

113



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**“ANALISIS DE ALTERNATIVAS E INGENIERIA
BASICA PARA UNA PLANTA DE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES EN YAUTEPEC,
MORELOS”**

TESIS PROFESIONAL

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:**

RAUL EMERIK RICO CARRERA

ASESOR DE TESIS: ING. ENRIQUE CESAR VALDEZ



MEXICO. D. F.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

2002



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA
SECRETARÍA DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/215/99

Señor **RAUL EMERIK RICO CARRERA,**
Presente .

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **Ing. Enrique César Valdez,** que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL.**

"ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS E INGENIERIA BASICA PARA UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN YAUTEPEC, MORELOS"

- Introducción.
- I. Objetivos y alcances.
- II. Características generales del medio físico y socioeconómico.
- III. Características de las aguas residuales.
- IV. Descripción y evaluación de alternativas.
- V. Ingeniería Básica.
- VI. Localización de la planta de tratamiento y colectores.
- VII. Generalidades sobre la ingeniería geotécnica y estructural del proyecto.
- Conclusiones.

Vo. Bo.
[Signature]
15-mar-02
Ing. Emilio Martínez

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D F , a 27 de octubre de 1999
EL DIRECTOR

Vo. Bo. César
Enrique
Valdez
6-03-02

Vo. Bo.
[Signature]
Miguel Angel González L
12/03/02

M en C GERARDO FERRANDO BRAVO

GFB/GMP/ser

[Signature]
13/02/02

Vo. Bo.
[Signature]
ING FRANCISCO TELLEB. S.
13/03/02

AGRADECIMIENTOS

A mis padres:

Ing. Arq. Raúl Rico Reyes

Reina Ma. Eugenia Carrera Santoyo

Todo el amor y el cariño por saber encauzar mi vida.

A mis hermanos:

Karyna Ma. Eugenia Rico Carrera

Ricardo Christian Rico Carrera

Gratitud y estimación por todo el apoyo brindado.

Al profesor:

Ing. Enrique César Valdez

Respeto y admiración.

A mis amigos:

Por su presencia incondicional en todo momento.

Capítulo I	Introducción	1
Capítulo II	Objetivos y alcances	3
Capítulo III	Características generales del medio físico y socioeconómico	5
	3.1. Marco físico	5
	3.1.1. Localización geográfica	5
	3.1.2. Clima	6
	3.1.3. Hidrología	8
	3.1.4. Orografía	8
	3.1.5. Fisiografía	9
	3.1.6. Flora y fauna	10
	3.1.7. Geología y geotecnia	11
	3.2. Marco socioeconómico	12
	3.2.1. Demografía	12
	3.2.2. Nivel de vida	14
	3.2.3. Crecimiento urbano	18
	3.2.4. Servicios	20
	3.3. Zonas de descarga	22
	3.4. Tenencia de la tierra	23
Capítulo IV	Características de las aguas residuales	25
	4.1. Calidad media de las aguas residuales	25
	4.1.1. Caracterización de las aguas residuales de Yautepec	30
	4.1.2. Determinación de los parámetros de diseño	32
	4.2. Gasto mínimo, medio, máximo y máximo extraordinario teóricos	32
	4.3. Gasto mínimo, medio, máximo y máximo extraordinario mediciones de campo	33
	4.4. Aprovechamientos actuales de las descargas y opciones de reúso	36
Capítulo V	Descripción y evaluación de alternativas	37
	5.1. Criterios empleados para definir el diagrama de flujo de una planta de tratamiento y su importancia	37
	5.2. Metodología de evaluación de alternativas	37
	5.3. Descripción de alternativas	38
	5.4. Evaluación de alternativas	40
	5.5. Diagrama de flujo de la planta de Yautepec	41
Capítulo VI	Ingeniería básica	42
	6.1. Diseño del pretratamiento de la planta	42
	6.2. Diseño del tratamiento primario de la planta	62
	6.3. Diseño del tratamiento secundario de la planta	67

Capítulo VII	Localización y arreglo general de la planta de tratamiento y colectores	77
Capítulo VIII	Generalidades sobre la ingeniería geotécnica y estructural del proyecto	80
Capítulo IX	Conclusiones	87

CAPÍTULO I

Introducción

Es de suma importancia mantener un equilibrio constante de nuestros recursos naturales aprovechables, principalmente del agua, ya que de lo contrario, como ha venido aconteciendo en éstos últimos años, su escasez cada vez mayor traerá consigo muchos y diversos problemas para nuestras comunidades y su forma de vida actual, entre los cuales se encuentran: diversas enfermedades hídricas las cuales afectan la salud pública de las localidades (cólera, parasitosis, amebiasis, salmonelosis, fiebre tifoidea, diarrea y disentería bacilar entre otras); contaminación del suelo y subsuelo, con su consiguiente contaminación a cultivos y mantos acuíferos respectivamente; alteración o destrucción de ecosistemas; malos olores en las áreas contaminadas; escasez cada vez mayor dentro de los centros urbanos y sus alrededores con el consiguiente aumento en el costo por concepto de abastecimiento a la misma población debido a su cada vez mas lejana obtención

Por lo anterior, se ha podido observar que debido al aumento paulatino en la población de Yauatepec, Morelos, a su innegable necesidad de consumo cada vez mayor de agua y añadiendo a todo esto, la enorme contaminación de sus principales fuentes de abastecimiento, como lo son el Rio Yauatepec y sus pozos profundos, resulta inminente la necesidad de tratar el agua desalojada de la población y reusarla, contribuyendo así a la conservación del equilibrio ecologico, de suma importancia para un centro turístico como lo es Yauatepec, Morelos, cuya principal actividad tiene que ver con sus atractivos naturales.

Así pues, es imperativo el considerar como solución a este problema, la construcción de una planta, que trate las descargas de aguas residuales, a las afueras de la localidad de Yauatepec de Zaragoza, y que considere la normatividad correspondiente a este tema contenida en las Normas Oficiales Mexicanas referentes a los límites máximos permisibles de contaminantes.

Las principales consideraciones que se tomaron para la realización de esta tesis fueron:

- Las descargas que se tienen en la localidad de Yauatepec de Zaragoza son de tipo municipal doméstico con descarga directa a un emisor.
- Todas las aguas ya tratadas se descargarán o verterán directamente en el Rio Yauatepec tomando en cuenta las NOM-001-ECOL-1996 para salvaguardar la vida acuática.
- El posible reúso del agua se describirá en el inciso 4.4 del Capítulo IV cumpliendo así con una de las principales expectativas del tratamiento del agua residual, su reúso a futuro.

La figura 1.1 muestra un sistema hidrosanitario urbano típico, haciendo referencia al origen y destino de las aguas residuales, con el fin de ubicar el punto dentro del sistema donde entra el tratamiento del agua residual.

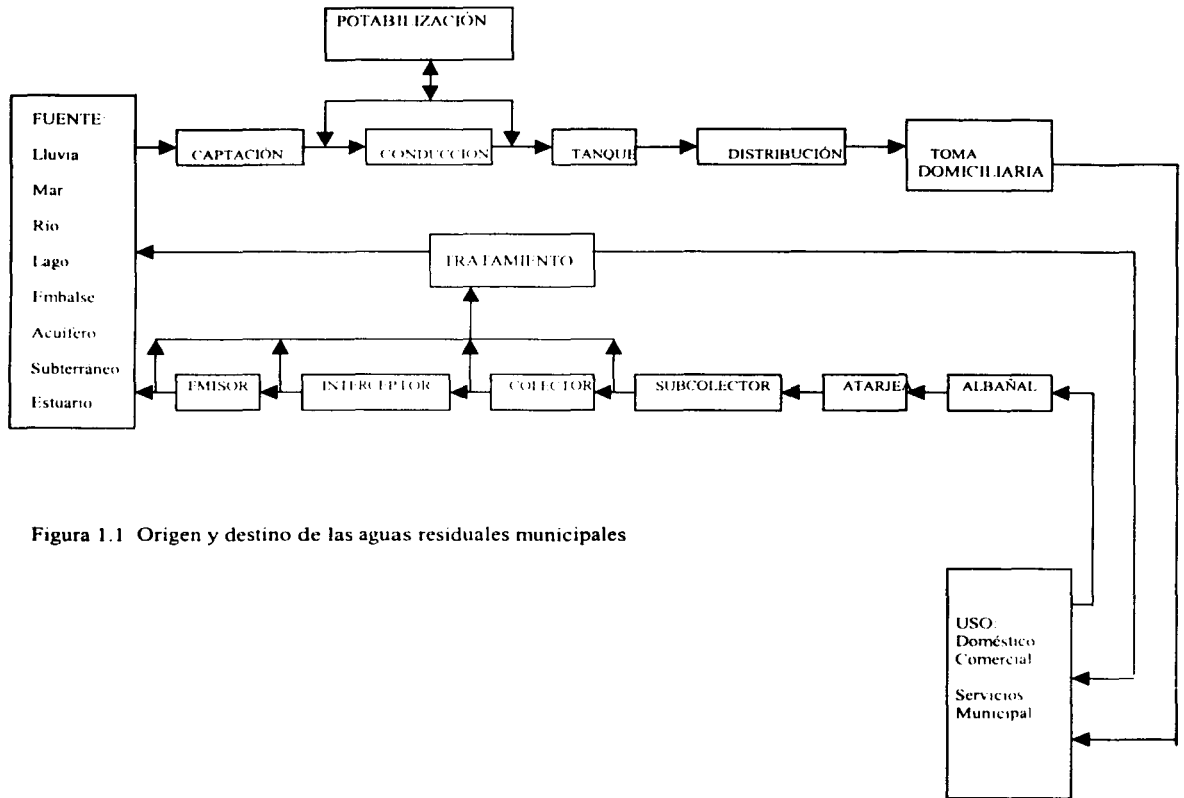


Figura 1.1 Origen y destino de las aguas residuales municipales

CAPÍTULO II

Objetivos y alcances

Considerando que para el año 2005, todas las poblaciones mayores de 50,000 habitantes deberán efectuar el control de sus descargas de aguas residuales municipales de acuerdo a las Normas Oficiales Mexicanas (NOM-ECOL) y tomando en cuenta que la población de Yautepec para ese entonces será mayor, se plantea la necesidad de construir una planta de tratamiento de aguas residuales.

