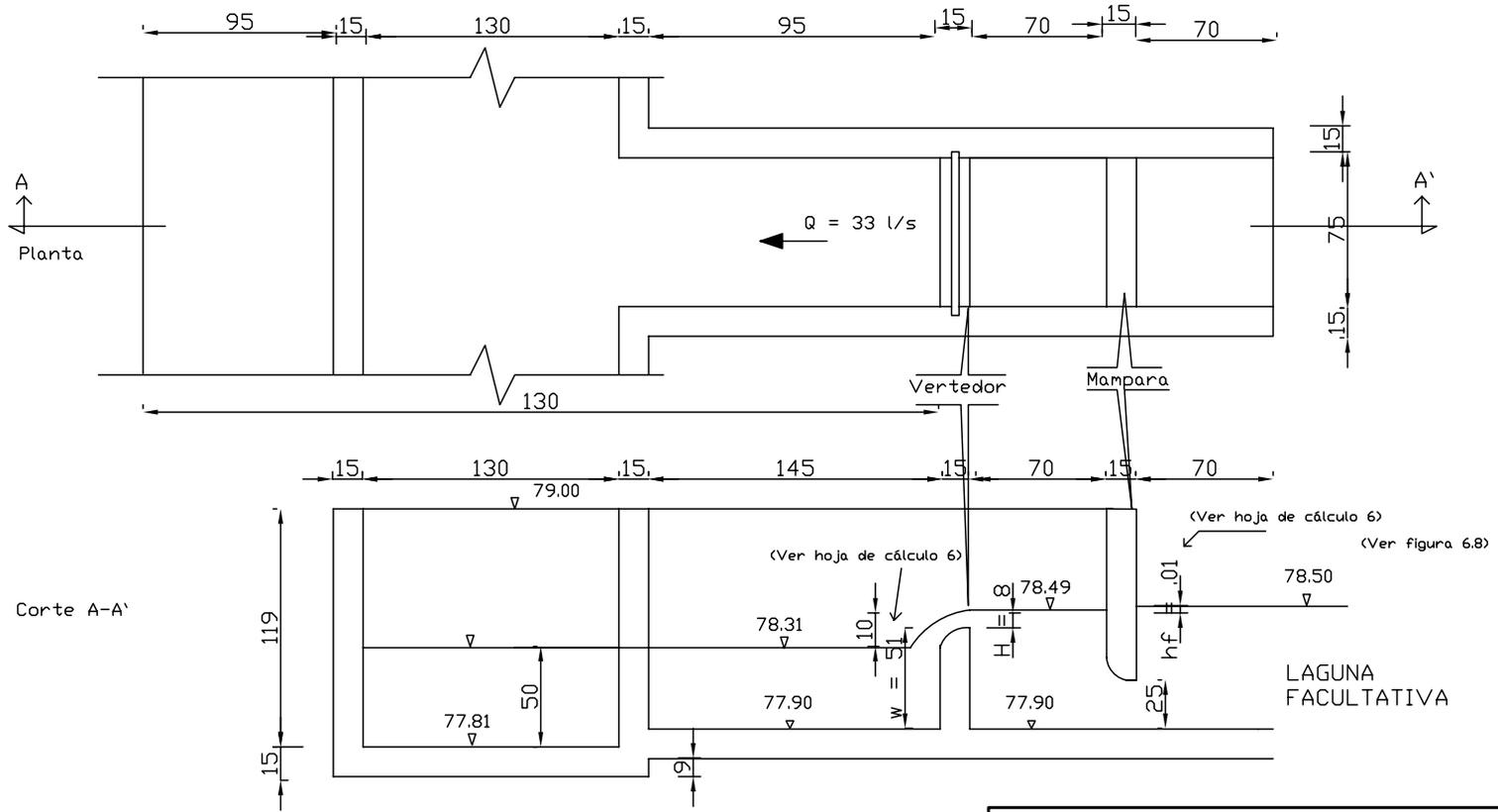
CÁLCULO DE VERTEDOR RECTANGULAR EN ESTRUCTURA DE ENTRADA A LAGUNA FACULTATIVA



- NOTAS:
- 1.-Elevaciones en m. (agregar 1900 msnm)
 - 2.-Ver hoja de cálculo 5
 - 3.-Para su ubicación de la Planta ver figura 6.1 y 6.2 sección "E"

TESIS PROFESIONAL	
ESTRUCTURA DE ENTRADA A LAGUNA FACULTATIVA (PLANTA Y PERFIL)	
ACOTACIONES: m	FIGURA 6.8

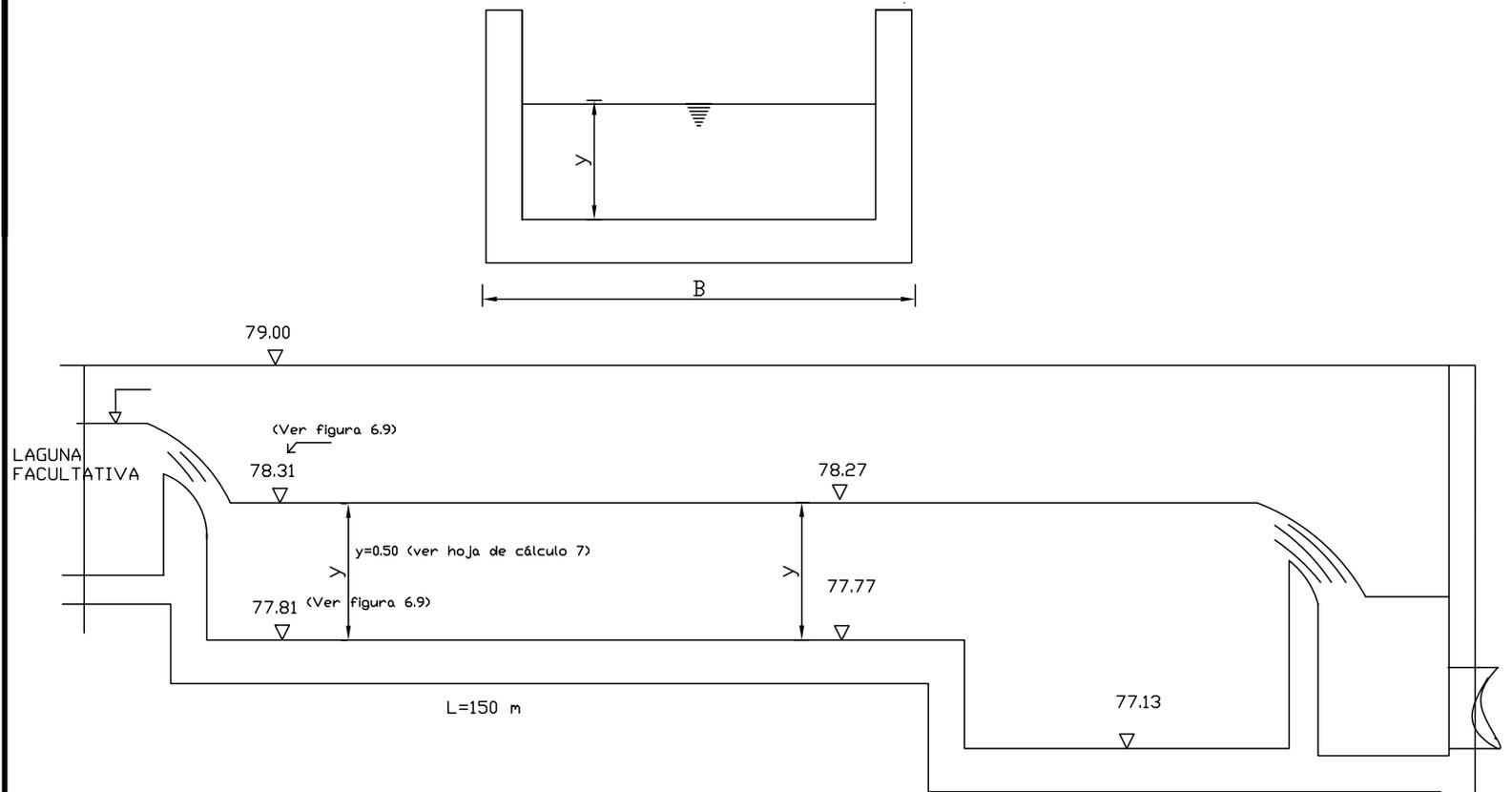
CÁLCULO DE ESTRUCTURA DE SALIDA DE LAGUNA FACULTATIVA



- NOTAS:
- 1.-Elevaciones en m (agregar 1900 msnm)
 - 2.-Ver hoja de cálculo 6
 - 3.-Para su ubicación dentro de la Planta, ver figura 6.1 y 6.2 sección "F"

TESIS PROFESIONAL	
ESTRUCTURA DE SALIDA DE LAGUNA FACULTATIVA (PLANTA Y PERFIL)	
ACOTACIONES: m	FIGURA 6.9

CÁLCULO DE CANAL DE SALIDA DE LAGUNA FACULTATIVA A CAJA REPARTIDORA



NOTAS:

- 1.-Elevaciones en m (agregar 1900 msnm)
- 2.-Ver hoja de cálculo 7
- 3.-Para su ubicación dentro de la Planta ver figura 6.1 y 6.2 sección "G".



TESIS PROFESIONAL

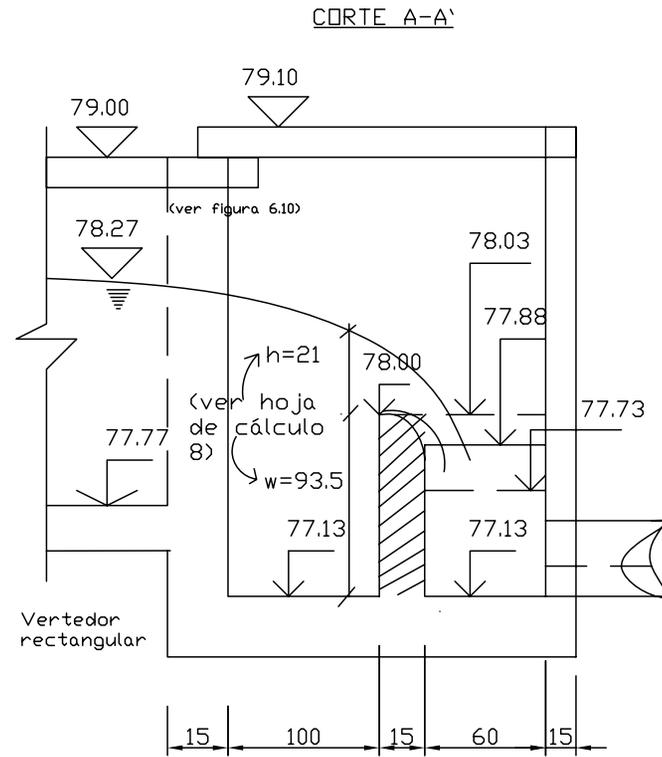
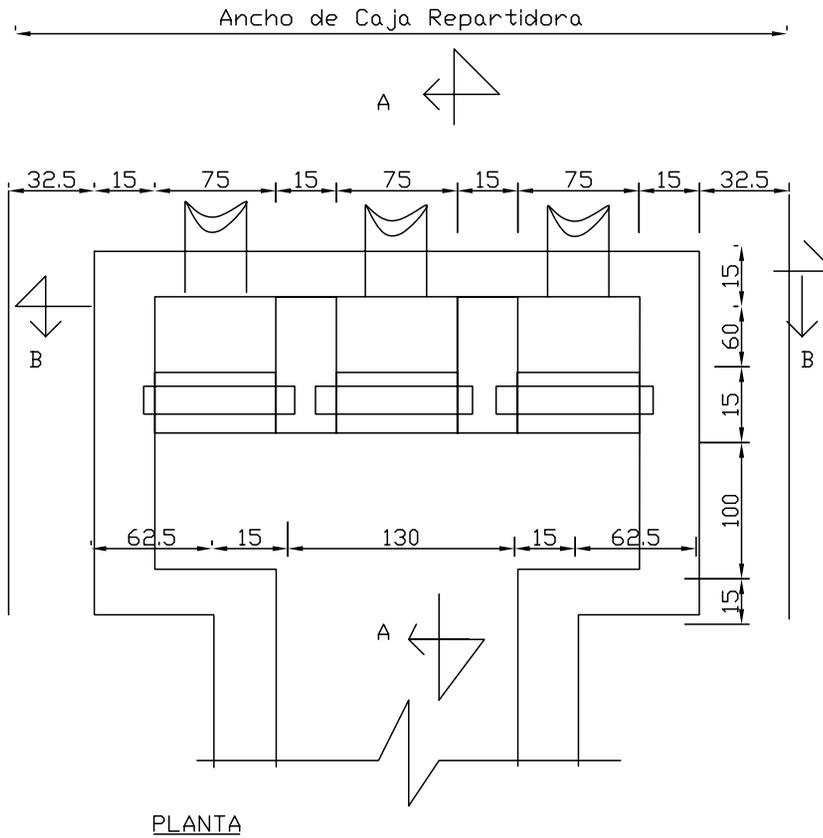


CANAL DE SALIDA DE LAGUNA
FACULTATIVA A CAJA REPARTIDORA

ACOTACIONES: m

FIGURA 6.10

CÁLCULO DE VERTEDOR RECTANGULAR EN CAJA DE DISTRIBUCIÓN A LAGUNA DE MADURACIÓN



NOTAS:

- 1.-Elevaciones en m (agregar 1900 msnm)
- 2.-Ver hoja de cálculo 8
- 3.-Para su ubicación dentro de la Planta, ver figura 6.2 sección "H"



TESIS PROFESIONAL

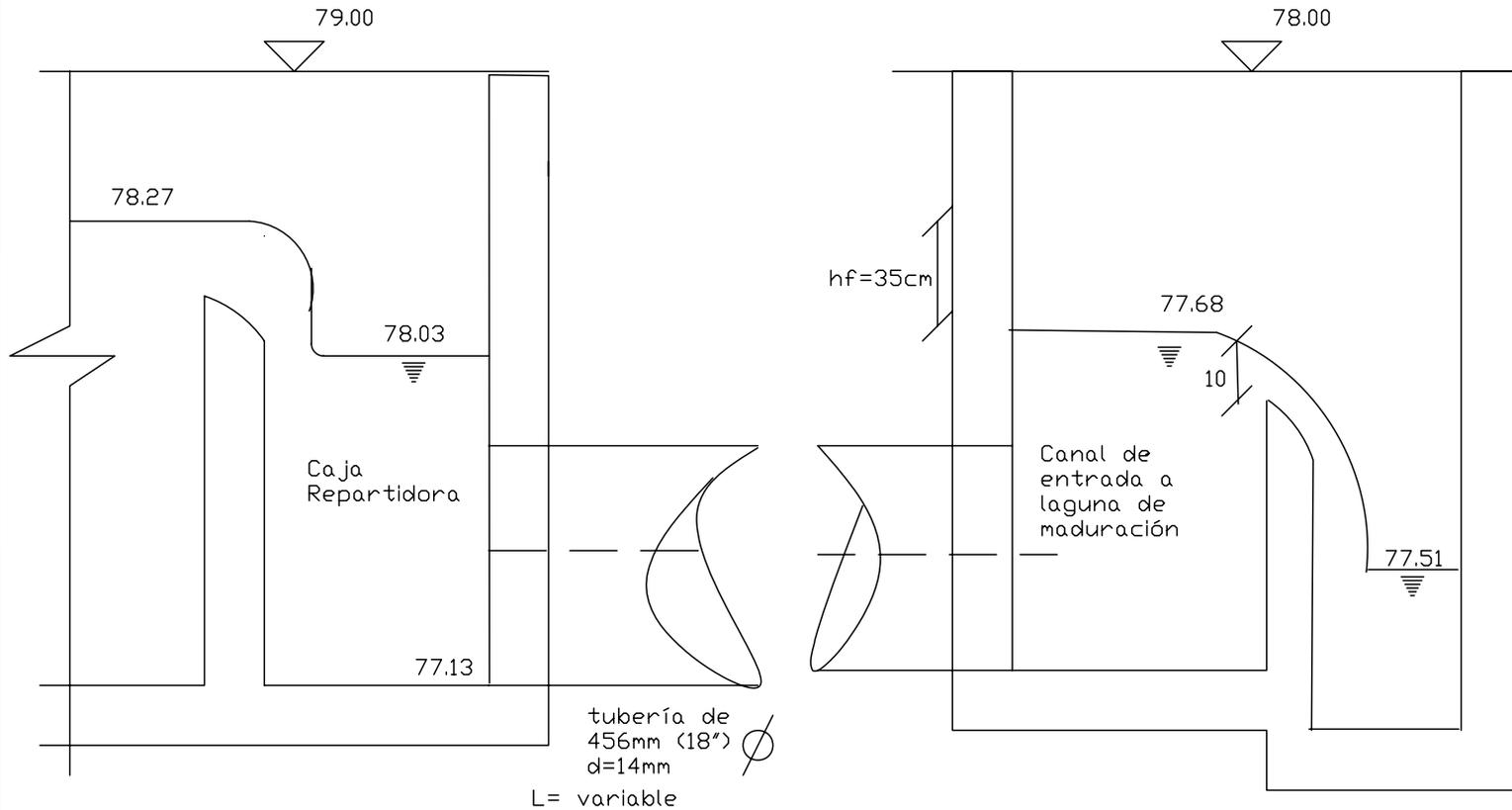


CAJA REPARTIDORA A LAGUNA DE MADURACIÓN (PLANTA Y PERFIL)