Los objetivos del presente trabajo son:

- Investigar las características generales del medio físico y socioeconómico de la localidad.
- Conocer las características del agua residual generada en la localidad, así como su posible aprovechamiento y reúso de acuerdo con las Normas Oficiales Mexicanas.
- Describir, y analizar las alternativas para llevar a cabo el diseño básico de una planta de tratamiento.
- Proponer la ubicación de la planta.
- Desarrollar la ingeniería básica para la alternativa elegida.
- Exponer las generalidades sobre la ingeniería geotécnica y estructural del proyecto.

Los objetivos anteriores son de suma importancia para alcanzar el objetivo principal, el cual consiste en realizar las actividades incluídas dentro de la etapa de ingeniería básica del proyecto de una planta de tratamiento de aguas residuales para una localidad específica.

Los alcances del estudio se dividen en tres etapas:

- Primera etapa: investigación documental.
- Segunda etapa: investigación directa o de campo.
- Tercera etapa: realización de cálculos y diseño básico del proyecto de la planta.

II.1 Primera etapa: investigación documental

Se realizaron visitas a diversas bibliotecas de dependencias públicas, federales, estatales y municipales y de asociaciones civiles para la obtención de datos históricos y estadísticos de la población en estudio entre las que se encuentran: el Palacio Municipal de Yautepec de Zaragoza, Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), así como Comisión Federal de Electricidad y la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Se recopiló información obtenida de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales con el fin de analizar la normatividad establecida para límites máximos permisibles de contaminantes en descargas de aguas residuales.

Se visitó la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos con el fin de obtener datos sobre el estudio geotécnico de Yautepec de Zaragoza, así como el INEGI, con la finalidad de obtener mapas tanto de tipo topográficos como de uso de suelo para proponer la ubicación de la planta de tratamiento.

II.2 Segunda etapa: investigación directa o de campo

Se visitó el lugar del emisor donde actualmente descargan las aguas residuales de Yautepec de Zaragoza con el fin de determinar la posible ubicación de la planta de tratamiento, así como la disponibilidad de terreno para el desplante de ésta y su uso.

Asimismo, se realizó una inspección visual del terreno para determinar la concordancia de la topografía investigada documentalmente con la "in situ" para determinar la distribución y ubicación de cada unidad del sistema (tanques de sedimentación, filtro percolador, cárcamo de bombeo, etcétera)

Se analizó la cercanía de la planta con respecto al Río Yautepec para realizar la descarga lo más cercano a éste, así como la cercanía de la población para evitar impactos ambientales a ésta.

Se investigaron las principales actividades realizadas en la zona para el futuro aprovechamiento y/o reúso del agua tratada, mediante entrevistas a los habitantes de la zona.

II.3 Tercera etapa: realización de cálculos y diseño básico del proyecto de la planta

Después de haber conjuntado y analizado los datos obtenidos en las dos etapas anteriores se optó por elegir como mejor opción de tratamiento un proceso biológico describiendo sus beneficios en el Capítulo V. Así el tratamiento se dividió en:

Pretratamiento: que abarca el diseño de un canal de llamada, rejillas para evitar el paso de objetos grandes y partículas que pudiesen afectar el funcionamiento de la planta, un desarenador que remueva partículas del tamaño de arenas y un cárcamo de bombeo que eleve el gasto que entra en la planta hasta un nivel requerido para el trabajo de ésta por medio de gravedad posteriormente.

Tratamiento primario: que se compone de dos tanques sedimentadores primarios que tendrán la función de eliminar partículas suspendidas más pesadas que el agua mediante la acción de la gravedad.

Tratamiento secundario: que incluye la selección del reactor biológico que remueva materia orgánica y dos clarificadores que harán que el proceso tenga una mejor calidad en el efluente, acompañado de un proceso de cloración que elimine microorganismos patógenos.

La figura 2.1 muestra el diagrama de flujo a seguir para el diseño de la planta:

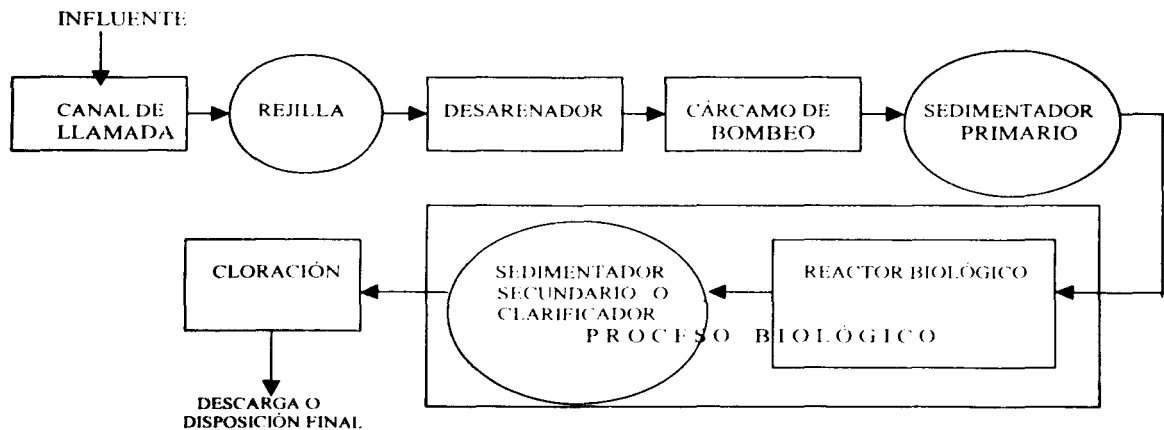


Figura 2.1 Diagrama de flujo para el diseño de la planta

CAPÍTULO III

Características generales del medio físico y socioeconómico

Este capítulo tiene por objeto presentar la recopilación de información sobre localización geográfica, clima, hidrología, orografía, fisiografía, flora, fauna, geología y geotecnia del lugar en estudio, así como las características socioeconómicas de la región, tenencia de la tierra entre otras, para poder así analizar y proponer el sistema de tratamiento, ubicación de la planta y disposición final de las aguas residuales que se generen en la zona de estudio

3.1 Marco físico

3.1.1 Localización geográfica

El municipio de Yautepec está situado en la parte central del estado de Morelos; se ubica geográficamente entre los paralelos 18°53' de latitud Norte y los 99°04' de longitud Oeste del meridiano de Greenwich, a una altura de 1,219 metros sobre el nivel del mar. Tiene una superficie de 202.936 kilómetros cuadrados, cifra que representa el 4.09 por ciento del total del estado. Limita al Norte con los municipios de: Atlahuacán, Tepoztlán y Hayaacapan; al Sur con Ayala y Tlaltizapán; al Este con Cuautla; y al Oeste con Emiliano Zapata y Jutepec. La Figura 3.1 muestra la localización del municipio de Yautepec.

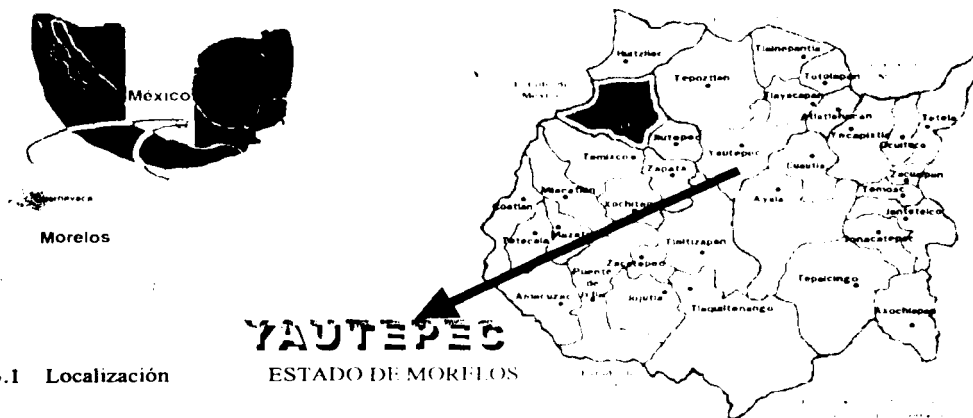


Figura 3.1 Localización

ESTADO DE MORELOS

Las localidades más importantes del municipio de Yautepec son: Yautepec de Zaragoza, cabecera municipal y objeto del presente trabajo, Moyotepec, Cocoyoc, Jaloxtoc, El Caracol, Juárez (San Vicente), Los Arcos, Oacalco, Villa Oaxtepec, Ignacio y Oaxtepec. La Tabla 3.1 muestra su localización.

Tabla 3.1 Localidades principales del municipio de Yautepec

NOMBRE (a)	LATITUD NORTE Grados Minutos (b)		LONGITUD OESTE Grados Minutos (b)		ALTITUD mnm (b)
Yautepec de Zaragoza *	18	53	99	04	1 210
Joya La	18	53	99	07	1 480
Cocoyoc	18	53	99	59	1 320
Oaxtepec	18	54	99	58	1 380
Arcos, Los	18	53	99	01	1 240
Oacalco	18	55	99	02	1 250
Lázaro Cárdenas	18	56	99	01	1 280
Ignacio Bastida	18	56	99	01	1 290
San Isidro	18	49	99	06	1 100
Nopalera, La	18	48	99	03	1 110

* Cabecera Municipal

NOTA: Los valores de latitud y longitud están aproximados a minutos y los de altitud a decenas de metros.

mnm: Metros sobre el nivel del mar

FUENTE: (a) INEGI Morelos, Resultados Definitivos, Datos por Localidad (Integración Territorial), XI Censo General de Población y Vivienda, 1990.

(b) CQSNEI, Carta Topográfica, 1:50 000.

3.1.2 Clima

El clima de la zona en estudio es cálido subhúmedo con lluvias en verano, de menor humedad [A(wO)] y una temperatura media de 20.9 °C, la máxima media es de 33.6 °C, y la máxima absoluta de 42.0 °C, la mínima media es de 9.5 °C, y la mínima absoluta de 0°C. Por último, la precipitación media anual es de 928.2 mm. Los cuadros 3.2 al 3.5, presentan información referente al clima, estaciones meteorológicas, temperatura y precipitación de la zona de estudio. La Figura 3.2 muestra los diferentes climas en el estado de Morelos. Con base en el clima cálido y considerando una población de 30000 a 70000 habitantes, se obtiene de las Normas de Aprovechamiento de Agua Potable en localidades Urbanas de la República Mexicana una dotación teórica de 250 l/hab/día.

Tabla 3.2 Climas

TIPO O SUBTIPO	SIMBOLO	% DE LA SUPERFICIE MUNICIPAL
Cálido subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad	A(wO)	60.35
Semicálido subhúmedo con lluvias en verano de mayor humedad	ACwO	5.71
Semicálido subhúmedo con lluvias en verano de humedad media	ACw1	33.94

Tabla 3.3 Estaciones meteorológicas

CLAVE	ESTACION		SIMBOLO DE CLIMA (a)	LATITUD NORTE		LONGITUD OESTE		ALTITUD msnm (b)
	(a)	NOMBRE		Grados	Minutos	Grados	Minutos	
17-045		Oaxtepec	ACwO	18	54	98	58	1 385
17-025		Yautepec	ACw1	18	53	99	04	1 215

FUENTE: (a) CGSNEGI. Carta de Climas. 1:1 000 000
 (b) CGSNEGI. Carta de Temperaturas Medias Anuales. 1:1 000 000

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

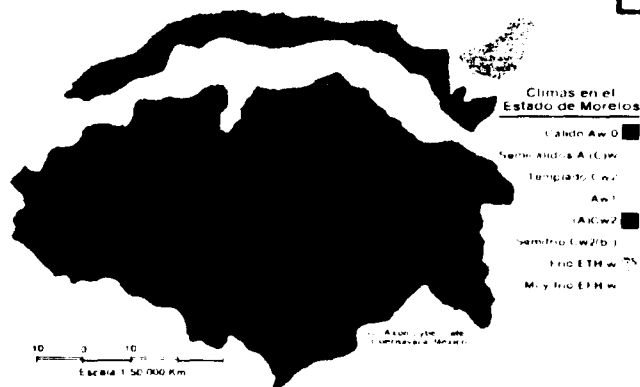


Figura 3.2 Principales climas en el Estado de Morelos

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MEDIO FÍSICO Y SOCIOECONÓMICO

Tabla 3.4 Temperatura media mensual y anual en grados centígrados por estación meteorológica

MES	ESTACION	
	OAXTEPEC	YAUTEPEC
Enero	19.6	17.5
Febrero	20.7	18.9
Marzo	23.1	21.8
Abril	25.0	23.8
Mayo	25.0	24.1
Junio	23.0	22.8
Julio	21.9	21.5
Agosto	21.9	21.5
Septiembre	21.7	21.2
Octubre	21.5	20.5
Noviembre	20.4	19.2
Diciembre	19.5	17.4
Anual	21.9	20.9
Años de Observación	6	22

FUENTE: CGSNEGI. Carta de Climas, 1:1 000 000.

Tabla 3.5 Precipitación mensual y anual promedio en milímetros por estación meteorológica

MES	ESTACION	
	OAXTEPEC	YAUTEPEC
Enero	2.7	11.5
Febrero	1.3	4.0
Marzo	3.6	2.8
Abril	14.1	14.7
Mayo	51.6	59.6
Junio	223.5	189.8
Julio	148.5	176.1
Agosto	162.5	170.1
Septiembre	208.8	199.3
Octubre	64.7	79.6
Noviembre	7.3	15.5
Diciembre	2.3	5.3
Anual	890.9	928.2
Años de Observación	6	23

FUENTE: CGSNEGI. Carta de Climas, 1:1 000 000.

3.1.3 Hidrología

La corriente más importante de la zona en estudio es el río Yautepec, que nace de los manantiales de Oaxtepec y recibe aportaciones de algunas corrientes tales como la de Tlayacapan y la de Totolapan; cruza la cabecera municipal y se une con el río Tepoztlán, pasa por las haciendas de Atlahuayan y Xochimancas, al entrar al municipio de Tlaltzapán, cambia de nombre por el Higuérón.

Entre los arroyos de caudal permanente más importantes están el Atongo, el de la Barranca del Esconde, el Huasosoyucan y la Villa, al sur del municipio. También existen caudales intermitentes como el Ignacio Bastida, El Itzamatitlán y la barranca del Bosque, de aguas frías potables, además del manantial de aguas sulfurosas de Oaxtepec. Existen tres bordos y 34 pozos para extracción de agua. La Figura 3.3 muestra las corrientes principales del estado de Morelos y la localización de la zona de estudio.

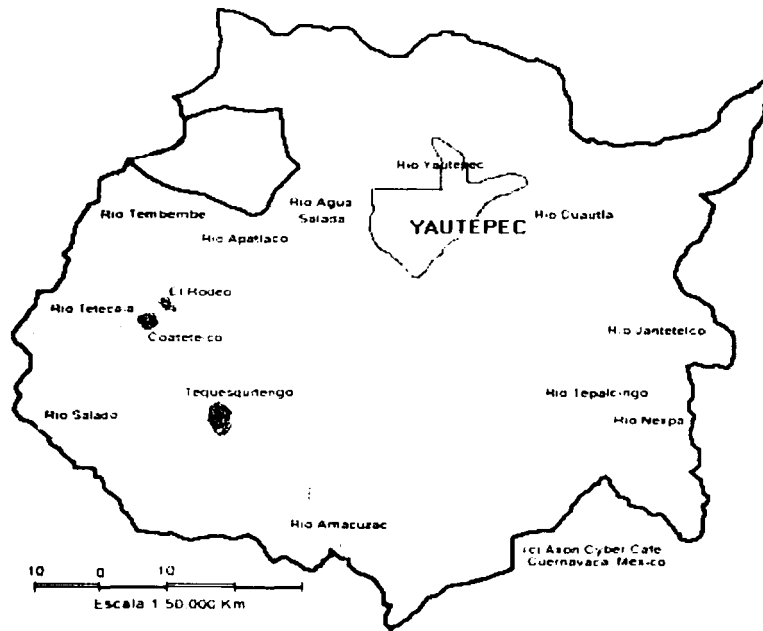


Figura 3.3 Principales corrientes en el estado de Morelos

3.1.4 Orografía.

Al oriente del municipio está la cordillera del cerro de las Tetillas que alcanza 1,634 metros de altura, igualmente se encuentra el cerro del Pericón con 1,500 metros; al Sur se localiza el cerro de Montenegro de 1,600 metros; al poniente el cerro de la iglesia Vieja con 1,200 metros y el cerro de Calderón que separan los valles de Amilpa y de Yautepec. Las zonas accidentadas cubren el 14 por ciento del territorio al poniente y al sur; las zonas semiplanas con el 25 por ciento al Norte, poniente y parte del Sur, y las zonas planas en el centro con el 60 por ciento.

3.1.5 Fisiografía

La Figura 3.4 presenta una carta topográfica de la zona de estudio. La localidad tiene una configuración plana en general dentro de la curva de nivel 1210m, es decir, la mayor parte de la zona poblada de Yautepec se ubica dentro de un mismo nivel sin grandes variaciones en su topografía.

Figura 3.4 Carta topográfica de Yautepec de Zaragoza



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.1.6 Flora y fauna

La flora está constituida principalmente por selva baja caducifolia, de clima cálido; jacaranda, tabachín, cacahuate, ceiba y bugambilia, entre las especies comunes.