ACOTACIONES: m

FIGURA 6.11

CÁLCULO DE PERDIDAS EN TUBERÍAS DE ALIMENTACIÓN A ESTRUCTURA DE ENTRADA A LAGUNAS DE MADURACIÓN



NOTAS:

- 1.- Elevaciones en m (Agregar 1900 msnm)
- 2.- Ver hoja de cálculo 9
- 3.- Para su ubicación en la Planta ver figura 6.2 sección 'I'



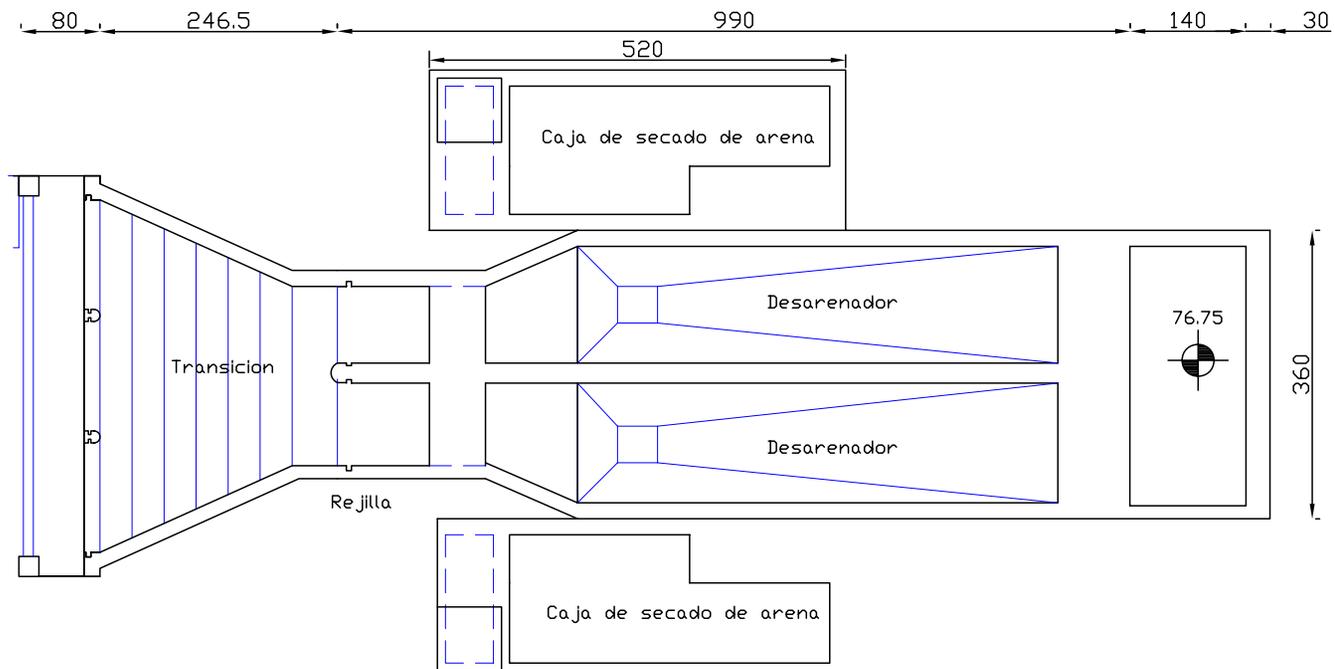
TESIS PROFESIONAL



CAJA DISTRIBUIDORA
A LAGUNA DE MADURACIÓN (PERFIL)

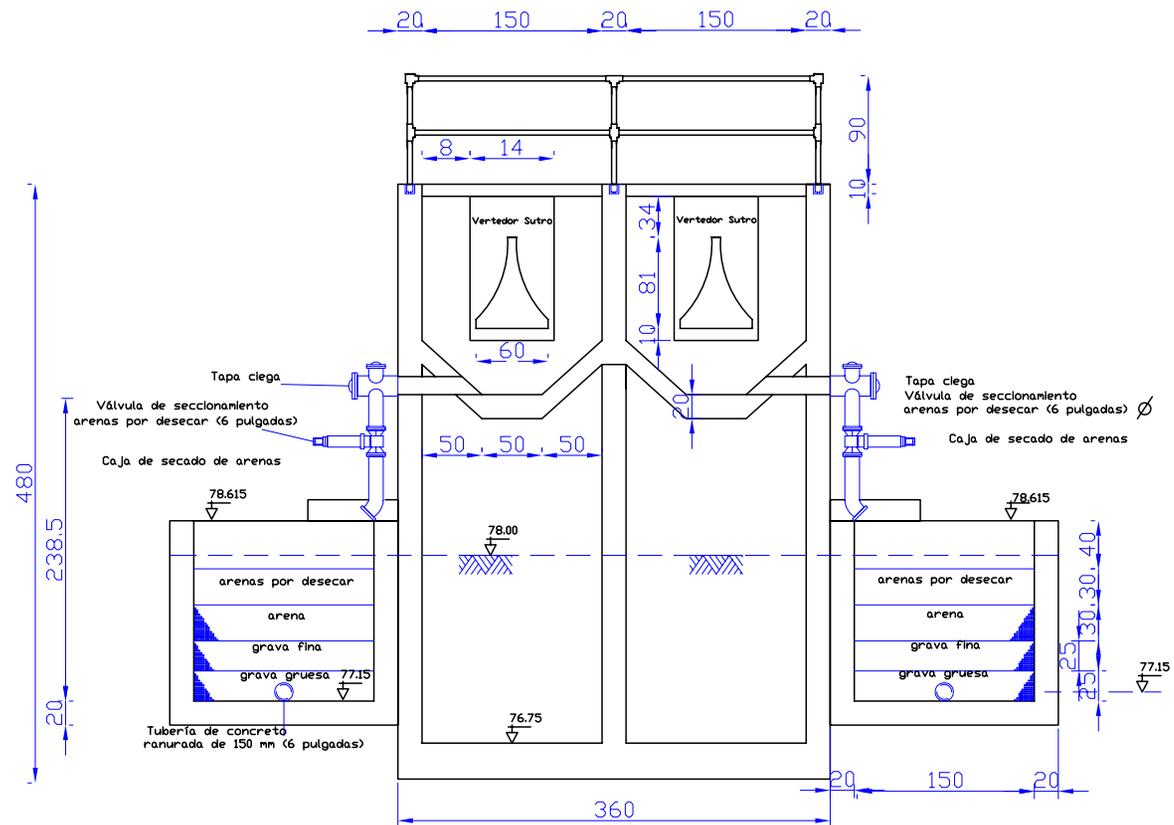
ACOTACIONES: m

FIGURA 6.13



- * Acotaciones en cm,
excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

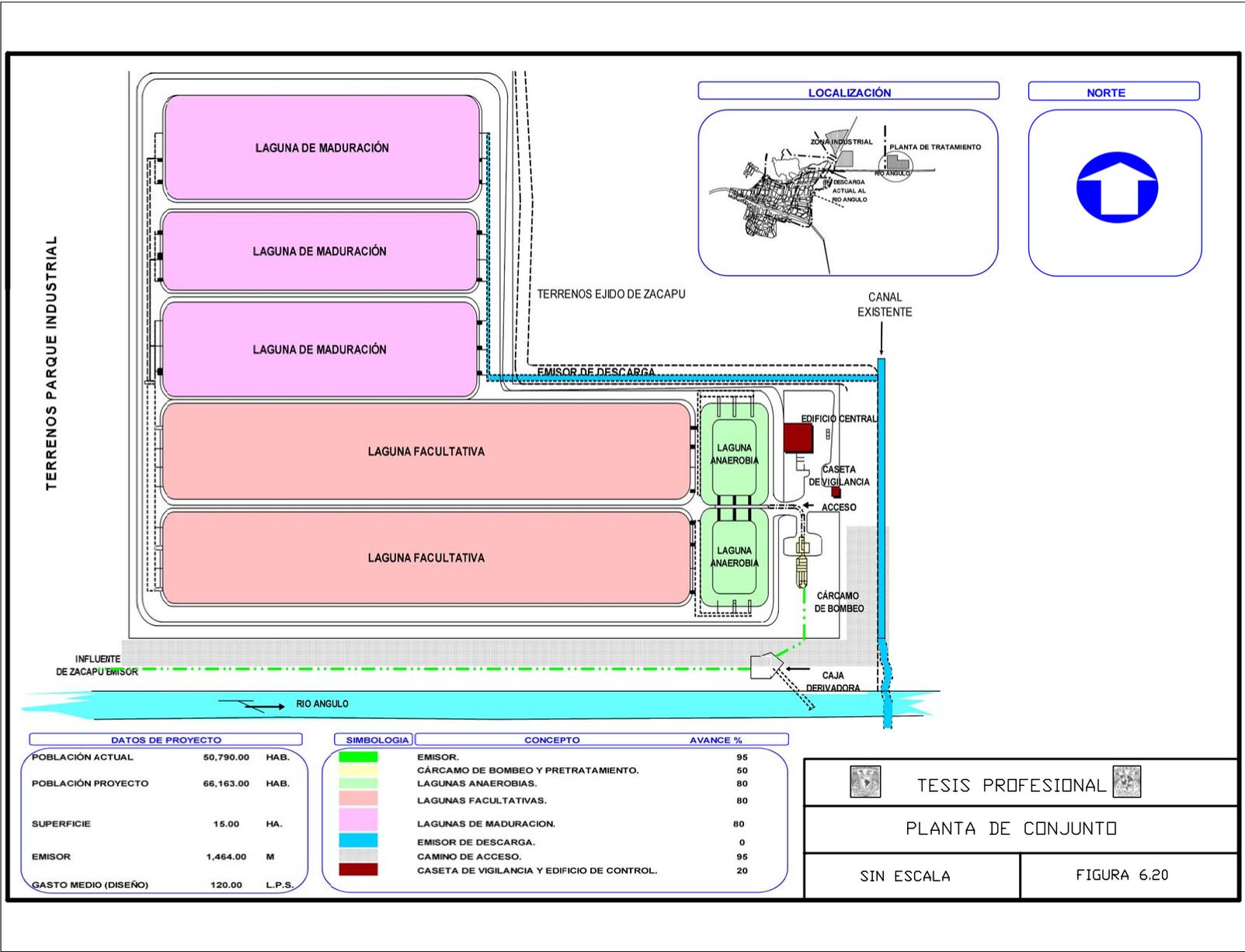
 TESIS PROFESIONAL 	
PRETRAMIEMTO PLANTA GENERAL	
ESCALA 1 :	FIGURA 6.18



NOTAS:

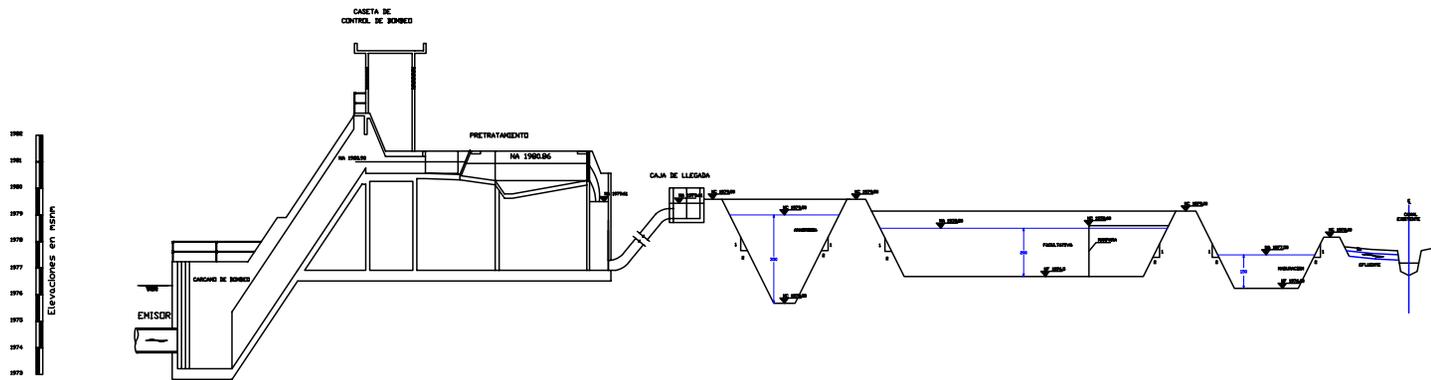
- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

 TESIS PROFESIONAL 	
VERTEDEDOR PROPORCIONAL DOBLE	
ESCALA 1 : 50	FIGURA 6.19



ANEXO 2

PLANOS DEFINITIVOS



NOTAS:

Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otra unidad

Elevaciones en msnm

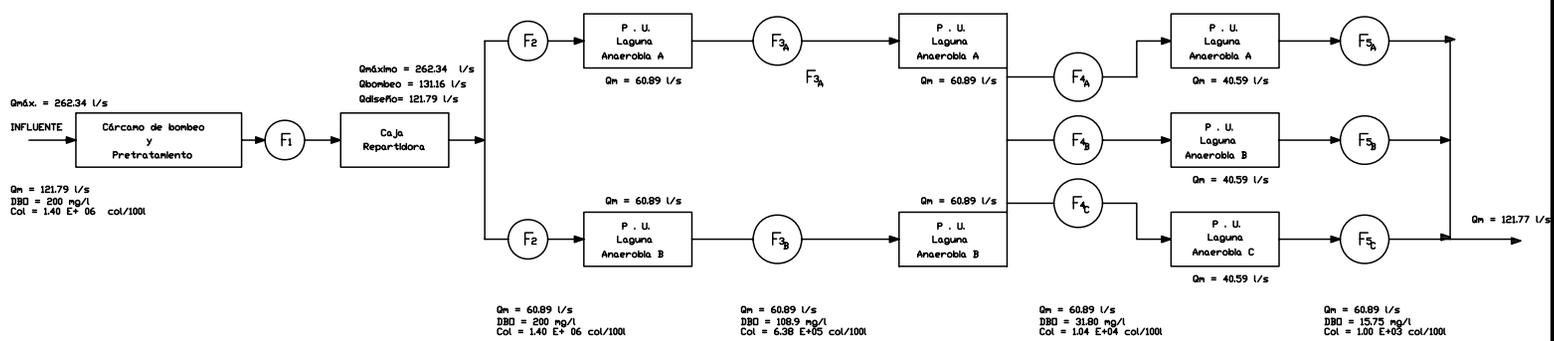
N . F. Nivel de Fondo

N. C. Nivel de Corona

N. A. Nivel de Agua

N. V. Nivel del Vertedor

	TESIS PROFESIONAL	
PERFIL HIDRÁULICO		
ESC. VERT. ESC. HOR. S/E		



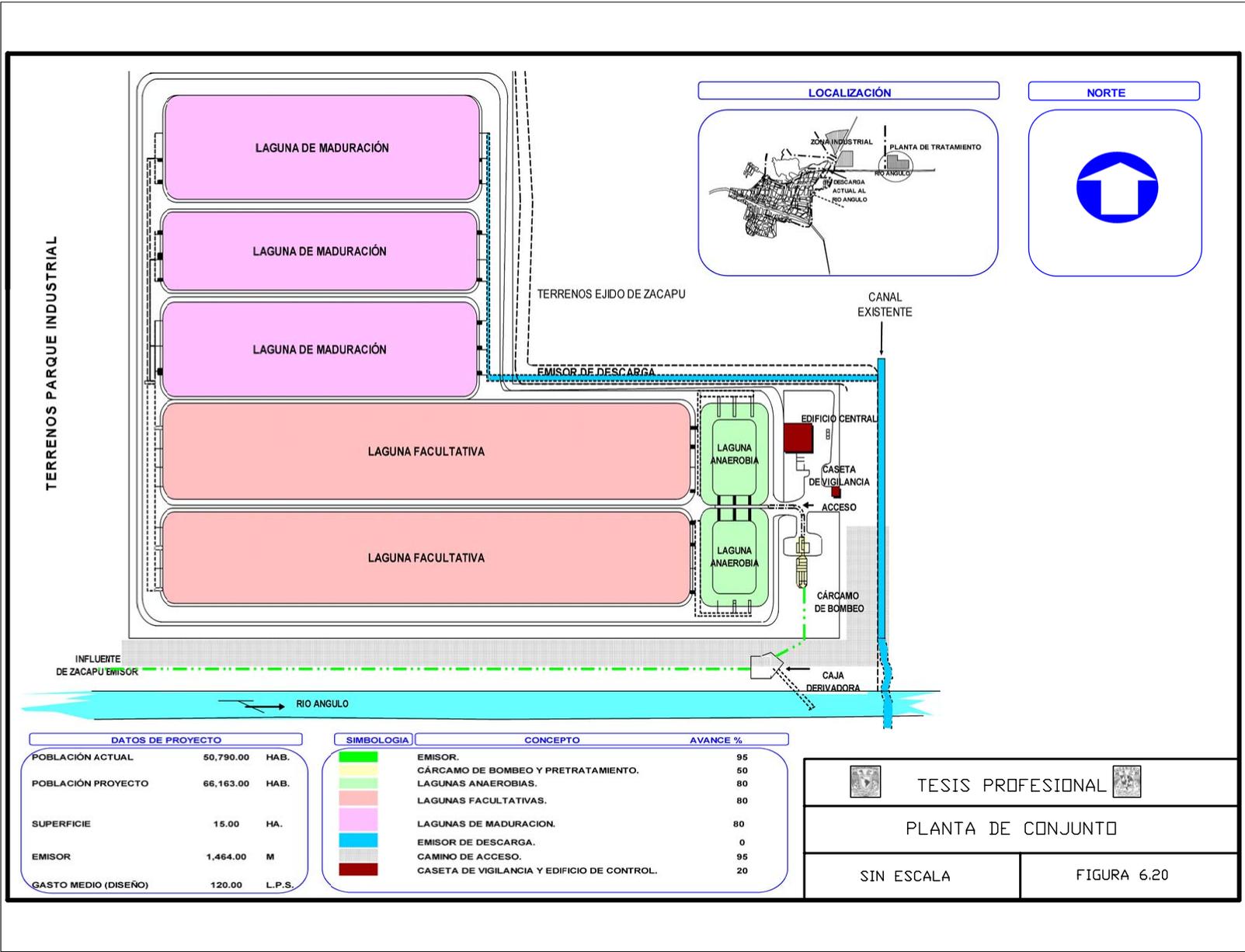
SIMBOLOGIA

Proceso Unitario
 Flujo

P. U.
 (F)

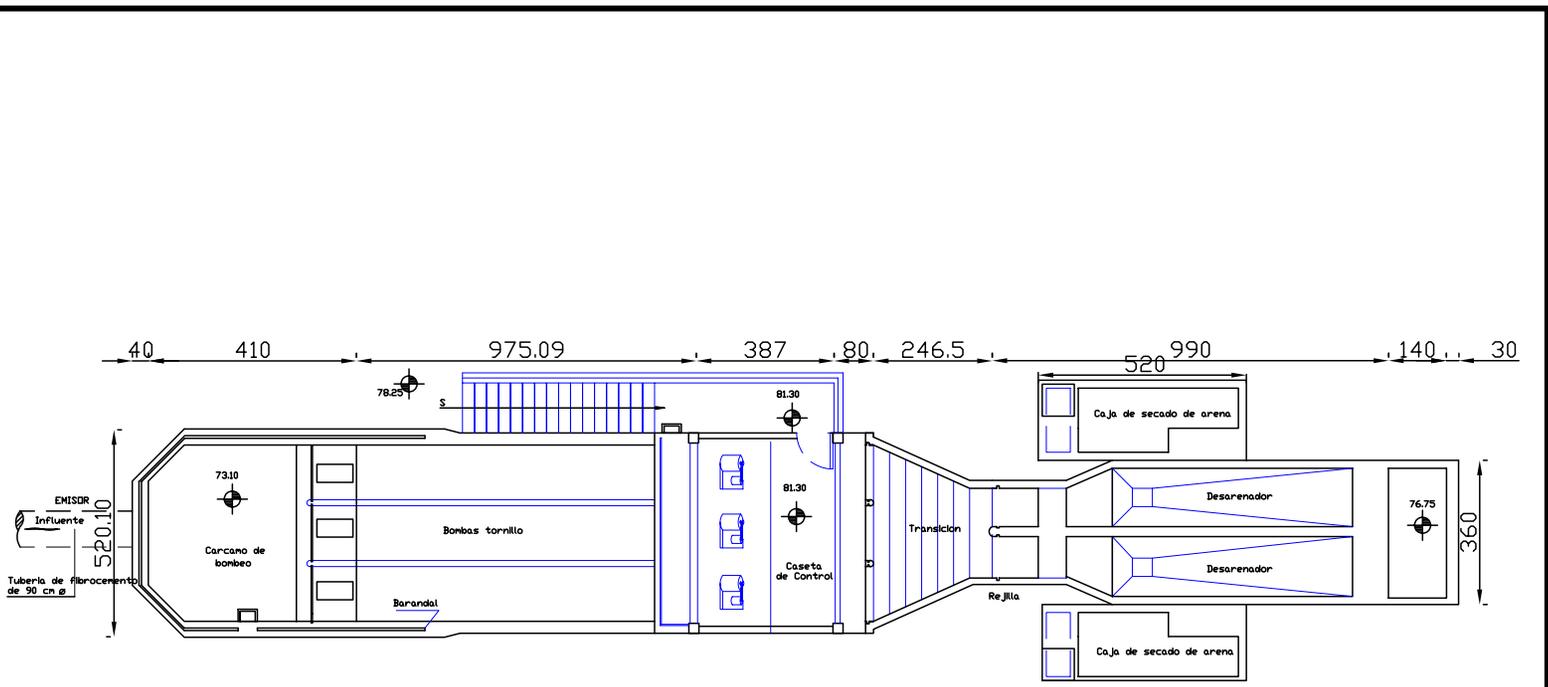
TESIS PROFESIONAL	
DIAGRAMA DE PROCESO	
SIN ESCALA	

PLANTA DE CONJUNTO



PRETRATAMIENTO

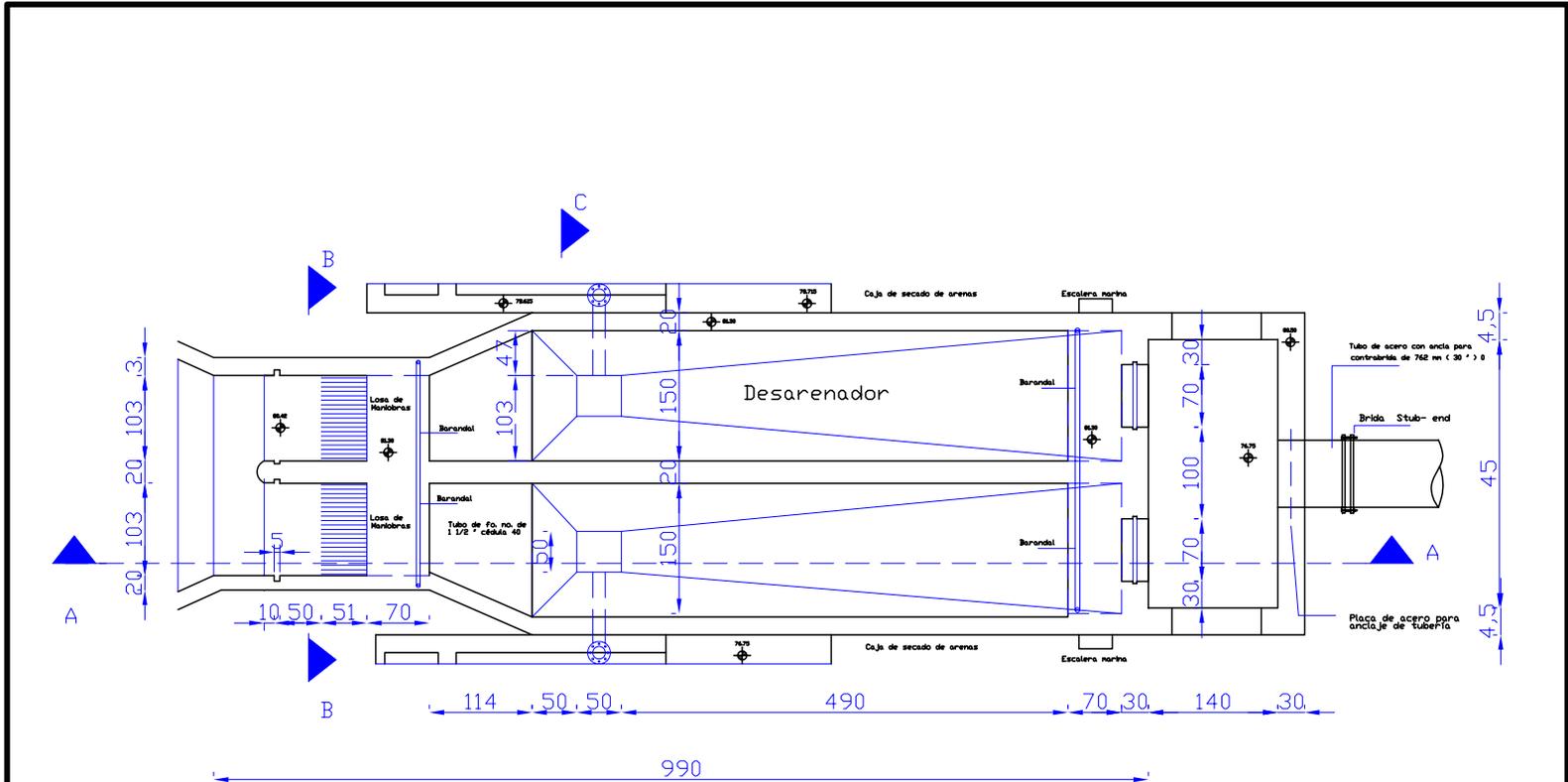
1 DE 2



NOTAS:

- * Acotaciones en cm,
excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

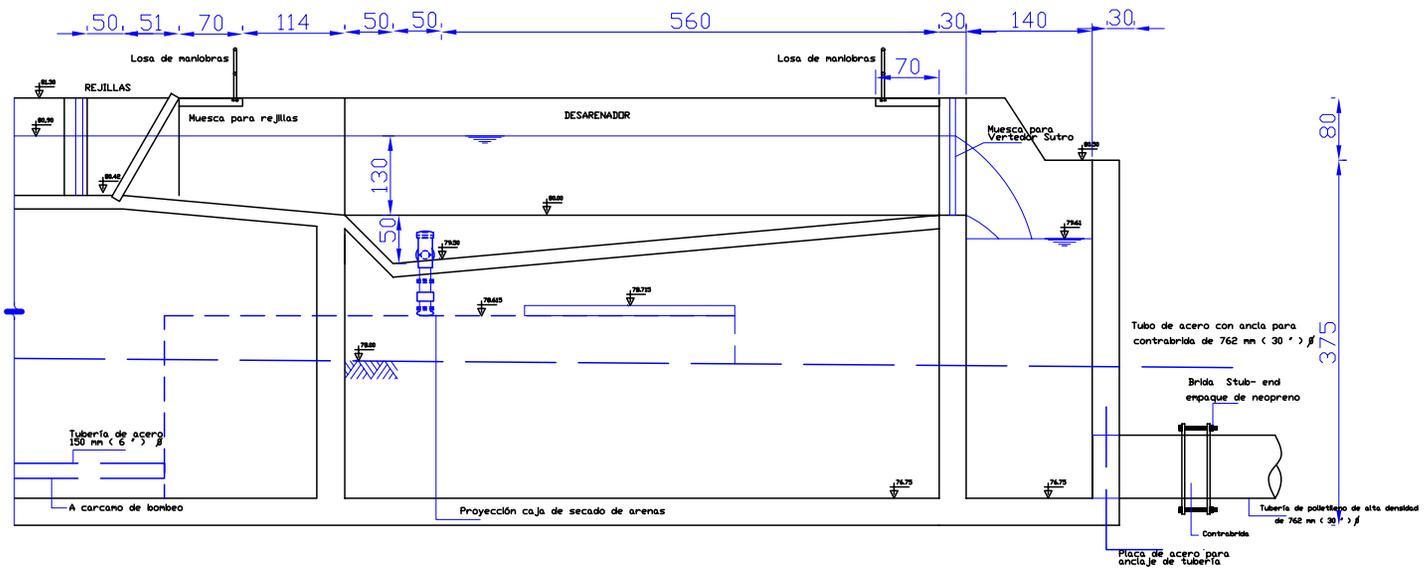
TESIS PROFESIONAL	
PLANTA GENERAL	
ESCALA 1 :	PRETRATAMIENTO 1-2



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

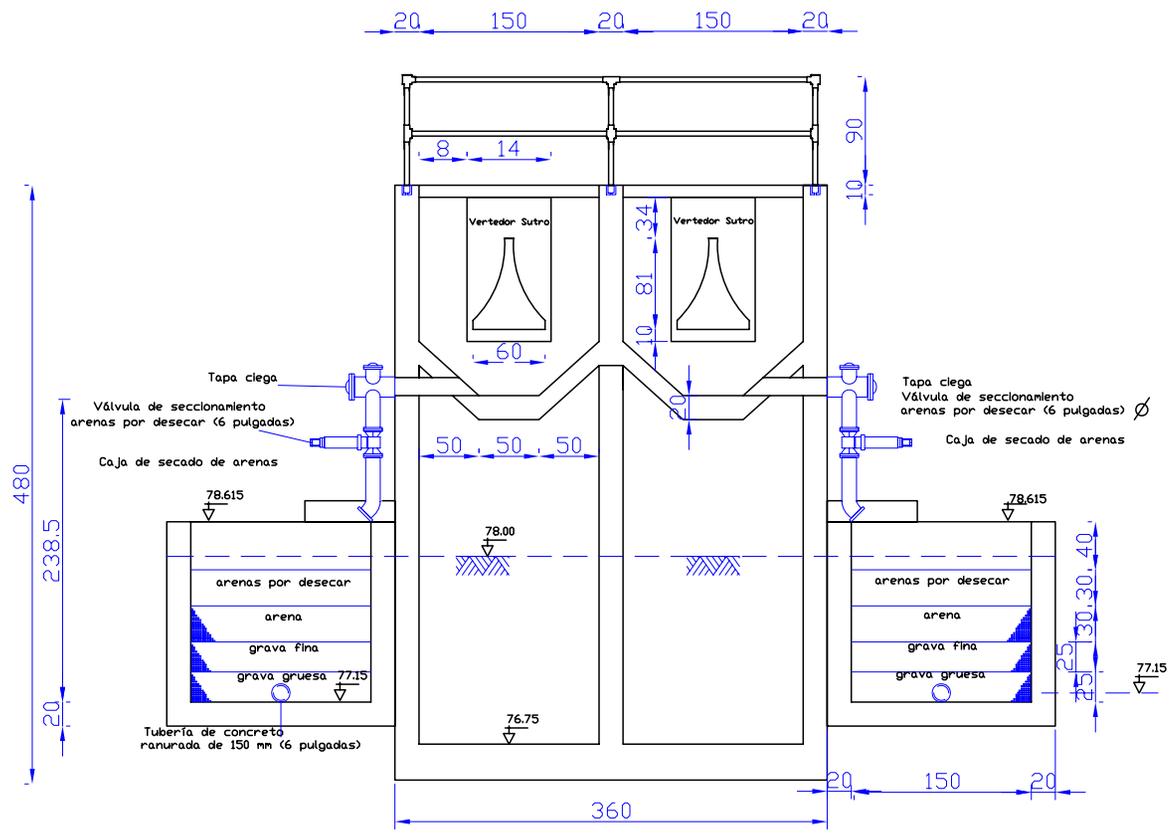
TESIS PROFESIONAL	
PLANTA	
ESCALA 1 :	PRETRATAMIENTO 1-2



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

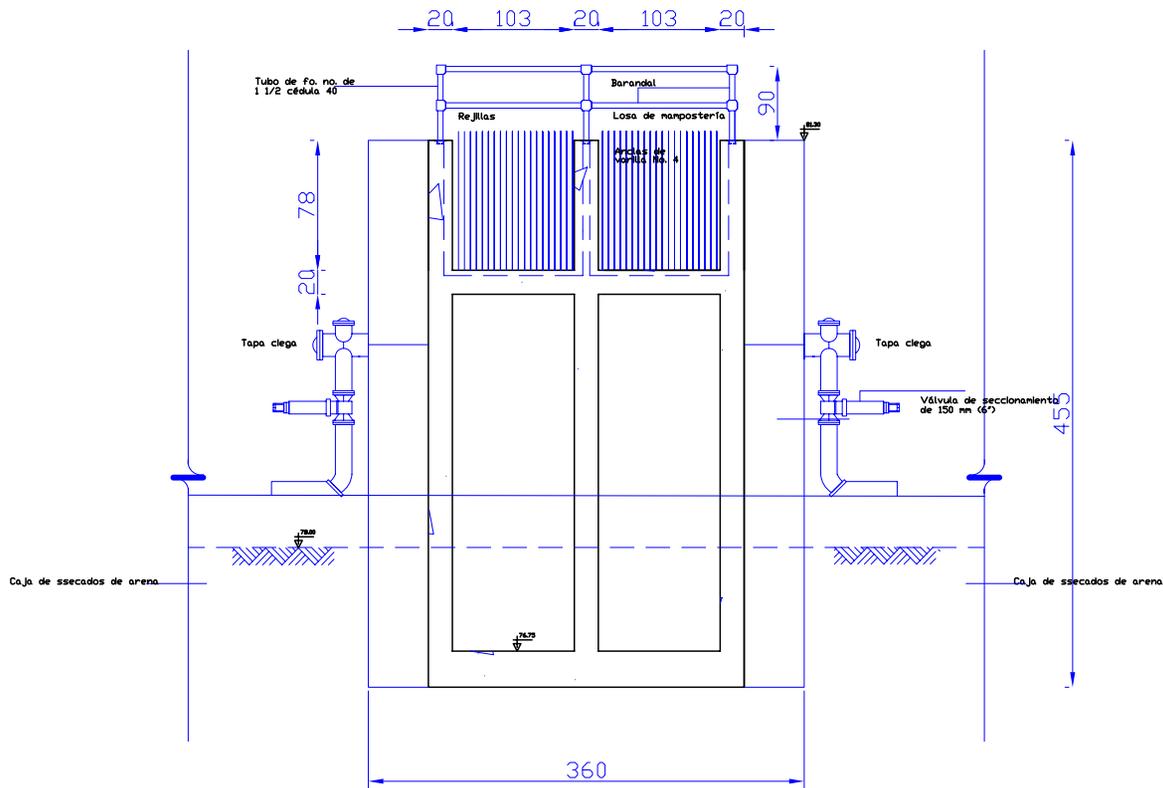
TESIS PROFESIONAL	
PRETRATAMIENTO 1/2	
ESCALA 1 : 50	CORTE A-A'