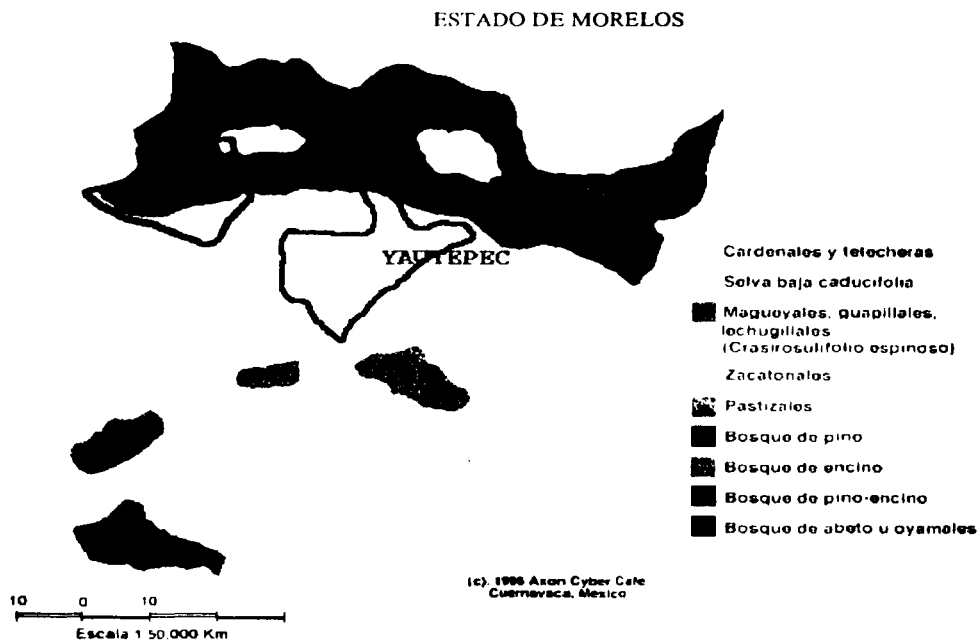


Figura 3.5 Vegetación potencial del Estado de Morelos.

La fauna la constituyen: venado cola blanca, jabalí de collar, mapache, tejón, zorrillo, armadillo, liebre, conejo común, coyote, gato montés, comadreja, cacomixtle, tlacuache, y murciélago, pájaro bandera, chachalaca, urraca copetona, zopilote, aura, cuervos, lechuza y aves canoras y de ornato. La Figura 3.5 muestra la vegetación potencial en el estado de Morelos y en el municipio de Yautepec.

3.1.7 Geología y geotecnia

La Figura 3.6 muestra un mapa geológico, donde se ubica la composición de Yautepec: andesitas, rodacitas, aluviones, algunas lavas basálticas y pocos sedimentos marinos. Por otro lado en cuanto a los estudios geotécnicos que forman parte del proyecto, se proponen 2 sondeos profundos y 3 pozos a cielo abierto para verificar el tipo de suelo con que se cuenta específicamente en el probable sitio de ubicación de la planta de tratamiento. La importancia de estos estudios se discute con detalle en el Capítulo VIII de este trabajo.

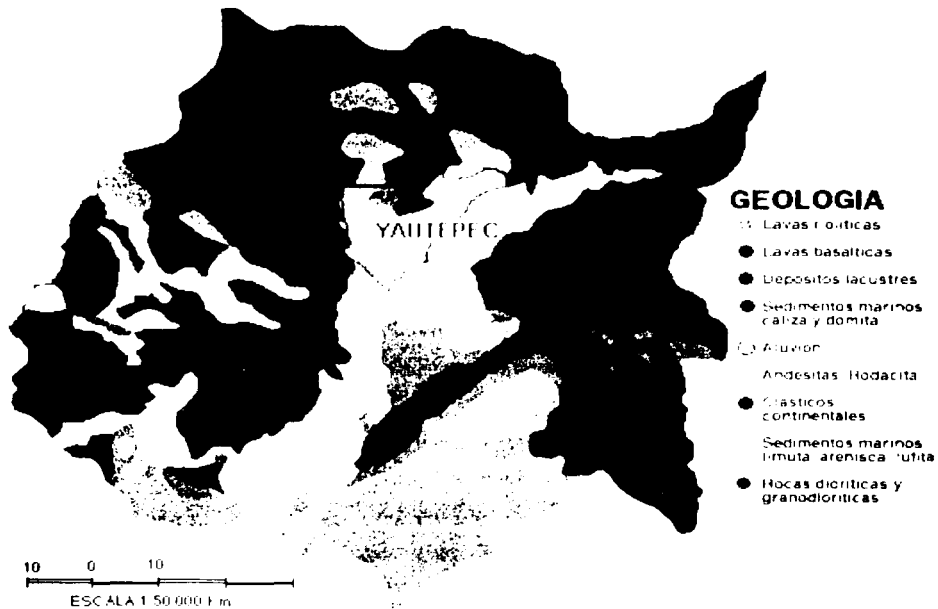


Figura 3.6 Geología del Estado de Morelos

3.2 Marco socioeconómico

3.2.1 Demografía

De acuerdo al censo de población del INEGI de 1990, para ese año en el municipio de Yauatepec, Morelos, la población fue de 60258 hab. y en la localidad de Yauatepec de Zaragoza fue de 29110 hab, mientras que para el conteo general de población 1995 fue de 79108 hab y 35971 hab respectivamente, siendo los datos poblacionales de la localidad los que se tomarán para realizar los cálculos para estimar la población futura. La población de la localidad representa el 48.3% del total de la población del municipio de Yauatepec, mientras que la población total del municipio representa el 5.48% del total de la población del Estado de Morelos.

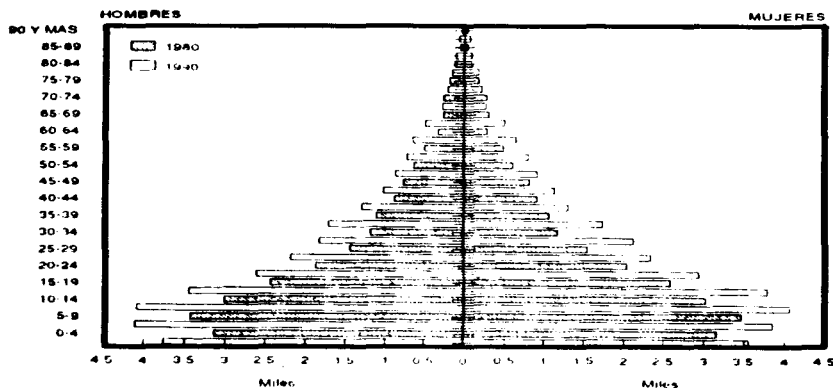
Las Tablas 3.6 y 3.7 y las Figuras 3.7 y 3.8 muestran la población total y por sexo registrada en el municipio, así como su distribución por localidad al año de 1990. La figura 3.9 hace alusión a la distribución urbana y rural de la población en porcentaje, datos que servirán para obtener la población de diseño.

Tabla 3.6 Población total por sexo

1950-1990					
AÑO	TOTAL	HOMBRES	%	MUJERES	%
1950					
ESTADO	272 642	134 799	49.4	138 043	50.6
MUNICIPIO	13 274	6 677	50.3	6 597	49.7
1960					
ESTADO	388 264	193 070	50.0	193 194	50.0
MUNICIPIO	17 214	9 117	53.0	8 097	47.0
1970					
ESTADO	616 119	306 986	49.8	309 133	50.2
MUNICIPIO	26 918	13 578	50.4	13 340	49.6
1980					
ESTADO	947 089	468 285	49.4	478 804	50.6
MUNICIPIO	44 026	21 786	49.5	22 240	50.5
1990					
ESTADO	1 196 059	583 785	48.8	611 274	51.2
MUNICIPIO	60 258	29 646	49.2	30 613	50.8

FUENTE: "Morelos, Resultados Definitivos VII, VIII, IX, X y XI Censos Generales de Población y Vivienda, 1950, 1960, 1970, 1980 y 1990" INEGI

Figura 3.7 Población total por sexo según grupo quinquenal de edad 1980-1990



FUENTE: "Morelos, Resultados Definitivos X y XI Censos Generales de Población y Vivienda, 1980 y 1990" INEGI

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MEDIO FÍSICO Y SOCIOECONÓMICO

Tabla 3.7 Población total por sexo según principales localidades (al 12 de marzo de 1990)

LOCALIDAD	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
ESTADO	1 105 059	583 785	611 274
MUNICIPIO	60 258	29 645	30 613
YAUTEPEC DE ZARAGOZA	29 110	14 192	14 918
LA JOYA	8 935	4 455	4 480
COCOYOC	7 094	3 467	3 627
OAXTEPEC	4 699	2 317	2 382
LOS ARCOS	2 608	1 273	1 336
OACALCO	2 209	1 098	1 111
LAZARO CARDENAS	779	389	390
IGNACIO BASTIDA	672	341	331
LA NOPALERA	562	263	299
SAN ISIDRO	548	282	266
FLORES MAGON	497	275	222

Al 12 de marzo de 1990
(En porcentaje)

Figura 3.8 Población total por principales localidades

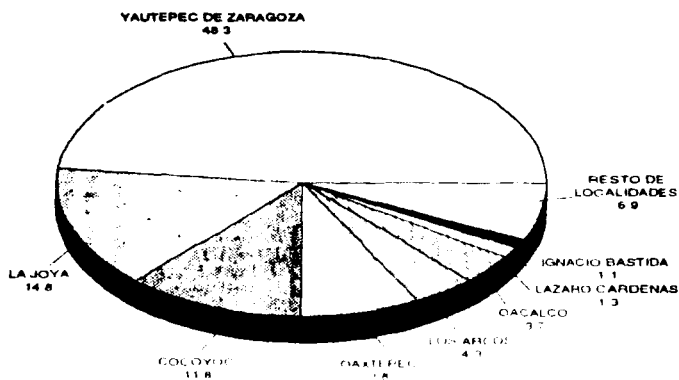
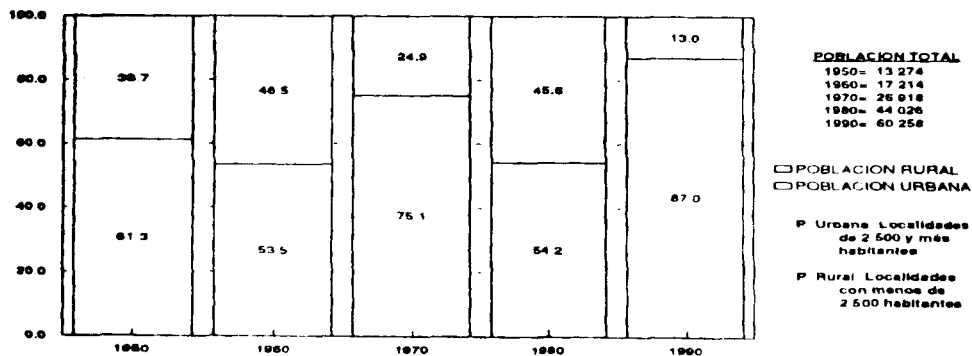


Figura 3.9 Población urbana y rural 1950-1990 en porcentaje



FUENTE "Muestreo, Resultados Definitivos. VII, VIII, IX, X y XI Censos Generales de Población y Vivienda, 1950, 1960, 1970, 1980 y 1990". INEGI.

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MEDIO FÍSICO Y SOCIOECONÓMICO

3.2.2 Nivel de vida

De acuerdo con datos censales de 1990, la localidad de Yautepec de Zaragoza contaba con 6134 viviendas habitadas, un promedio de 4.7 habitantes por vivienda (ver Tabla 3.8). En cuanto a salud y asistencia social, para 1991 solamente 12793 habitantes contaban con ISSSTE o IMSS de un total de 60258 habitantes en el municipio, mientras que para 1994 aumentó la población con este servicio a 21165 habitantes (ver Tabla 3.9). Con respecto a educación, la Tabla 3.10 muestra que de una población municipal de 52842 (mayor de 5 años), para 1990 asistieron a la escuela 18168, mientras que 33920 no lo hicieron; el resto no es especificado. En la Figura 3.10 se observa que solo el 46.4 % de la población llega a una instrucción postprimaria y el resto no la tiene o se queda antes de terminar primaria o al terminar. De lo anterior se observa que para 1990 el 87.7% de la población del municipio de Yautepec era alfabeta (ver Figura 3.11). Por otra parte, de una población censada en 1990 mayor de 12 años se tiene que 16951 habitantes se clasifican como ocupados, 623 desocupados, 23017 habitantes inactivos, y 491 habitantes no especificados (ver Tabla 3.11). También puede observarse en la Figura 3.12, que la mayor parte de los ingresos de los habitantes del municipio oscila entre uno y dos salarios mínimos, y que la población económicamente activa que más contribuye al municipio está entre los 20 y 24 años de edad (ver Tabla 3.12).

VIVIENDA

LOCALIDAD	VIVIENDAS HABITADAS		OCUPANTES EN VIVIENDAS PARTICULARES	PROMEDIO DE OCUPANTES POR VIVIENDA PARTICULAR
	TOTAL	PARTICULARES		
ESTADO	246 373 a/	246 204	1 188 159	4.8
MUNICIPIO	12 629	12 626	60 250	4.8
YAUTEPEC DE ZARAGOZA	6 134	6 132	29 106	4.7
LA JOYA	1 835	1 835	8 935	4.9
COCOYOC	1 519	1 519	7 094	4.7
OAXTEPEC	1 015	1 014	4 695	4.6
RESTO DE LOCALIDADES	2 126	2 126	10 420	4.9

a/ Estas cifras incluyen las viviendas sin información de ocupantes.

FUENTE: Morelos. Resultados Definitivos. Datos por Localidad (Integración Territorial). XI Censo General de Población y Vivienda 1990. INEGI.

Tabla 3.8 Total de viviendas habitadas, viviendas particulares y ocupantes según principales localidades al 12 de marzo de 1990

SALUD Y ASISTENCIA SOCIAL

Tabla 3.9 Población derechohabiente según institución 1991-1994

INSTITUCIÓN	ESTADO			MUNICIPIO		
	TOTAL	ASEGURADOS O TRABAJADORES	FAMILIARES PENSIONADOS Y DEPENDIENTES	TOTAL	ASEGURADOS O TRABAJADORES	FAMILIARES PENSIONADOS Y DEPENDIENTES
1991						
TOTAL	483 363	ND	ND	12 793	3 768	9 025
IMSS	403 662	ND	ND	9 262	2 926	6 356
ISSSTE	79 701	ND	ND	3 531	842	2 669
1994						
TOTAL	689 966	ND	ND	21 165	ND	ND
IMSS	436 518	ND	ND	16 483	ND	ND
ISSSTE	153 448	49 103	104 345	4 682	1 121	3 661

a/ Al 31 de diciembre de cada año.

FUENTE: IMSS. Delegación en el Estado. Coordinación Delegacional de Planeación e Información Médica. ISSSTE. Delegación en el Estado. Subdelegación Médica. Oficina de Apoyo Técnico.

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MEDIO FÍSICO Y SOCIOECONÓMICO

EDUCACION

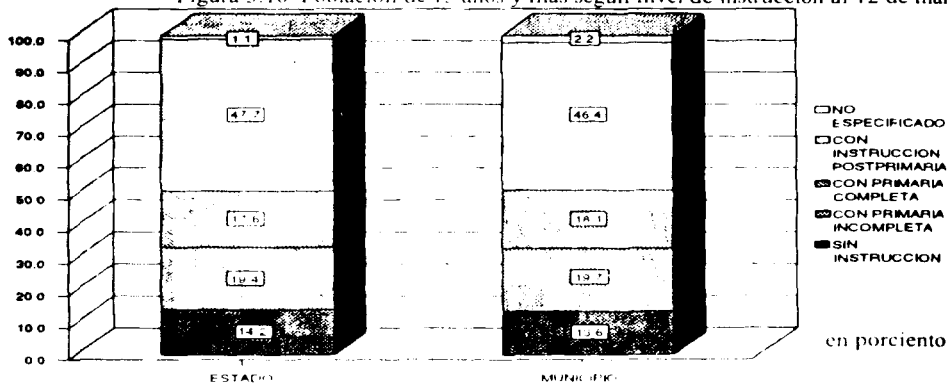
Tabla 3.10 Población de 5 años y más por condición de asistencia a la escuela y sexo según edad

EDAD	TOTAL	ASISTEN		NO ASISTEN		NO ESPECIFICADO	
		HOMBRES	MUJERES	HOMBRES	MUJERES	HOMBRES	MUJERES
ESTADO							
TOTAL	1 048 065	176 745	178 032	327 942	356 349	4 199	4 798
5 AÑOS	30 039	8 561	8 470	5 807	5 463	881	857
6 AÑOS	30 198	12 143	12 378	2 742	2 634	162	139
7 AÑOS	29 627	14 043	13 168	1 113	1 053	129	121
8 AÑOS	31 552	15 055	14 783	795	767	80	72
9 AÑOS	30 132	14 400	14 284	677	645	69	57
10 AÑOS	31 557	15 261	14 562	838	808	45	43
11 AÑOS	28 171	13 364	13 148	810	751	50	48
12 AÑOS	32 296	14 690	14 208	1 655	1 650	57	36
13 AÑOS	30 180	12 534	12 698	2 213	2 541	45	49
14 AÑOS	31 637	11 905	12 169	3 645	3 817	58	46
15-19 AÑOS	145 197	30 716	34 403	39 781	39 551	369	377
20-24 AÑOS	112 583	8 039	8 084	44 133	51 577	334	418
25 AÑOS Y MAS	484 896	6 034	6 677	223 633	245 092	1 822	2 538
MUNICIPIO							
TOTAL	52 842	9 071	9 097	16 429	17 491	337	417
5 AÑOS	1 625	455	416	300	278	83	93
6 AÑOS	1 545	608	621	153	127	23	13
7 AÑOS	1 602	797	673	48	61	17	6
8 AÑOS	1 670	813	778	39	25	8	7
9 AÑOS	1 528	725	737	31	28	5	2
10 AÑOS	1 674	821	763	35	45	4	6
11 AÑOS	1 453	729	640	41	33	6	4
12 AÑOS	1 749	786	789	82	88	3	1
13 AÑOS	1 623	654	737	95	128	6	5
14 AÑOS	1 646	631	653	190	166	3	3
15-19 AÑOS	7 250	1 480	1 773	1 955	1 992	24	26
20-24 AÑOS	5 545	333	279	2 263	2 611	20	39
25 AÑOS Y MAS	23 934	239	238	11 197	11 913	135	212