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

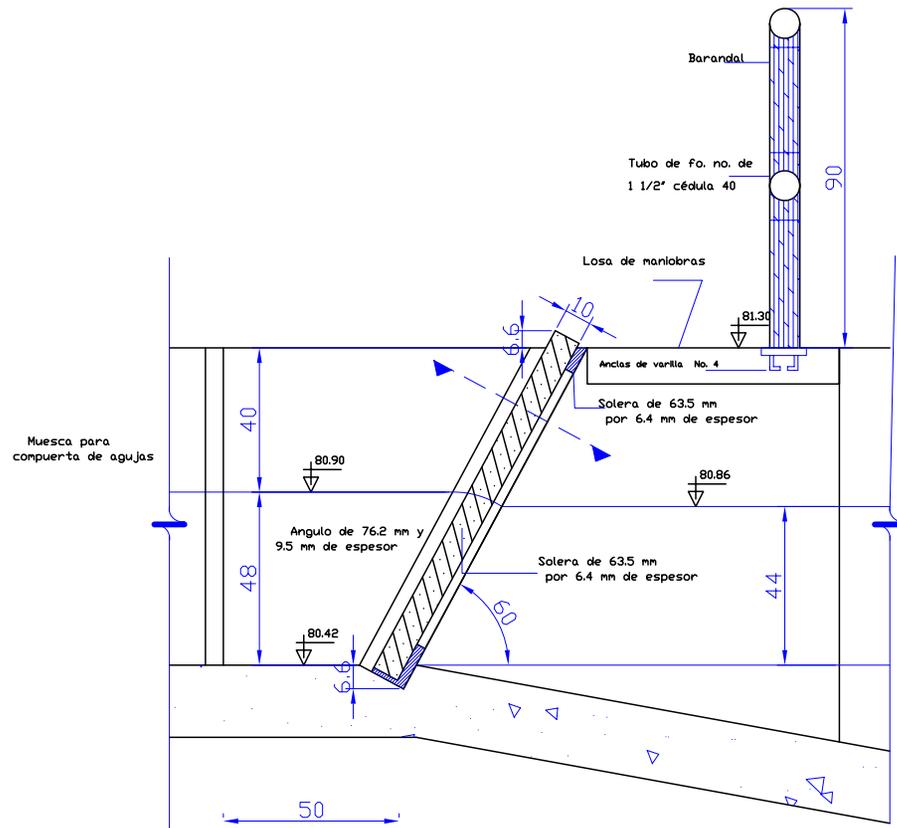
 TESIS PROFESIONAL 	
VERTEDOR PROPORCIONAL DOBLE	
ESCALA 1 : 50	PRETRATAMIENTO 1/2



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

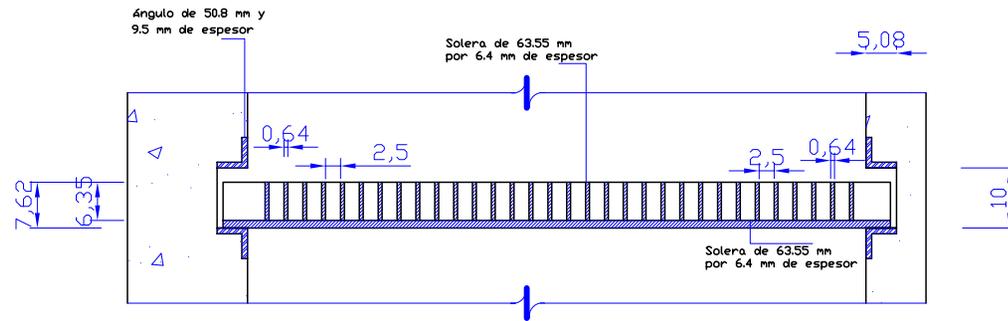
 TESIS PROFESIONAL 	
CORTE B B	
ESCALA 1 : 50	PRETRATAMIENTO 1-2



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

 TESIS PROFESIONAL 	
DETALLE DE REJILLA Y MUESCA	
ESCALA 1 : 8	PRETRATAMIENTO 1-2



(Únicamente se presenta la mitad del corte)

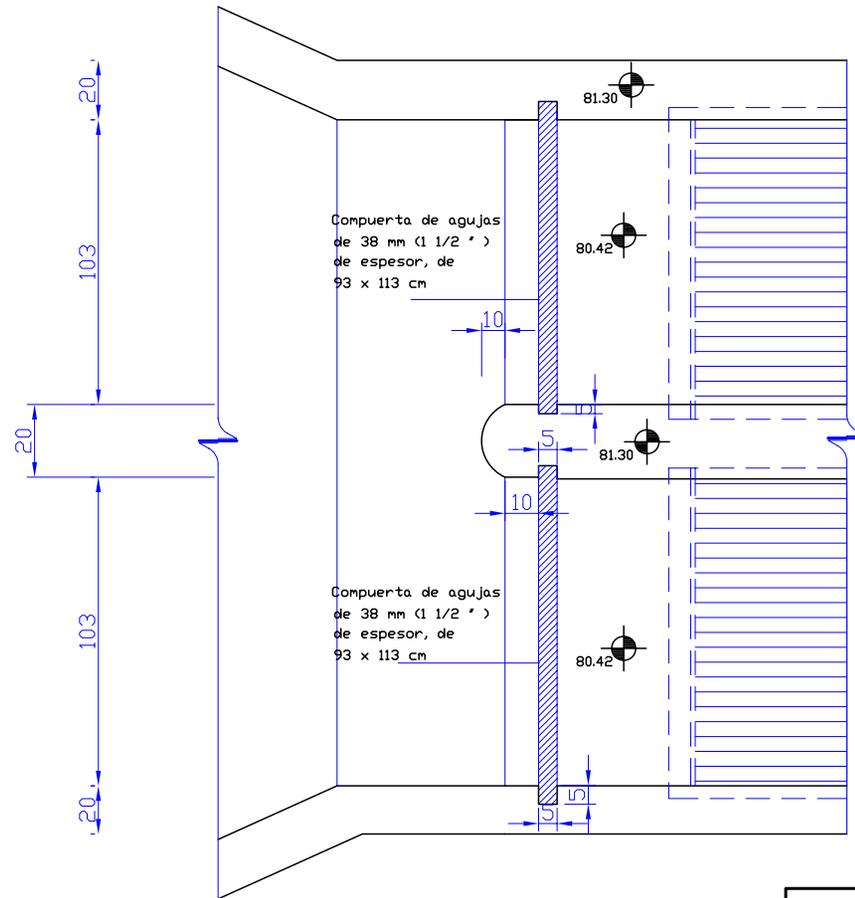
NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

 TESIS PROFESIONAL 	
CORTE D - D	
ESCALA 1 : 10	PRETRATAMIENTO 1-2

PRETRATAMIENTO

2 DE 2



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900



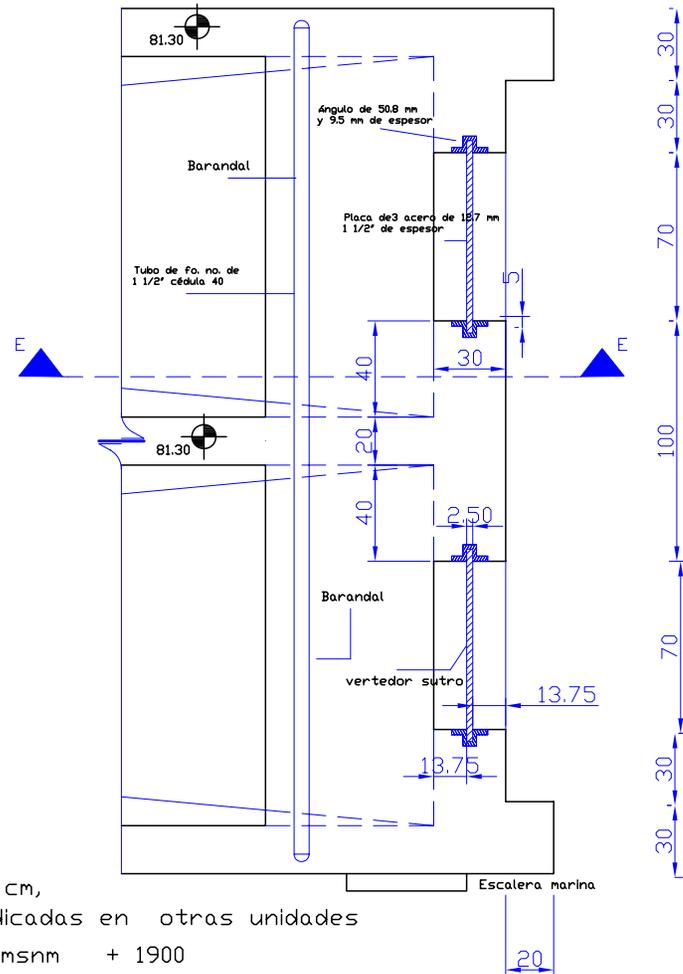
TESIS PROFESIONAL



DETALLE DE MUESCA
PARA COMPUERTA DE AGUJAS

ESCALA 1 : 25

PRETRATAMIENTO2-2

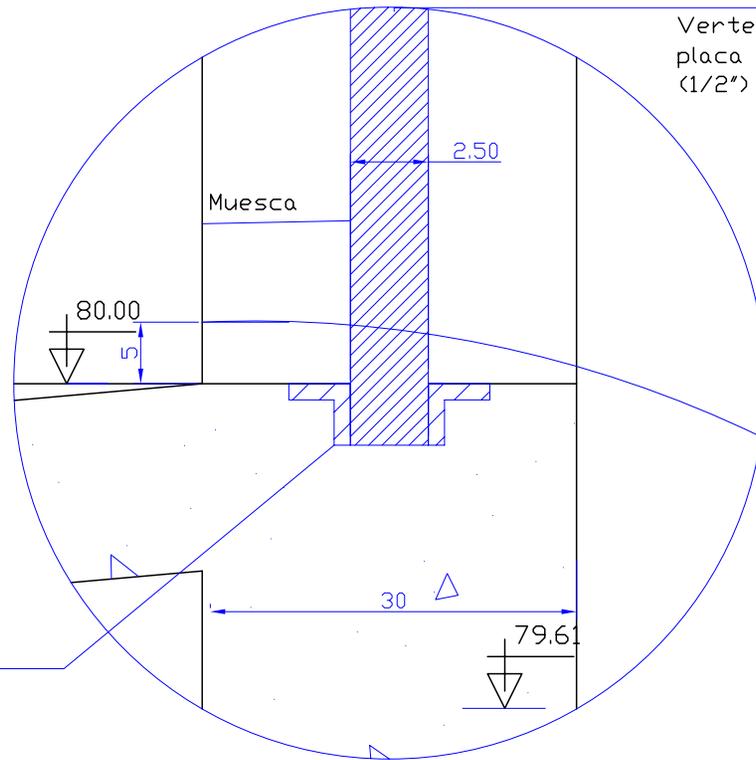


NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

TESIS PROFESIONAL	
DETALLE DE MUESCA PARA COMPUERTA DE AGUJAS	
ESCALA 1 : 25	PRETRATAMIENTO2-2

Vertedor Sutró formado por
placa de acero de 12.7 mm
(1/2") de espesor



Ángulo de 50.88 mm
y 9.5 mm de espesor

NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900



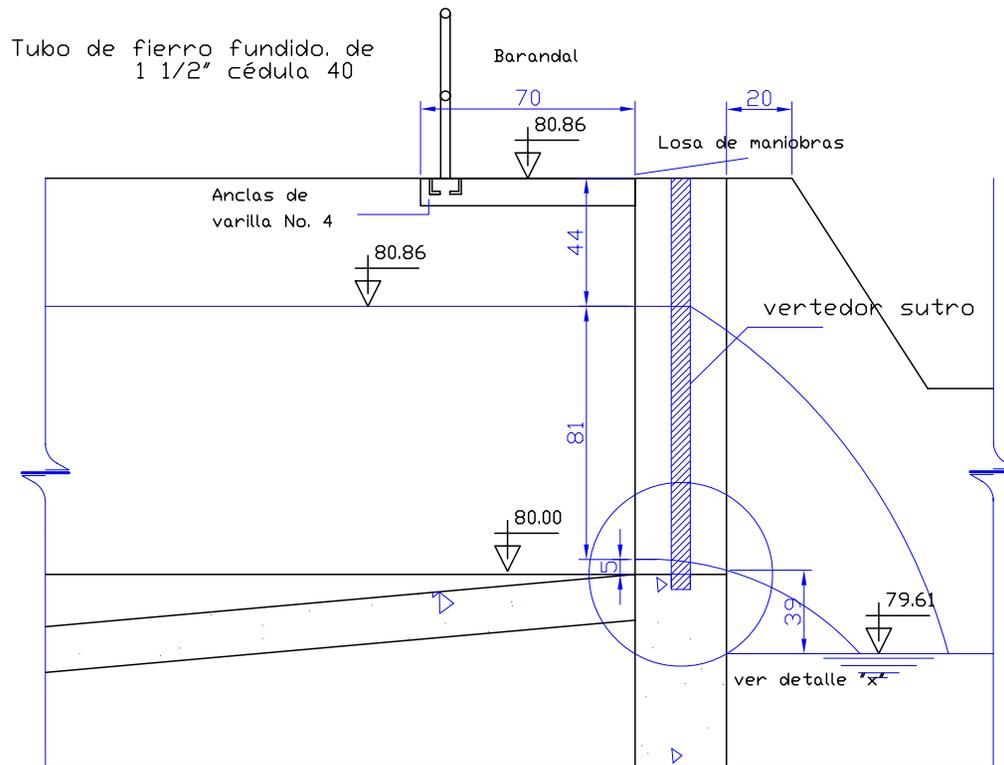
TESIS PROFESIONAL



VERTEDOR SUTRO DETALLE "X"

ESCALA 1 : 5

PRETRATAMIENTO 2 DE 2



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900



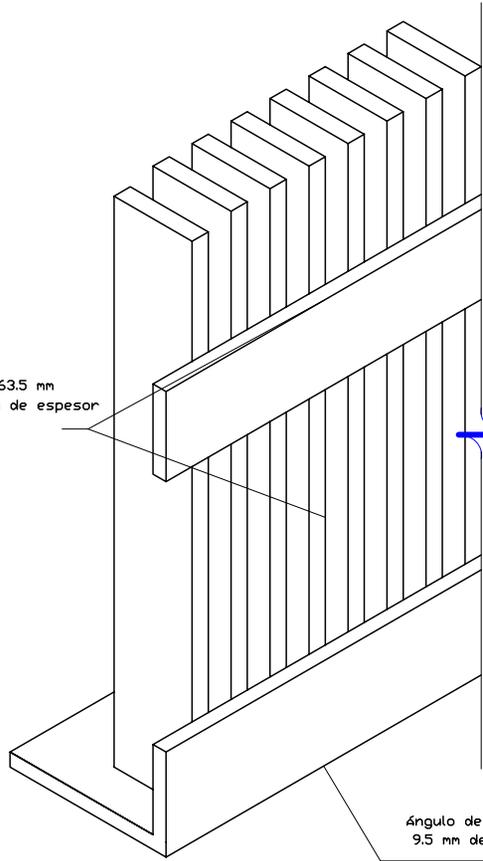
TESIS PROFESIONAL



DETALLE DE VERTEDOR SIFON

ESCALA 1 : 50

PRETRATAMIENTO 2 DE 2



Solera de 63.5 mm
por 6.4 mm de espesor

Ángulo de 76.2 mm y
9.5 mm de espesor



TESIS PROFESIONAL



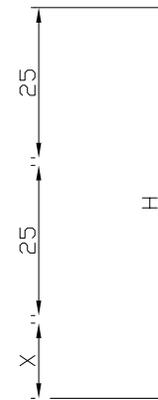
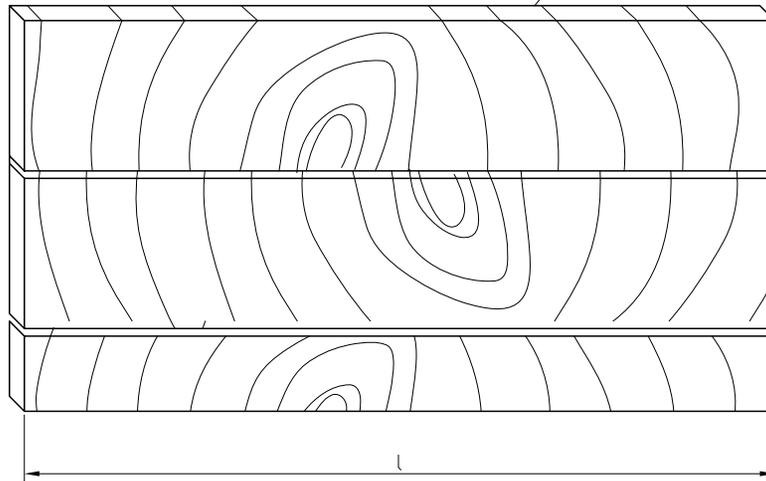
ISOMÉTRICO REJILLA

SIN ESCALA

PRETRATAMIENTO 2/2

3.8

TABLÓN



ESTRUCTURA	L (cm)	H (cm)	X (cm)	Pza
	205.0	146.7	5.0	3.0
CÁRCAMO DE BOMBEO	83.00	146.7	8.0	3.0
PRETRATAMIENTO	113.0	93.0	18.0	2.0



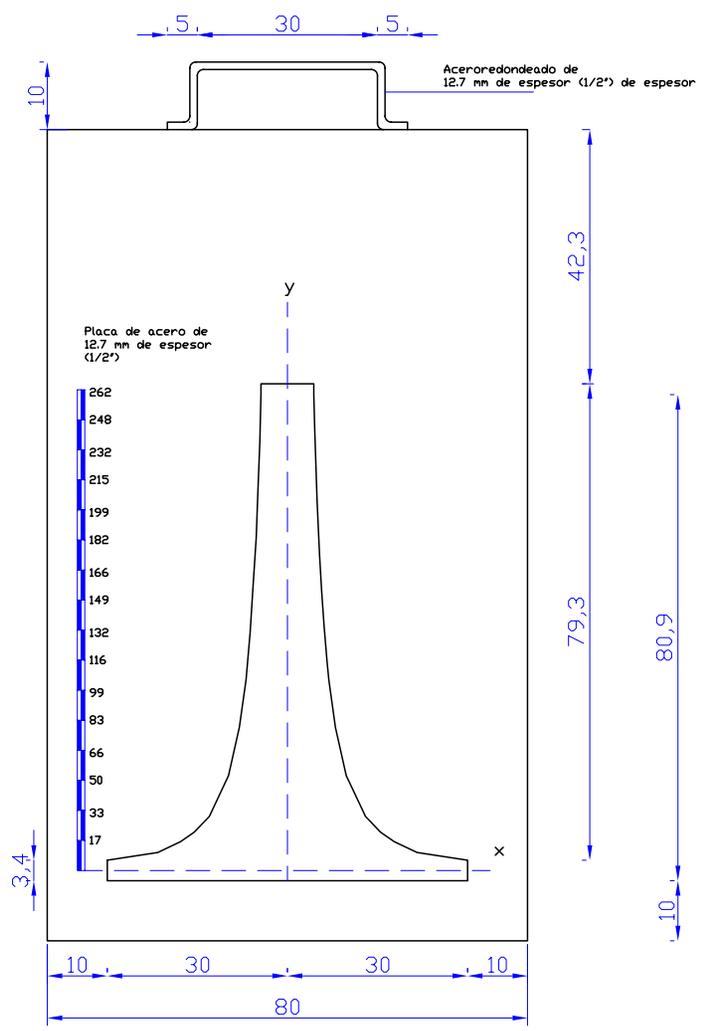
TESIS PROFESIONAL



DETALLE DE AGUJA DE MADERA

ESCALA 1 : 10

PRETRATAMIENTO 2/2

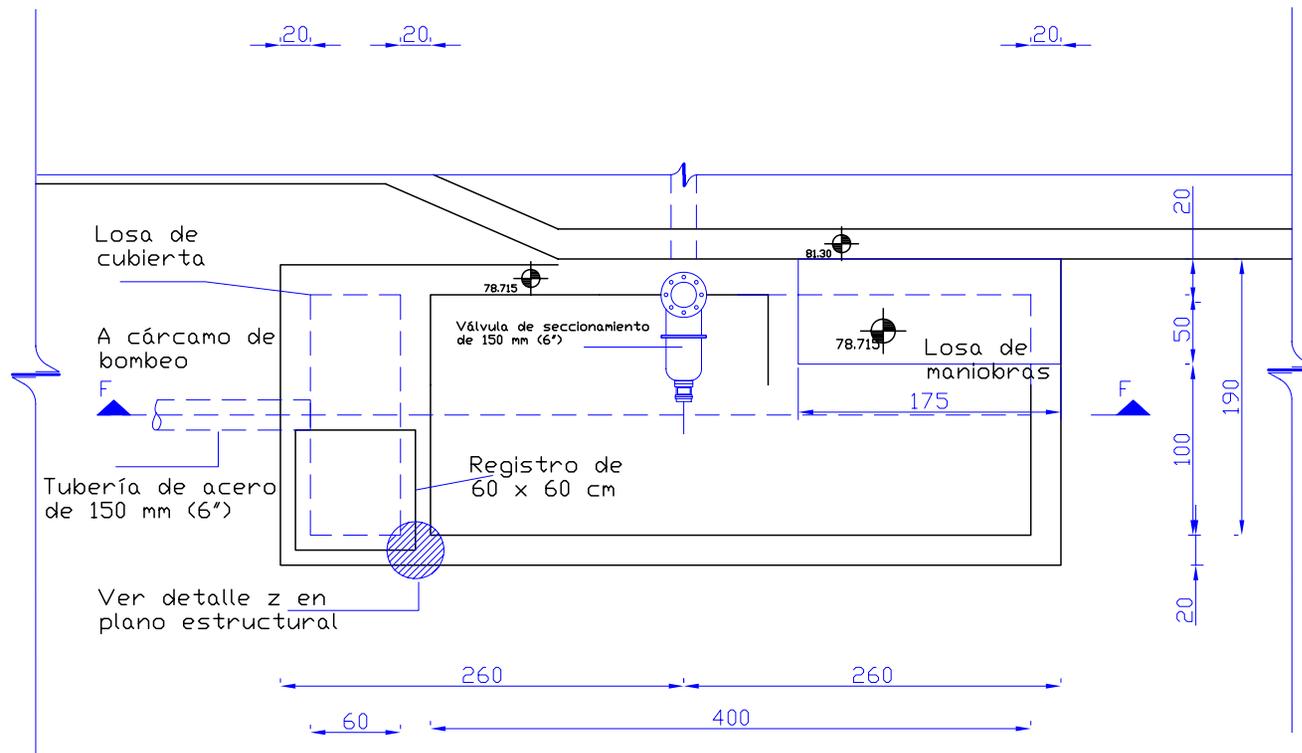


Coordenadas del Vertedor Sutro (cm)

X	30.0	30.0	21.6	17.8	15.5	13.9	9.8	8.0	6.9	6.2	5.7	5.2	4.9	4.6	4.4
Y	-1.7	1.7	3.2	4.8	6.4	7.9	15.8	23.8	31.7	39.6	47.5	55.4	63.4	71.3	79.2

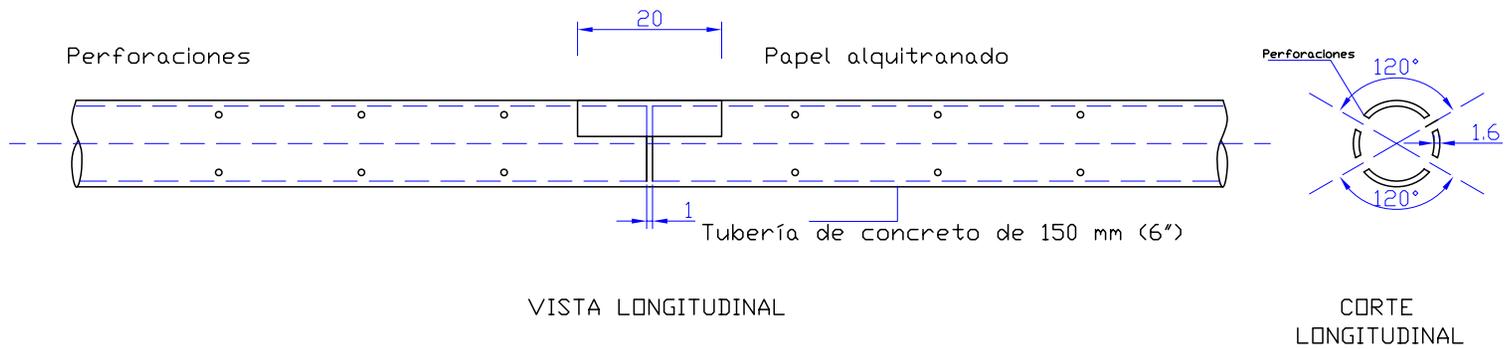
Nota: Las coordenadas del vertedor sutro son simétricas alrededor del eje y

 TESIS PROFESIONAL 		
VERTEADOR PROPORCIONAL SUTRO		
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;">ESCALA 1 : 10</td> <td style="width: 50%;">PRETRATAMIENTO 2/2</td> </tr> </table>	ESCALA 1 : 10	PRETRATAMIENTO 2/2
ESCALA 1 : 10	PRETRATAMIENTO 2/2	



- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

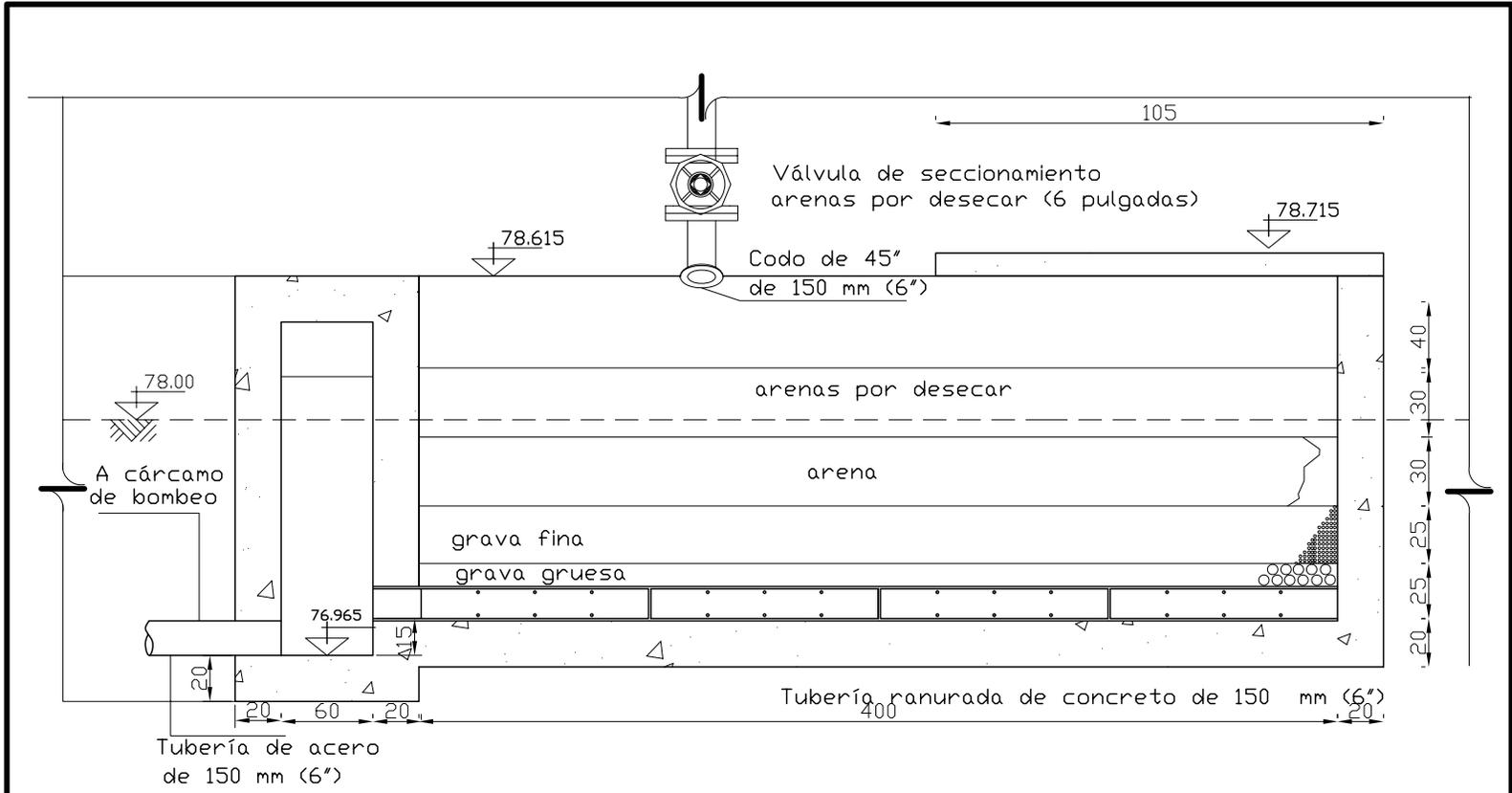
 TESIS PROFESIONAL 	
CAJA DE SECADO DE ARENA PLANTA	
ESCALA 1 : 40	PRETRATAMIENTO 2 DE 2