FUENTE: "Morelos, Resultados Definitivos, XI Censo General de Población y Vivienda, 1990" INEGI

al 12 de marzo de 1990

Figura 3.10 Población de 15 años y más según nivel de instrucción al 12 de marzo de 1990

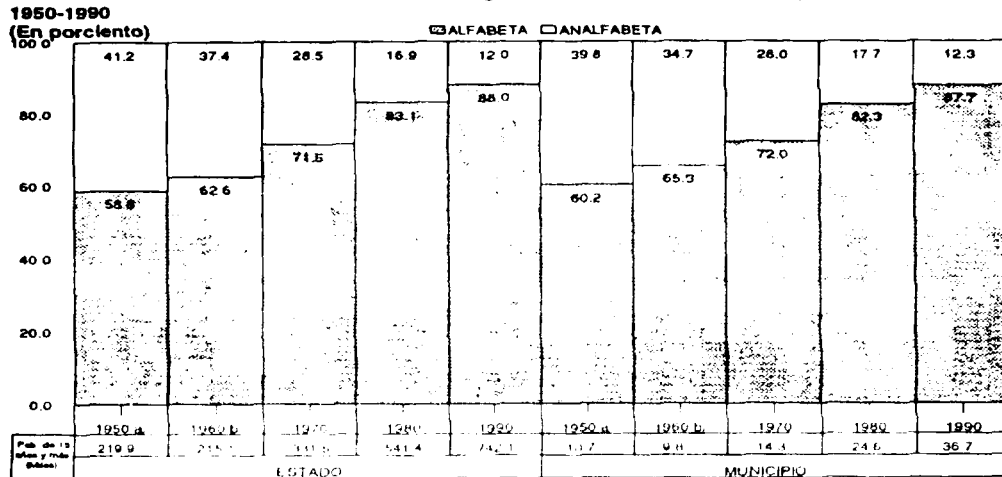


FUENTE: "Morelos, Resultados Definitivos, XI Censo General de Población y Vivienda, 1990" INEGI

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MEDIO FÍSICO Y SOCIOECONÓMICO

Figura 3.11 Población de 15 años y más alfabeta y analfabeta



a/ Se refiere a la población de 5 años y más.

b/ No incluye a la población de edad "No especificada".

FUENTE: "Morelos, Resultados Definitivos VII, VIII, IX, X y XI Censos Generales de Población y Vivienda 1950, 1960, 1970, 1980 y 1990". INEGI

EMPLEO Y SALARIOS

Tabla 3.11 Población de 12 años y más por condición de actividad según sexo 1980-1990

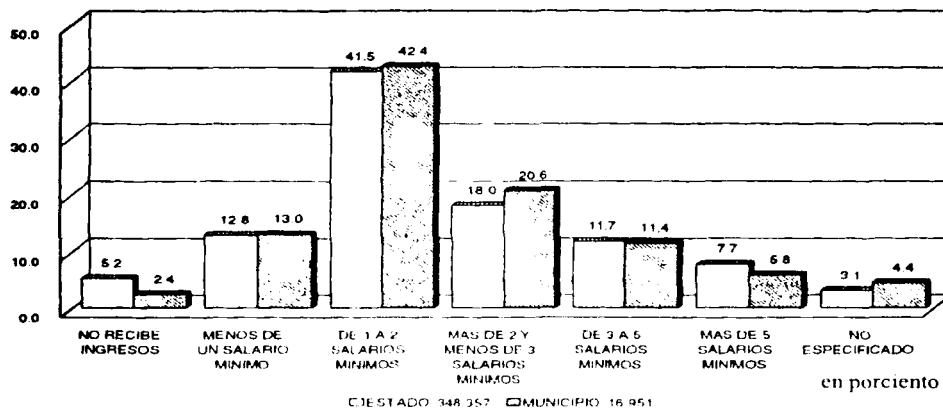
SEXO	TOTAL	POBLACION ECONOMICAMENTE ACTIVA		POBLACION ECONOMICAMENTE INACTIVA	NO ESPECIFICADO
		OCUPADOS	DESOCUPADOS a/		
1980					
ESTADO	518 776	301 733	2 105	314 938	-
HOMBRES	303 324	219 305	1 491	82 528	-
MUJERES	315 452	82 428	614	232 410	-
MUNICIPIO	28 124	13 132	89	14 803	-
HOMBRES	13 865	ND	ND	3 844	-
MUJERES	14 259	ND	ND	11 059	-
1990					
ESTADO	836 789	348 357	11 456	466 700	10 276
HOMBRES	401 661	280 347	9 368	127 530	4 616
MUJERES	434 928	68 010	2 088	339 170	5 660
MUNICIPIO	41 747	16 951	623	23 017	1 156
HOMBRES	20 096	12 830	521	6 154	491
MUJERES	21 651	4 021	102	16 863	665

a/ Para 1980 comprende a la población de 12 años y más que nunca ha trabajado

Para 1990 comprende a la población de 12 años y más que durante la semana del 6 al 11 de marzo no tenía trabajo pero lo buscó activamente.

FUENTE: "Morelos, Resultados Definitivos X y XI Censos Generales de Población y Vivienda 1980 y 1990". INEGI

Figura 3.12 Población ocupada según nivel de ingreso mensual al 12 de marzo de 1990



FUENTE: "Morelos. Resultados Definitivos XI Censo General de Población y Vivienda, 1990". INEGI.

Tabla 3.12 Población económicamente activa por sexo según grupo quinquenal de edad 1980-90

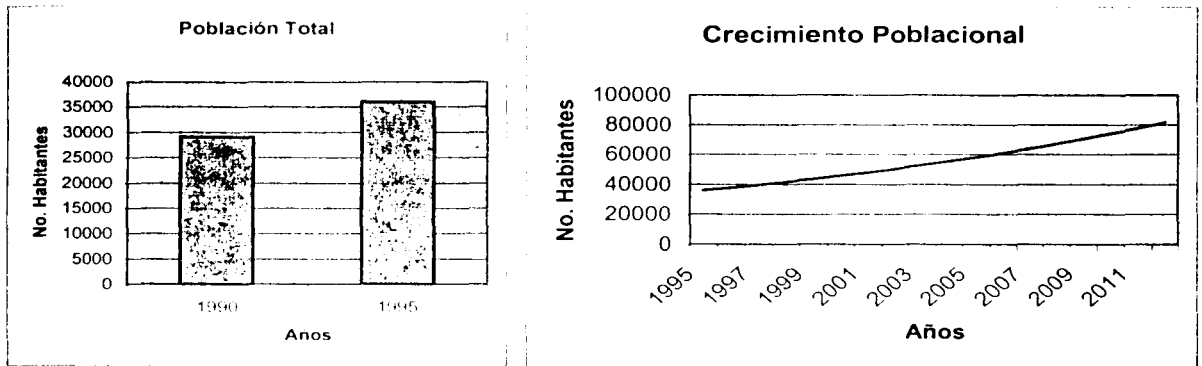
GRUPO DE EDAD	ESTADO			MUNICIPIO		
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
1980						
TOTAL	303 838	220 796	83 042	13 221	10 021	3 200
12-14 AÑOS	8 819	5 766	3 053	360	221	139
15-19 AÑOS	39 253	26 898	12 355	1 674	1 211	463
20-24 AÑOS	60 318	34 915	18 402	2 096	1 525	571
25-29 AÑOS	42 355	30 876	11 479	1 789	1 348	441
30-34 AÑOS	33 757	25 131	8 626	1 426	1 128	298
35-39 AÑOS	30 088	22 247	7 841	1 358	1 070	288
40-44 AÑOS	24 645	18 411	6 234	1 102	838	264
45-49 AÑOS	21 545	16 105	5 440	956	736	220
50-54 AÑOS	16 238	12 318	3 917	749	591	158
55-59 AÑOS	12 808	9 983	2 845	589	457	132
60-64 AÑOS	7 493	5 898	1 795	363	278	77
65 AÑOS Y MAS	16 322	12 268	4 054	789	620	149
1990						
TOTAL	359 813	269 715	90 098	17 574	13 451	4 123
12-14 AÑOS	5 836	4 352	1 484	299	217	82
15-19 AÑOS	45 701	32 971	12 730	2 296	1 633	663
20-24 AÑOS	68 193	40 888	17 308	2 820	2 074	746
25-29 AÑOS	62 834	38 906	13 928	2 543	1 953	590
30-34 AÑOS	47 044	34 481	12 563	2 256	1 675	581
35-39 AÑOS	41 181	30 919	10 262	2 035	1 572	463
40-44 AÑOS	30 014	22 936	7 078	1 475	1 163	312
45-49 AÑOS	24 237	18 941	5 296	1 133	847	286
50-54 AÑOS	18 053	14 555	3 498	873	716	157
55-59 AÑOS	14 045	11 665	2 380	648	550	98
60-64 AÑOS	9 973	8 375	1 598	518	438	78
65 AÑOS Y MAS	12 702	10 749	1 953	880	573	107

FUENTE: "Morelos. Resultados Definitivos X y XI Censos Generales de Población y Vivienda, 1980 y 1990". INEGI.