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

	TESIS PROFESIONAL	
DETALLE DE TUBERÍA RANURADA		
ESCALA 1 : 10	PRETRATAMIENTO 2/2	

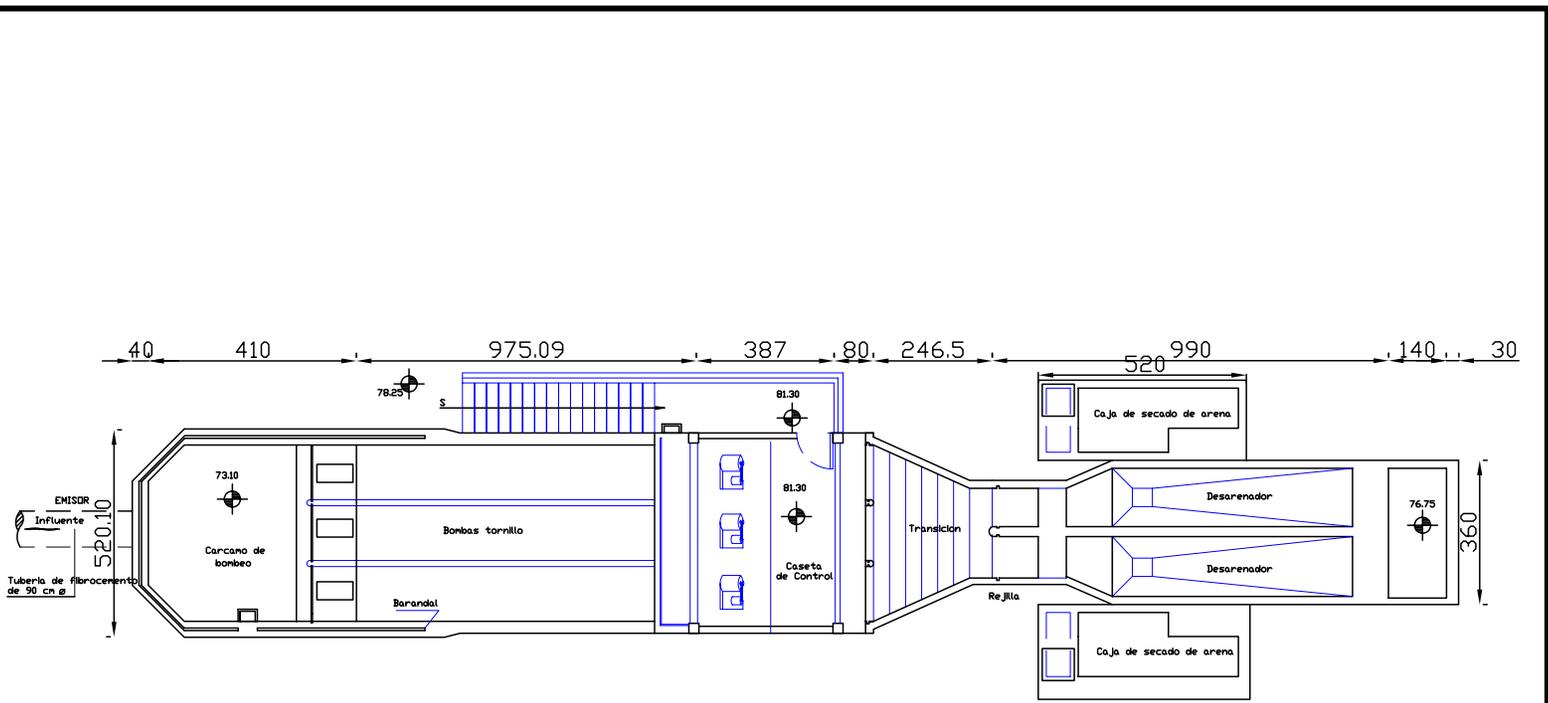


NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

TESIS PROFESIONAL	
CORTE F-F	
ESCALA 1 : 25	PRETRATAMIENTO 2/2

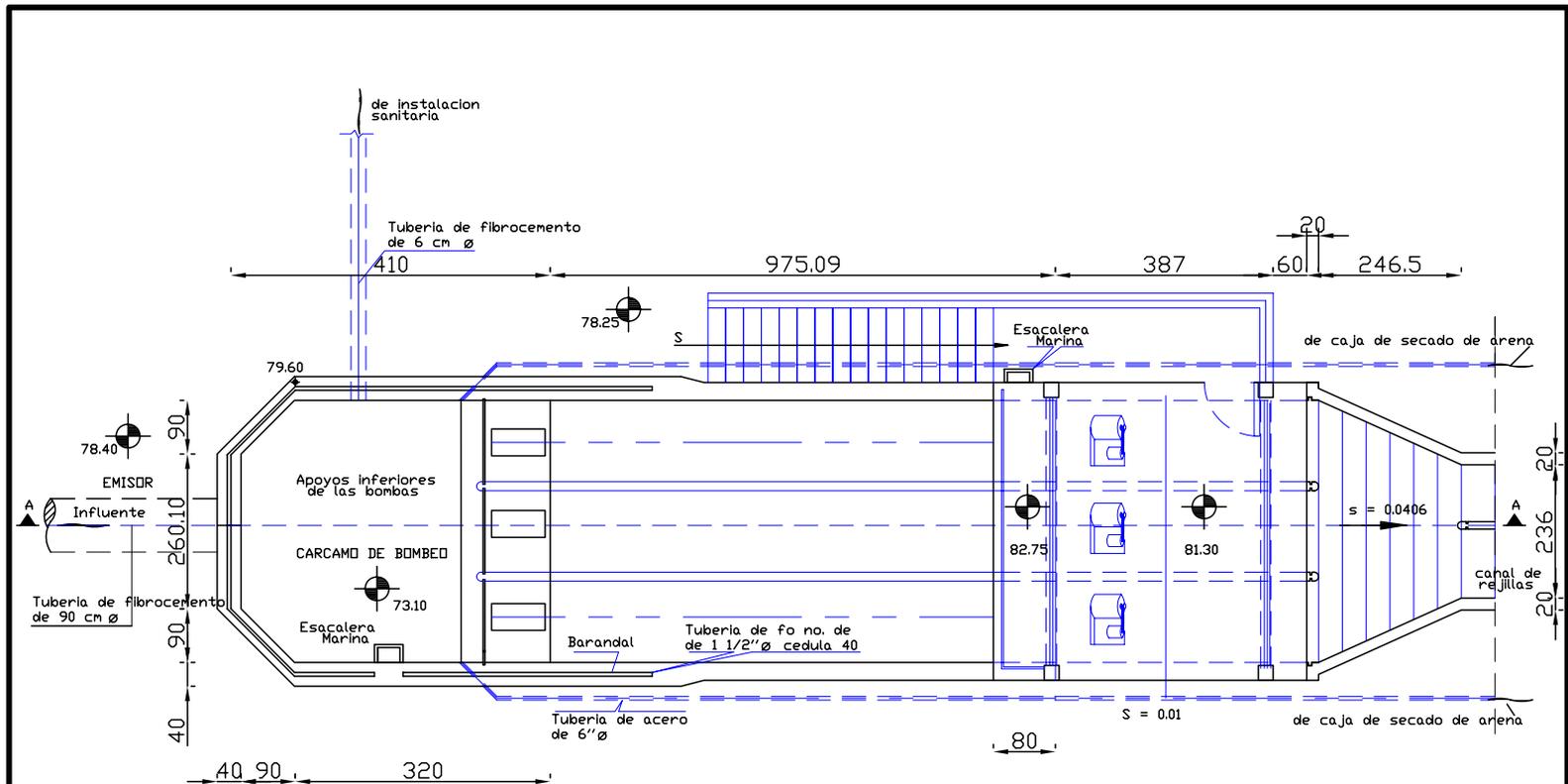
CÁRCAMO DE BOMBEO



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900
- * La tubería de acero será de 6" (Dext. = 16.38 cm) y e = 1/4" (6.35 mm)

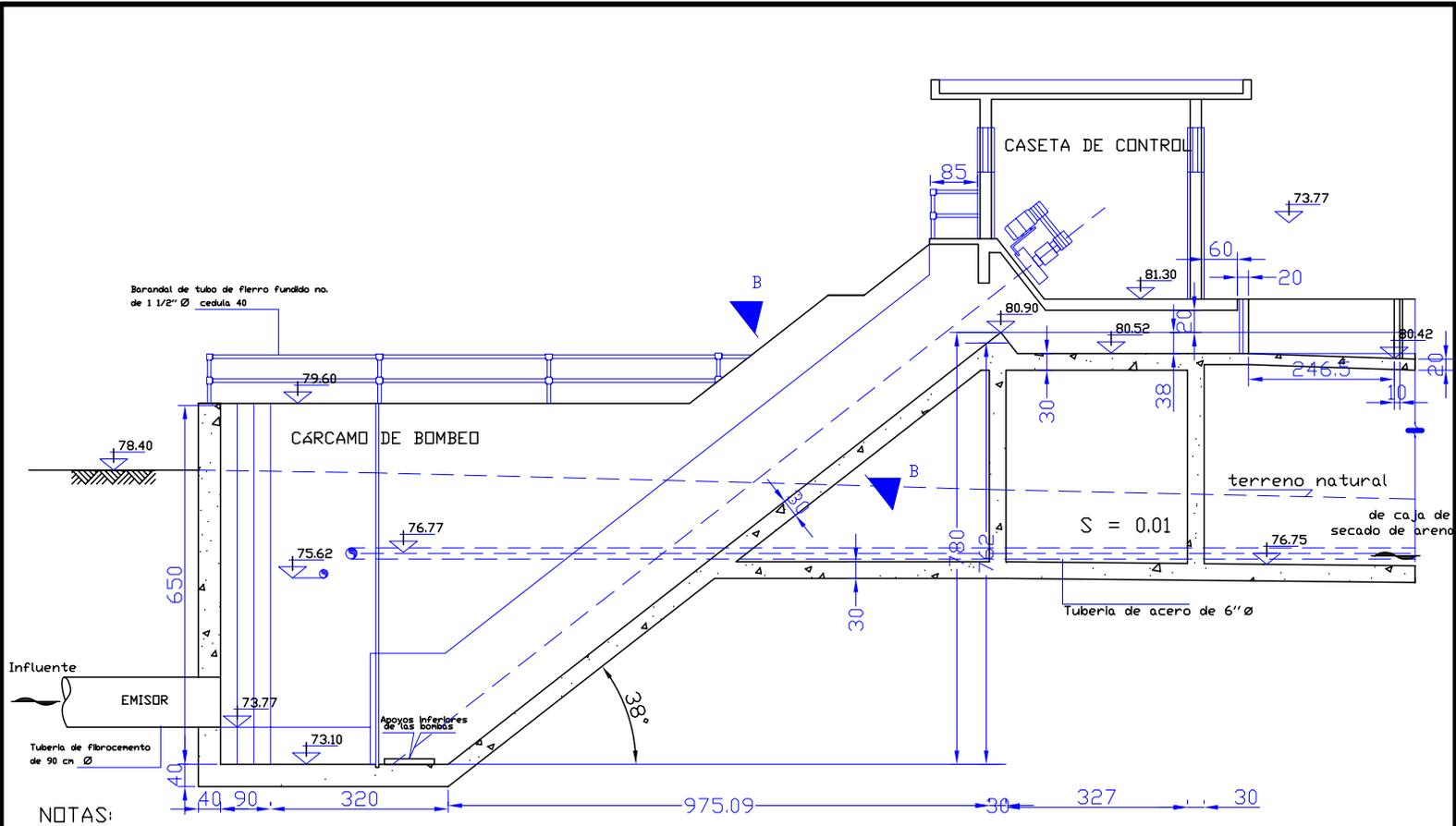
TESIS PROFESIONAL	
CÁRCAMO DE BOMBEO (PLANTA GENERAL)	
ESCALA 1: 100	CÁRCAMO DE BOMBEO



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900
- * La tubería de acero será de 6" (Dext. = 16.38 cm) y e = 1/4" (6.35 mm)

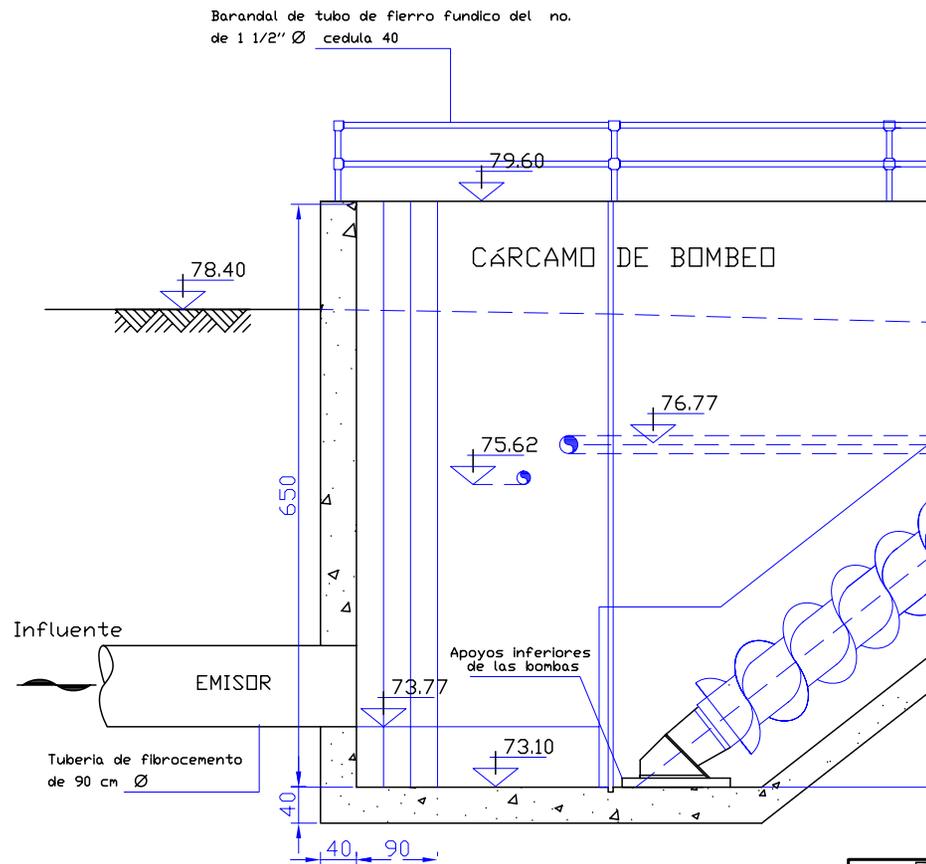
TESIS PROFESIONAL	
CÁRCAMO DE BOMBEO (VISTA EN PLANTA)	
ESCALA 1 : 75	CÁRCAMO DE BOMBEO



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en mSNM + 1900
- * La tubería de acero será de 6" (Dext. = 16.38 cm) y e = 1/4" (6.35 mm)

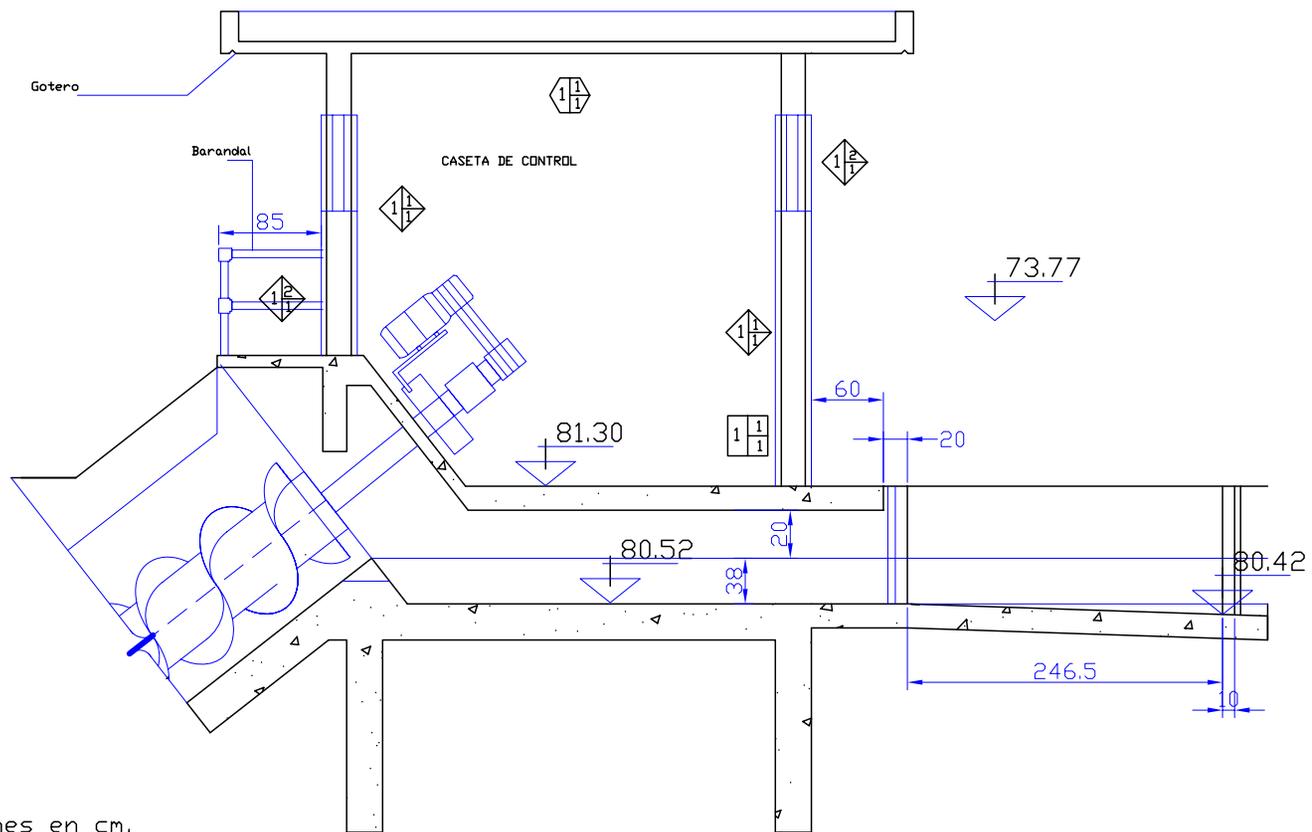
TESIS PROFESIONAL	
CORTE A-A'	
ESCALA 1:100	CÁRCAMO DE BOMBEO



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900
- * La tuberia de acero sera de 6" (Dext. = 16.38 cm) y e = 1/4" (6.35 mm)

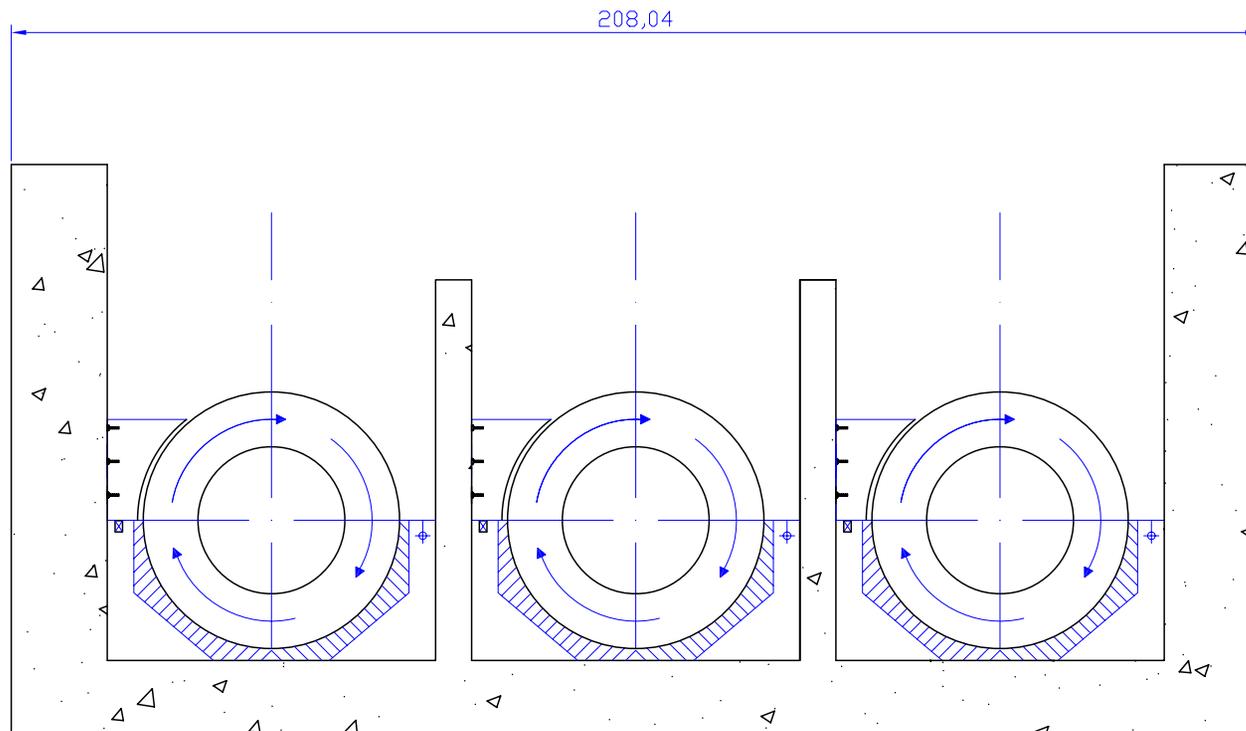
 TESIS PROFESIONAL 	
CORTE C - C'	
ESCALA 1 :	CÁRCAMO DE BOMBEO



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900
- * La tubería de acero será de 6" (Dext. = 16.38 cm) y e = 1/4" (6.35 mm)

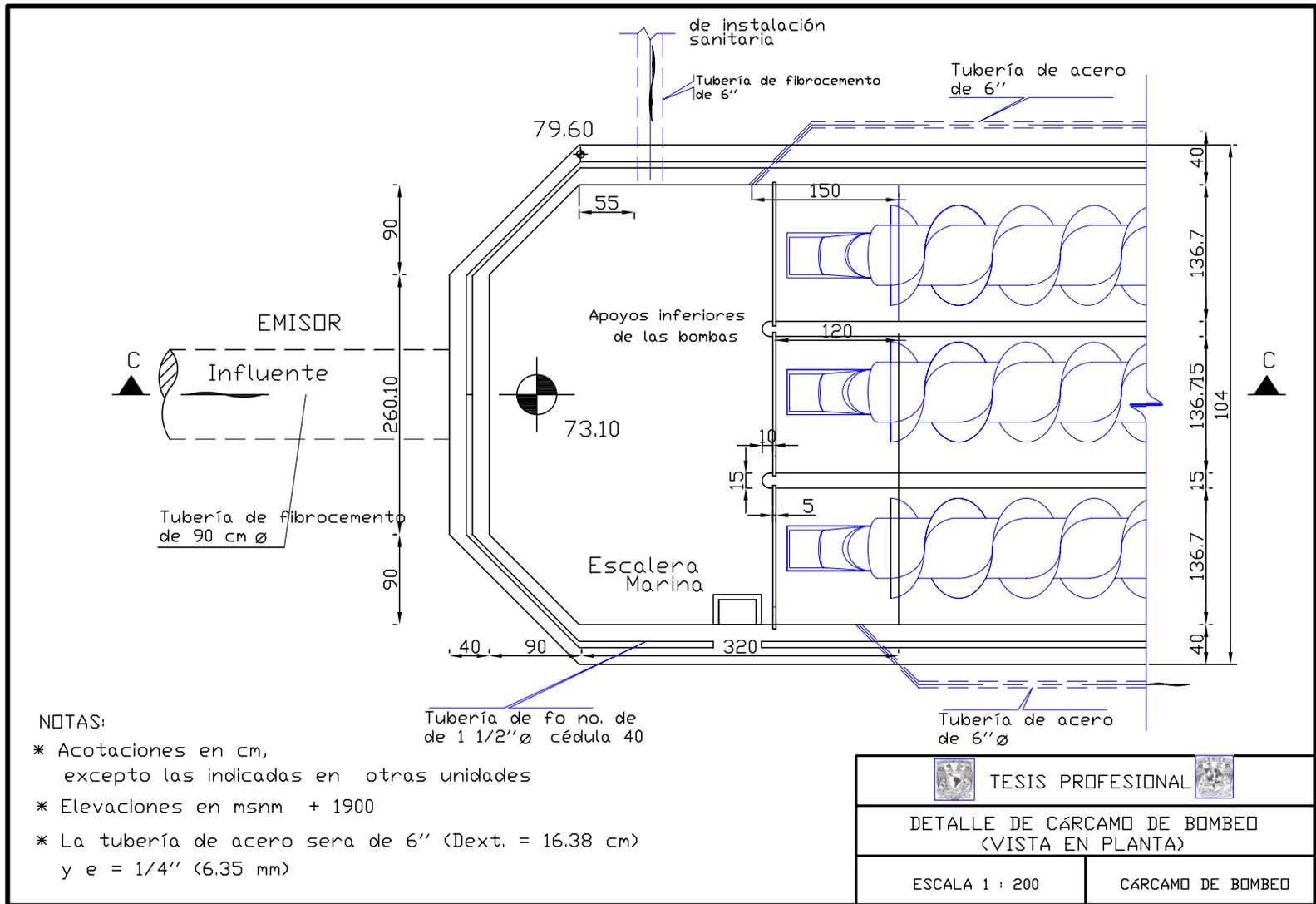
 TESIS PROFESIONAL 	
CORTE D-D'	
ESCALA 1 :100	(CARCAMO DE BOMBEO)

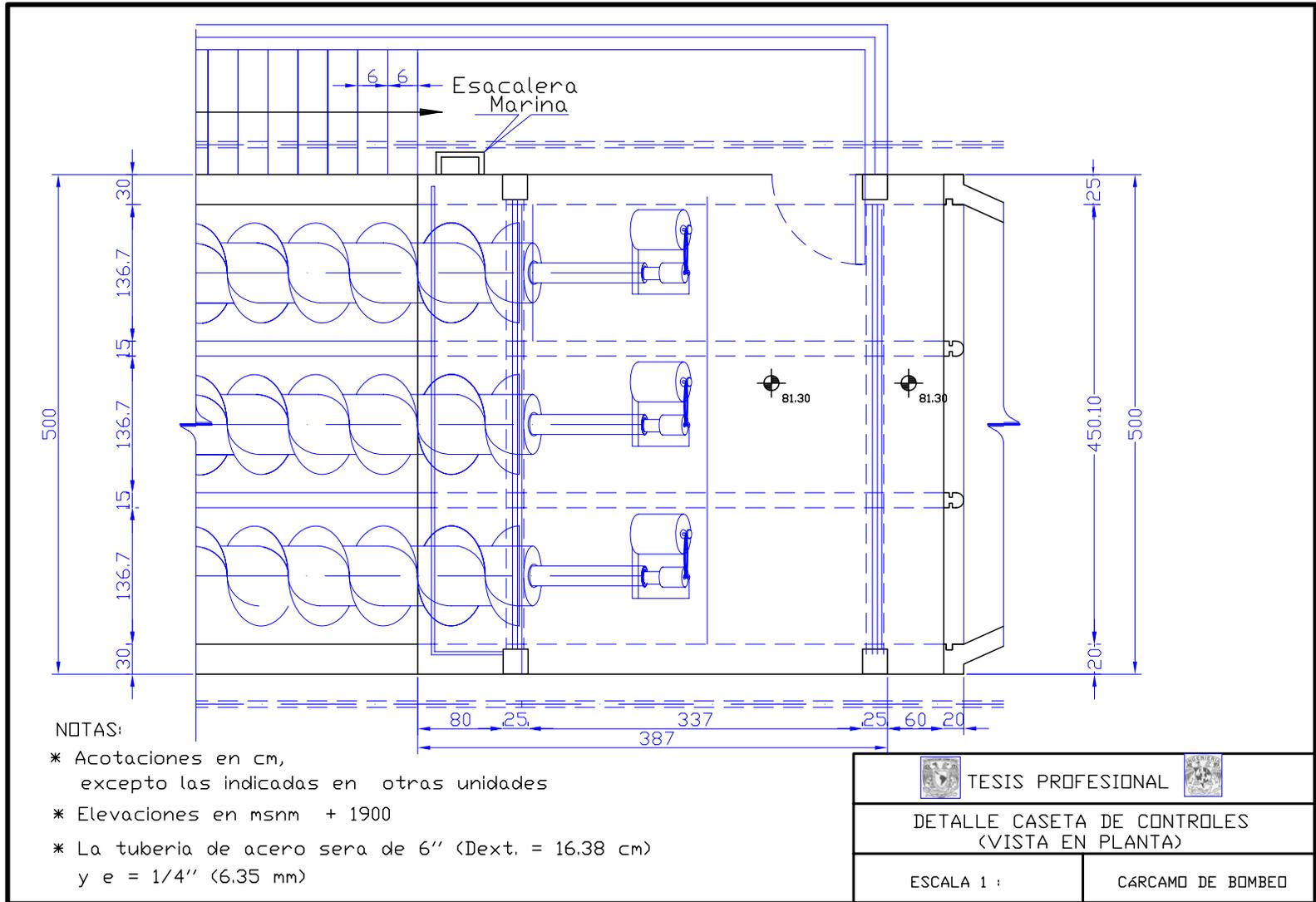


NOTAS:

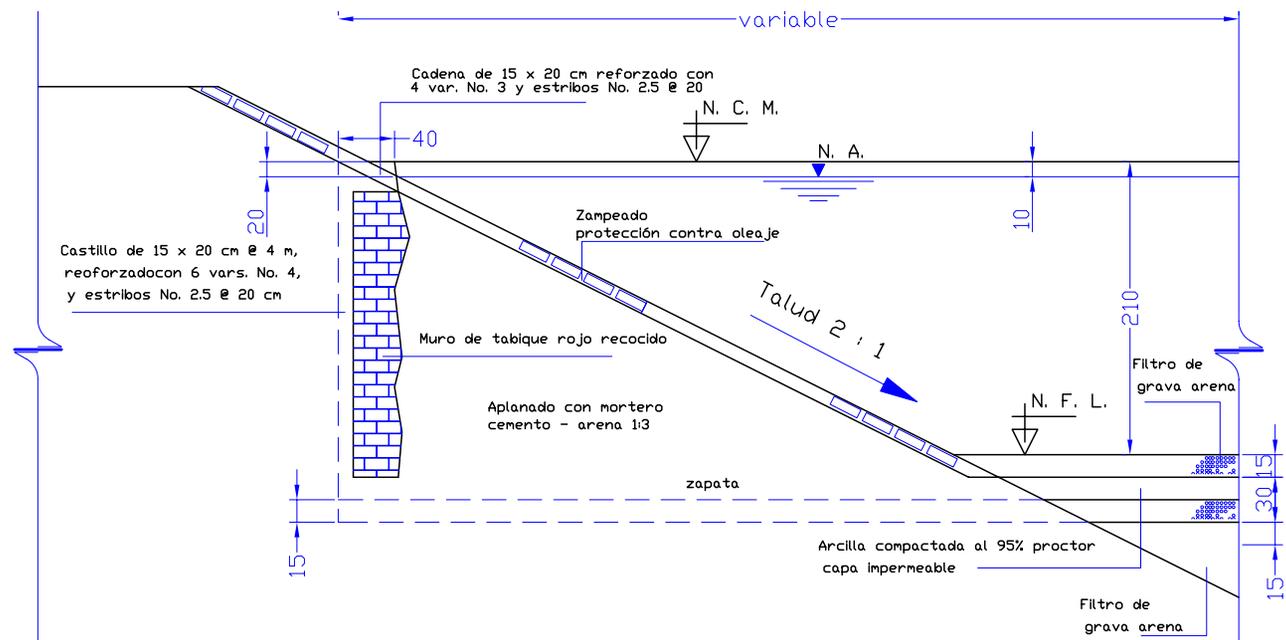
- * Acotaciones en cm, —
excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900
- * La tubería de acero será de 6" (Dext. = 16.38 cm)
y e = 1/4" (6.35 mm)

TESIS PROFESIONAL	
DETALLE PARA CANAL DE MONTAJE	
ESCALA 1 : 30	CÁRCAMO DE BOMBEO





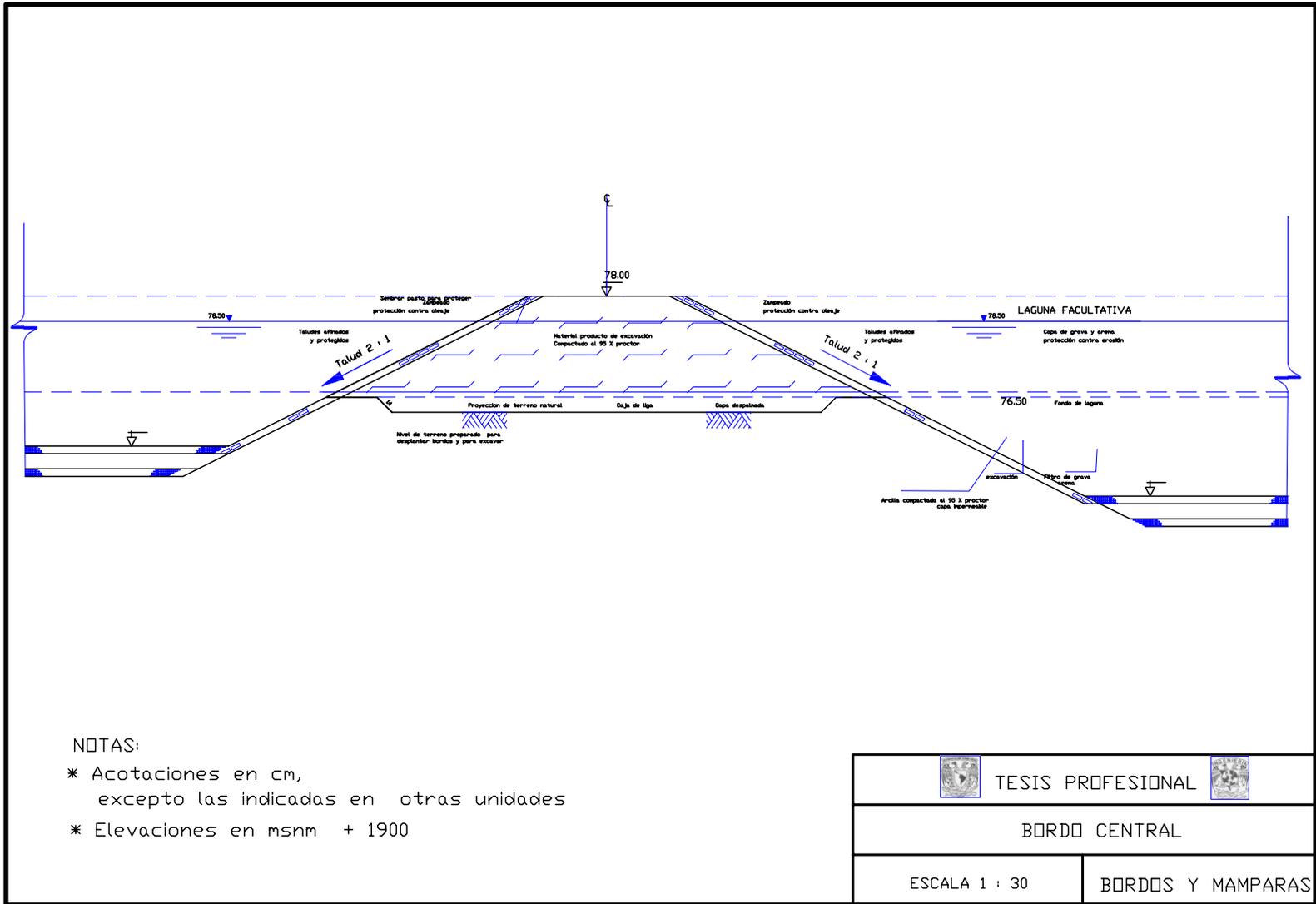
BORDOS
SECCIONES TIPO



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

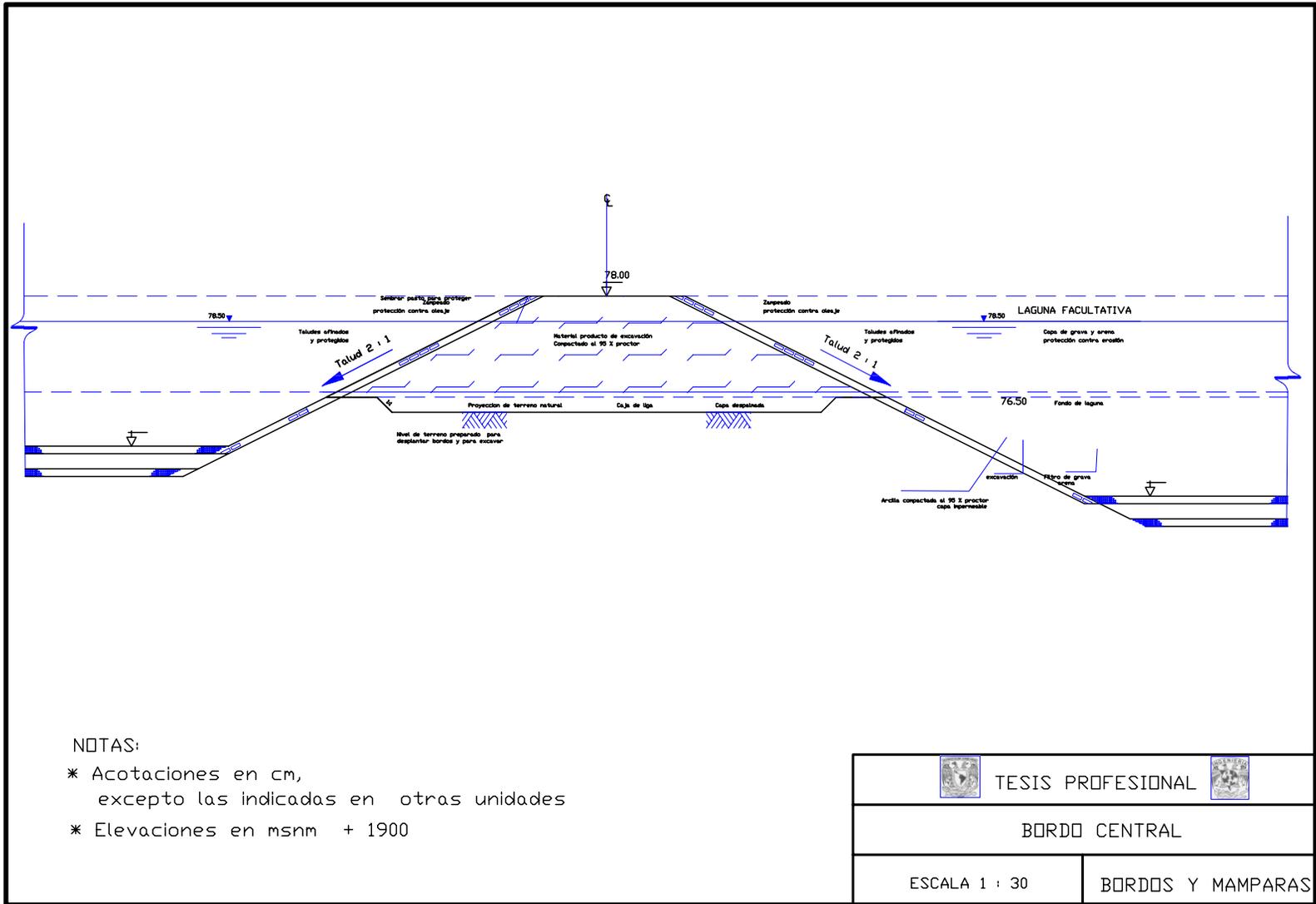
TESIS PROFESIONAL	
DETALLE 1	
ESCALA 1 : 30	BORDOS Y MAMPARAS