3.2.3 Crecimiento urbano

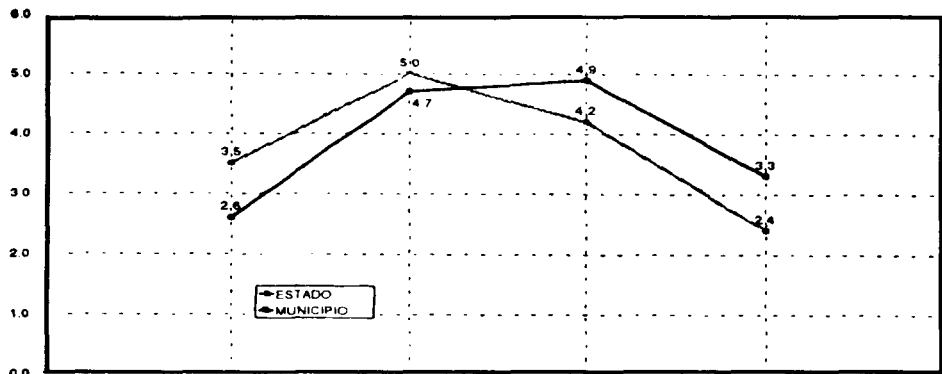
La tasa de crecimiento promedio anual registrada para el año de 1995, fue de 4.93%. Las Figuras 3.13 y 3.14 muestran gráficamente el comportamiento de este crecimiento, tanto de 1990 a 1995, como el esperado de 1995 al 2012, considerando para el presente proyecto, de acuerdo al tamaño de población y situación económica, un periodo de diseño de 15 años a partir de 1998 y la tasa de crecimiento registrada en 1995 de 4.93% para el cálculo poblacional. En la Figura 3.15 se observan las diferentes tasas de crecimiento que se tuvieron desde 1950. Asimismo, la Tabla 3.13 muestra que durante 1993 se presentaron 2020 nacimientos en el municipio de Yautepéc, mientras que se daban 364 defunciones solamente, es decir, la natalidad es mayor que la mortandad.

Figuras 3.13 Y 3.14 Comportamiento del crecimiento poblacional de 1990-1995



Fuente: Datos poblacionales del INEGI conteo 1995

Figura 3.15 Tasas de crecimiento media anual intercensal a/1950-1990



a/ Expresa el ritmo de crecimiento de la población que radica en una determinada unidad geográfica, durante un cierto periodo. Se estimó como:

$$\text{Tasa de Crec. media anual} = \left[\left(\frac{\text{Pob. al final del periodo}}{\text{Pob. al inicio del periodo}} \right)^{1/\text{No. años considerados}} - 1 \right] \times 100$$

FUENTE: Cuadro 3.6

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MEDIO FÍSICO Y SOCIOECONÓMICO

Tabla 3.13 Nacimientos, defunciones generales y de menores de un año, matrimonios y divorcios 1988-1993

CONCEPTO	1988		1993	
	ESTADO	MUNICIPIO	ESTADO	MUNICIPIO
NACIMIENTOS	39 721	1 938	37 714	2 020
HOMBRES	20 139	977	19 226	1 024
MUJERES	19 578	961	18 487	996
NO ESPECIFICADO	4	-	1	1
DEFUNCIONES GENERALES	5 973	325	6 390	333
HOMBRES	3 410	196	3 709	192
MUJERES	2 542	128	2 674	140
NO ESPECIFICADO	21	1	7	1
DEFUNCIONES DE MENORES DE UN AÑO	714	44	673	31
HOMBRES	424	25	377	22
MUJERES	284	18	296	9
NO ESPECIFICADO	6	1	-	-
MATRIMONIOS	10 398	357	10 169	468
DIVORCIOS	943	33	409 P/	23 P/

NOTA La información de nacimientos y defunciones toma en cuenta la residencia habitual de las personas sujetas de cada hecho vital. Para matrimonios y divorcios se considera al lugar de registro.

FUENTE INEGI. Dirección Regional Centro Sur, Subdirección de Estadística.

3.2.4 Servicios

Para el censo de 1990 del INEGI, el Ayuntamiento de Yautepec contaba con datos estadísticos generales de agua potable, alcantarillado, energía eléctrica y algunos otros. Estos datos son de suma importancia, ya que tienen un efecto importante al considerarlos en la etapa de diseño del proyecto. Como se puede observar en la Figura 3.16, solo el 63.3% de las viviendas en el municipio de Yautepec contaban con drenaje, mientras que el 90.3% contaban con agua entubada, es decir, que existen dos déficits importantes que al comparar con los cálculos técnicos respectivos de gasto de agua en el proyecto, podrían explicar las notables variaciones o discordancias. Por un lado, no toda la población recibe agua potable entubada y por otro, de esta población que sí recibe el agua entubada, no toda tiene drenaje, es decir, no toda la población descarga el agua hacia un colector común ya que no cuenta con drenaje, siendo esto motivo de contaminación ambiental y foco de posibles enfermedades. Por otro lado, la Tabla 3.15 muestra la escasez de plantas de tratamiento que hagan frente a esta grave contaminación tanto de los acuíferos como de los ríos cercanos. Se puede observar que para 1994 sólo existían 3 plantas en servicio para por lo menos 8 localidades importantes que hay en el municipio, es decir, no existía una planta por localidad que pudiera tratar sus aguas residuales. Por último, la Figura 3.17 muestra las principales vías de comunicación con que cuenta la localidad en estudio para éste proyecto. Partiendo de la ciudad de Cuernavaca se puede arriivar tomando la carretera federal número 138 hacia Yautepec-Cuautla, y también se encuentran cercanas las carreteras estatales números 34 y 28 así como una vía férrea que va de Tlucmán a Cuautla.

Tabla 3.14 Localidades que cuentan con servicios básicos 1988-1994

SERVICIO	TOTAL
1988	
AGUA POTABLE	46
ALCANTARILLADO	25
ENERGÍA ELÉCTRICA	46
1994	
AGUA POTABLE	56
ALCANTARILLADO	26
ENERGÍA ELÉCTRICA	56

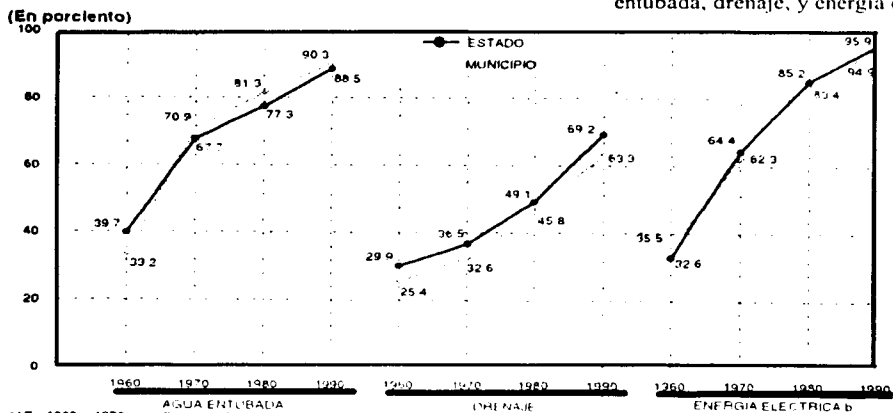
a/ Al 31 de diciembre de cada año
FUENTE: H. Ayuntamiento Municipal de Yautepec.

1994 Tabla 3.15 Plantas de tratamiento de aguas residuales en uso y volumen tratado según tipo de servicio

TIPO DE SERVICIO	TOTAL	PLANTAS DE TRATAMIENTO					VOLUMEN TRATADO (litros cúbicos por año)
		TANQUES DE SEDIMENTACIÓN	LOCOS ACTIVADOS	BIODISCOS	BIOLOGICOS	OTRAS ^a	
ESTADO	37	8	6	8	4	11	ND
PUBLICO	26	8	6	1	2	11	24 366 290
PRIVADO	9	-	-	7	2	-	ND
MUNICIPIO	3	-	1	1	-	1	ND
PUBLICO	2	-	1	-	-	1	567 648
PRIVADO	1	-	-	1	-	-	ND

a/ Comprende filtros rotatorios, filtros percoladores, lagunas de oxidación y estanques de proceso anaeróbico
FUENTE: CNA Gerencia Estatal, Subgerencia de Agua Potable y Saneamiento, Residencia General de Infraestructura Hidroagrícola

Figura 3.16 Viviendas particulares habitadas que disponen de agua entubada, drenaje, y energía eléctrica 1980-1990