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

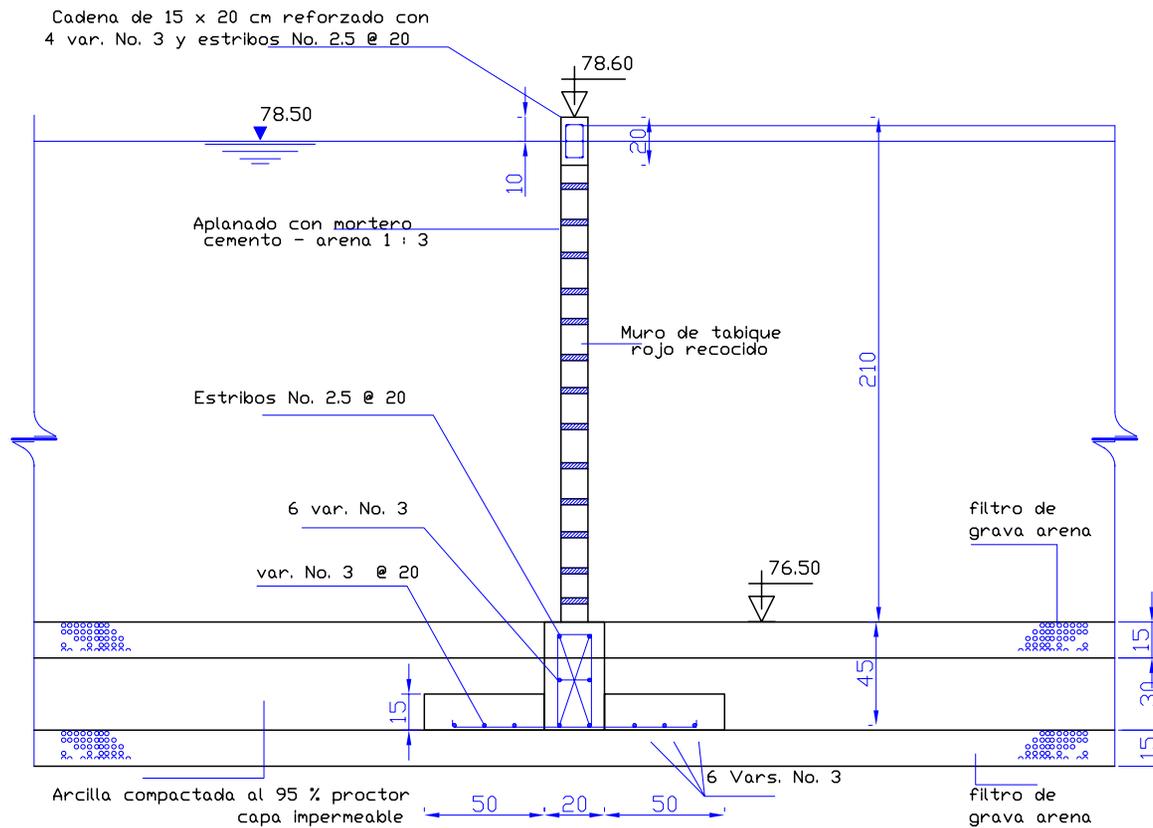
 TESIS PROFESIONAL 	
BORDO CENTRAL	
ESCALA 1 : 30	BORDOS Y MAMPARAS



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

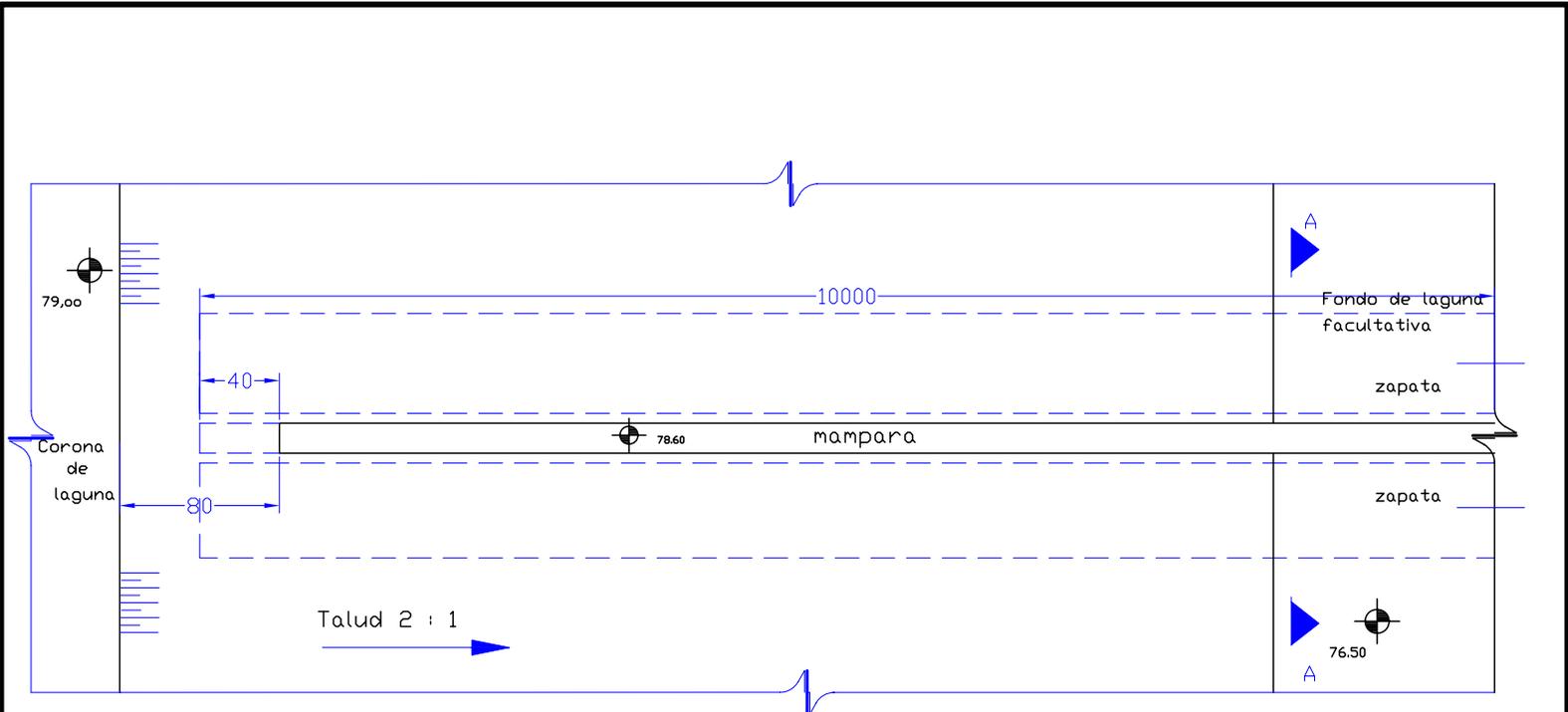
 TESIS PROFESIONAL 	
BORDO CENTRAL	
ESCALA 1 : 30	BORDOS Y MAMPARAS



NOTAS:

- * Acotaciones en cm,
excepto las indicadas en otras unidades
 - * Elevaciones en msnm + 1900
- (UNICAMENTE EN LAGUNAS FACULTATIVAS SE INSTALARAN MAMPARAS)

 TESIS PROFESIONAL 	
CORTE A - A	
ESCALA 1 : 30	BORDOS Y MAMPARAS



NOTAS:

- * Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otras unidades
- * Elevaciones en msnm + 1900

 TESIS PROFESIONAL 	
DETALLE 1	
ESCALA 1 : 30	BORDOS Y MAMAPARAS

BIBLIOGRAFÍA

**BIBLIOGRAFÍA**

1. "Proyecto Ejecutivo del Emisor y Sistema Lagunar para el Tratamiento de Aguas Residuales de Zacapu, estado de Michoacán"
Gerencia Regional en Michoacán, CNA
Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V., SIHASA
2. Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización
Jairo Alberto Romero Rojas
Alfaomega, 1999
3. Ingeniería sanitaria -Tratamiento, evaluación y reutilización de aguas residuales
Metcalf and Eddy Inc.
2° edición, 1985
4. Lagunas de estabilización
Universidad de Buenos Aires, Facultad de Ingeniería, Instituto de Ingeniería Sanitaria
Publicación No. 9, Año 1971
5. Lagunas de estabilización de aguas residuales
F. Montejano U., E. Murguía Vaca, G. Mendoza G.
6. Tratamiento de aguas residuales
R. S. Ramalho
Reverte, S. A., 1993
7. Ingeniería sanitaria y de aguas residuales
Tomo I – Abastecimiento de aguas y remoción de aguas residuales
Gordon Maskew Fair, John Charles Geyer
Limusa, 1993
8. Ingeniería sanitaria y de aguas residuales
Tomo II – Ingeniería sanitaria y de aguas residuales
Gordon Maskew Fair, John Charles Geyer, Daniel Alexander Okun
Limusa, 1993
9. Fundamentos de control de calidad del agua
T. H. y Tebbutt
3° edición Limusa, 1990.
10. Depuración de aguas residuales en pequeñas comunidades
Ramón Collado Lara
11. Sistemas de lagunas de estabilización
Sergio Rolim Mendonca





12. Plantas de tratamiento de aguas negras
Humberto Vidales Albarrán
13. Handbook of water and wastewater treatment plant operation
Spellman Frank R.
14. www.cna.gob.mx
Comisión Nacional del Agua
Fecha de consulta: octubre y noviembre de 2005
15. www.cmic.org
Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción
Fecha de consulta: octubre de 2005
16. www.semarnat.org.mx
Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales
Fecha de consulta: octubre de 2005
17. www.imta.mx
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Fecha de consulta: octubre, noviembre y diciembre de 2005
18. Importancia de la disposición de las aguas residuales y su tratamiento considerado los sistemas ecológicos
Calderón Jiménez, Enrique
Tesis de licenciatura, 1979
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
19. Tratamiento de las aguas residuales
Bautista Rizo, Jesús
Tesis de licenciatura, 1983
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
20. Proyecto de una planta de tratamiento de aguas residuales para la población de Acayucan, Veracruz
Jacone Musule, David
Tesis de licenciatura, 1980
Facultad de Química, U.N.A.M.
21. Operación y mantenimiento de una planta de tratamiento de aguas residuales
Paz Salas, Alejandro De Jesús
Tesis de licenciatura, 1984
Facultad de Química, U.N.A.M.
22. Alternativas para el tratamiento de aguas residuales y sus costos
Moreno Espinosa, Rafael Ángel
Tesis de licenciatura, 1983





Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.

23. Sistema de tratamiento aplicado a las aguas residuales de la población de Cuauhtemoc, Col.
Vázquez Cruz, Maria del Carmen
Tesis de licenciatura, 1985
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán, U.N.A.M.
24. Disposición de Aguas Residuales
López Martínez, Moisés Arnaldo
Tesis de licenciatura, 1985
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
25. Proyecto de utilización para riego de las aguas residuales de Valle de Bravo, México
Pulido Navarro, Griselda
Tesis de licenciatura, 1985
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
26. Tratamiento de Aguas Residuales Municipales
Soria Salazar, Marco Antonio
Tesis de licenciatura, 1981
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
27. Alternativas de tratamiento y reuso de aguas residuales en ciudades medias
Pelcastre Tovar, Eduardo
Tesis de licenciatura, 1989
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
28. Proyecto de alcantarillado y tratamiento de las aguas residuales de Villa Acuna, Coahuila
León Espinosa, Radulfo
Tesis de licenciatura, 1990
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
29. Sistemas económicos de tratamiento para aguas residuales en pequeñas comunidades
Flores y Robles, Everardo
Tesis de licenciatura, 1975
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
30. Descripción de algunos métodos para el tratamiento de aguas residuales
Verduzco Murillo, Alejandro
Tesis de licenciatura, 1976
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
31. Tratamiento de aguas residuales mediante lagunas de estabilización
León Brandi, José Ma.





- Tesis de licenciatura, 1976
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
32. Tratamiento de aguas residuales de bajo costo en nuestro país: eficiencia del sistema de estanques de estabilización en Ixtapan de la Sal, Edo. de México
López Ramírez, Alejandra
Tesis de licenciatura, 1991
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Iztacala, U.N.A.M.
33. Proyecto ejecutivo para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales en Tejupilco, Estado de México
Pavón Quintal, Rubén
Tesis de licenciatura, 1989
Escuela de Ingeniería, Universidad La Salle
34. Dimensionamiento de una planta de aguas residuales de tipo municipal
Gómez Guridi, Francisco Javier
Tesis de licenciatura, 1993
Facultad de Estudios Superiores Cuautitlán, U.N.A.M.
35. Alternativas para el tratamiento de las aguas residuales de San Martín Texmelucan, Puebla
Maldonado Hernández, José
Tesis de licenciatura, 1994
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
36. Estudio y propuestas sobre la participación privada en el servicio de tratamiento de aguas residuales
Aguilar Delfín, Carlos Ignacio
Tesis de licenciatura, 1994
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
37. Ingeniería de proyectos aplicada al tratamiento de aguas residuales
Morales Valladarez, Carlos
Tesis de licenciatura, 1994
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
38. Aplicación de biosólidos provenientes de una planta de tratamiento de aguas residuales de tipo doméstico como mejoradores del suelo
Vega González Rubén
Tesis de posgrado, 2003
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
39. Caracterización y pruebas de tratabilidad fisicoquímica de aguas residuales jabonosas en unidades habitacionales
Xicotencatl López Andrade
Tesis de posgrado, 2003





Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.

40. Estabilización ácida de lodos de plantas de aguas residuales para la producción de biosólidos
Barrios Pérez José Antonio
Tesis de posgrado, 2003
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
41. Estudios de fotocatalisis para el tratamiento de agua residual de la industria textil
Chacón Castillo Juan Matías
Tesis de posgrado, 2003
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
42. Reducción de volumen de lodos de plantas potabilizadoras
Bedolla Vázquez Leticia
Tesis de posgrado, 2002
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
43. Análisis de Alternativas para el Tratamiento de Aguas Residuales de la ciudad de Chilpancingo, Gro.
Téllez Tapia Celia Patricia
Tesis de posgrado, 2001
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
44. Construcción y funcionamiento de una laguna de estabilización
Vignon Pérez Edgar
Tesis de posgrado, 2001
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
45. Docencia, capacitación e investigación en materia de tratamiento de aguas residuales, basadas en la operación de una planta de tratamiento
Comett Ambríz Isabel Cristina
Tesis de posgrado, 1999
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
46. Propuesta de una metodología para la evolución de plantas de tratamiento de agua residual. Estudio de dos casos
Medrano Baca María Guadalupe
Tesis de posgrado, 1998
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
47. El monitoreo ambiental como mecanismo de control para un adecuado funcionamiento de sitios de disposición final de residuos sólidos municipales
Tejeda Rosas María Guadalupe
Tesis de posgrado, 1996
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.





48. Hidráulica aplicada al proyecto de plantas de tratamiento de aguas residuales
Ramírez González Antonio
Tesis de posgrado, 1996
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.

49. Programa Nacional Hidráulico 2001-2006
Plan Nacional de Desarrollo, CNA, SEMARNAT
Capítulos: El Programa Nacional Hidráulico 2001-2006, Hacia una nueva visión, el agua un recurso estratégico y de seguridad nacional, hacia un manejo sustentable
Octubre de 2001

50. Inventario nacional de plantas municipales de tratamiento de aguas residuales en operación
CNA, 2003

51. Estadísticas del Agua en México
CNA, SEMARNAT, México 2006 IV Foro Mundial del Agua
Sistema Unificado de Información Básica del Agua (SUIBA)
Sistema Nacional de Información sobre Cantidad, Calidad, Uso y Conservación del Agua (SINA)
Junio de 2005
Visión y objetivos del sector hidráulico, usos del agua, saneamiento, calidad del agua y aspectos de salud

52. Ley de Aguas Nacionales
Diario Oficial de la Federación
01 de Diciembre de 1992

53. Reglas de operación para los programas de infraestructura hidroagícola y de agua potable, alcantarillado y saneamiento a cargo de la Comisión Nacional del Agua y sus modificaciones aplicables a partir del año 2003
Diario Oficial de la Federación
07 de Abril de 2003