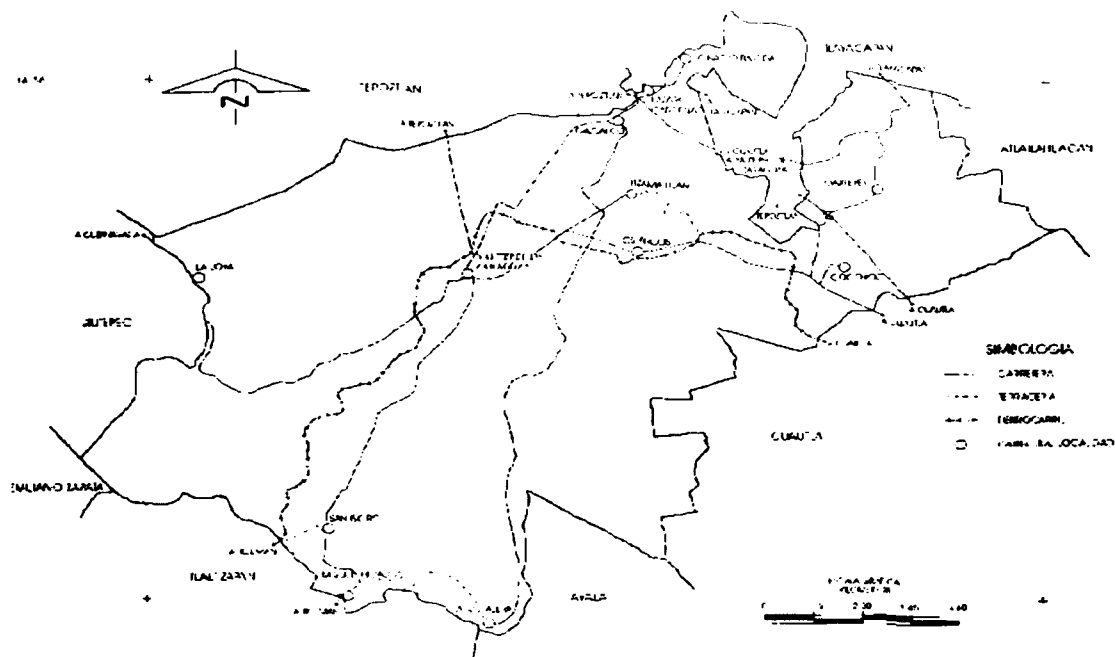


a/ En 1960 y 1970 se refiere al total de las viviendas.

b/ Para 1960 no se captó esta información por lo que se consideraron las viviendas con radio y/o televisión.

FUENTE: Morelos, Resultados Definitivos VIII, IX, X y XI Censos Generales de Población y Vivienda, 1960, 1970, 1980 y 1990. INEGI.

Figura 3.17 Infraestructura para el transporte



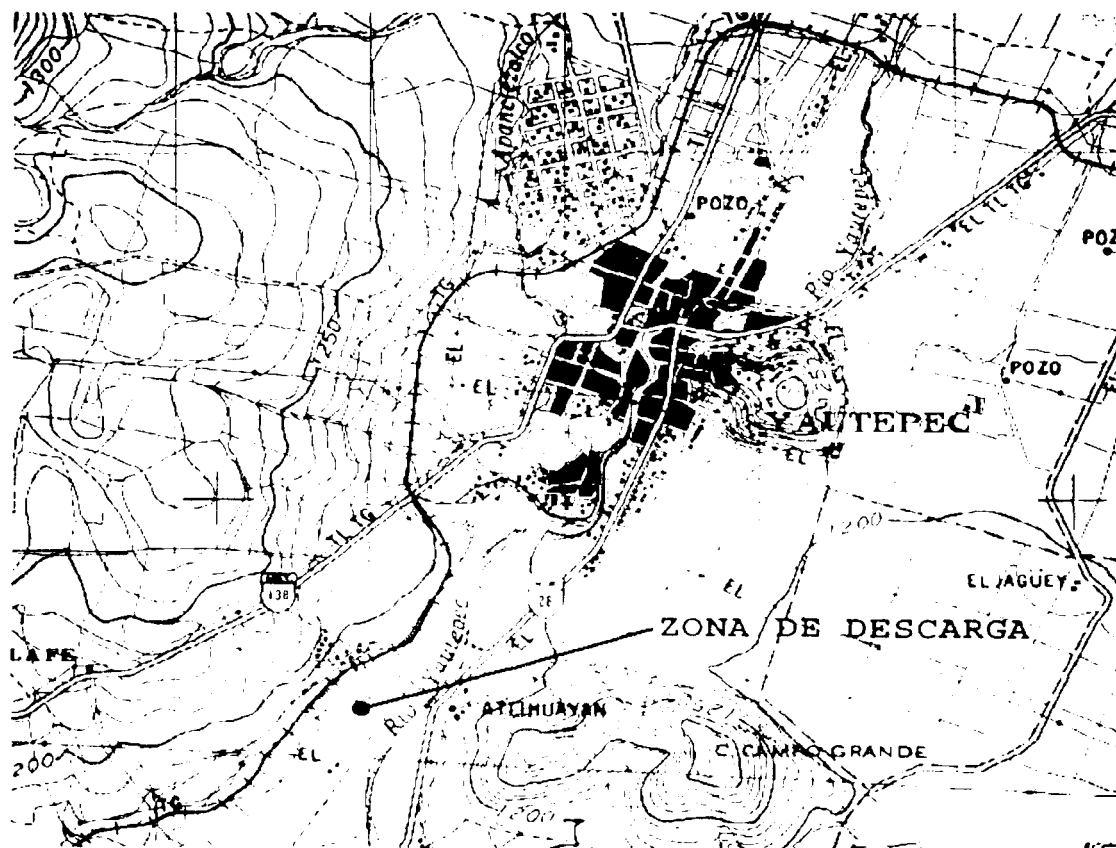
FUENTE: CONSED, Carta Topográfica, 1:50,000.

Gobierno del Estado, Secretaría de Planeación y Desarrollo Estatal. Geografía Física del Estado de Morelos, 1993.

3.3 Zonas de descarga

Es de suma importancia la localización actual de la zona de descarga del colector principal del drenaje que viene de la población de Yautepec de Zaragoza, ya que de éste dato se desprenderá la localización o ubicación de la planta de tratamiento. Así pues se tiene que después de haber realizado una visita al sitio como parte del presente trabajo, se determinó que la zona de descarga se ubica hacia el suroeste y en las afueras del poblado de Yautepec de Zaragoza, teniendo cercano el Río Yautepec (ver Figura 3.18), donde actualmente se descarga sin ningún tipo de tratamiento. Así pues, en este punto será donde se ubique como mejor opción la planta de tratamiento. Sin embargo, es muy importante que en un futuro se considere el llevar hasta este mismo punto el resto de los colectores, considerando que actualmente y como antes se mencionó, sólo el 63.3% de Yautepec cuenta con alcantarillado. Es conveniente mencionar que al punto de descarga se puede llegar por la carretera federal 138 proveniente de Cuernavaca y que el punto se ubica entre esta última vía de comunicación y la carretera estatal numero 28, estando conectadas ambas por una brecha de terracería que cruza actualmente a través de campos de cultivo de rosales y milpas, pudiendo en un futuro ser opciones potenciales de reuso del agua.

Figura 3.18 Localización de la zona de descarga del colector principal del drenaje



3.4 Tenencia de la tierra

El municipio cuenta con una superficie aproximada de 202.93 kilómetros cuadrados, de los cuales en forma general se utilizan: 9,006 hectáreas para uso agrícola y 5,816 hectáreas para uso pecuario. En cuanto a la tenencia de la tierra, se puede dividir en: 10,555 hectáreas de propiedad ejidal, 2,265 de propiedad comunal y 3,068 hectáreas de propiedad privada. Las Figuras 3.19 y 3.20 muestran que en el punto de ubicación de la planta de tratamiento se tiene un uso potencial del suelo de moderado a intenso para agricultura y como antes se mencionó, actualmente se cultivan rosales y milpas, mientras que acerca de otros cultivos el lector se puede referir la Tabla 3.17. Por último, en cuanto a ganadería, como se muestra en la Tabla 3.16, la mayor población es representada por la crianza de aves, tanto gallinas, guajolotes, gallos y patos.



Figura 3.19

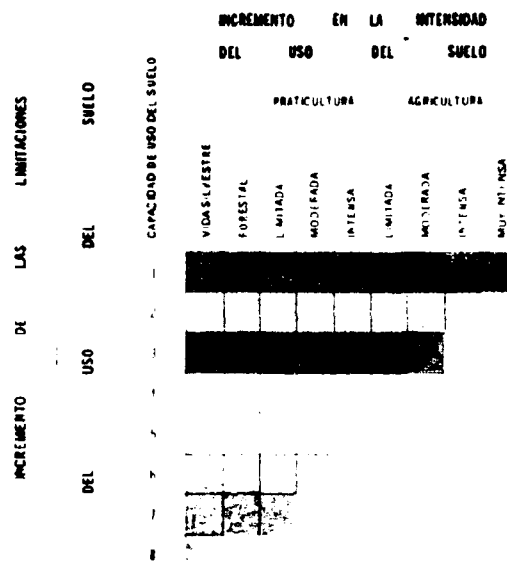


Figura 3.20

GANADERIA

Tabla 3.16 Población pecuaria 1988-1994 a/ (cabezas)

ESPECIE	1988		1994	
	ESTADO	MUNICIPIO	ESTADO	MUNICIPIO
BOVINO	163 625	5 873	118 300	4 300
PORCINO	180 282	6 057	26 900	3 153
OVINO	19 642	108	36 515	197
CAPRINO	70 420	1 874	42 900	1 137
EQUINO	4 130	172	26 417	1 511
AVES b/	4 219 726	473 251	28 999 105	2 877 667
ABEJAS c/	40 291	4 618	57 000	2 282

a/ Al 31 de diciembre de cada año.

b/ Incluye gallinas, pollos, guajolotes, gallos y patos.

c/ Se refiere a colmenas.

FUENTE: Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Delegación en el Estado, Subdelegación de Ganadería.

AGRICULTURA

 Tabla 3.17 Superficie sembrada en el año agrícola por disponibilidad de agua
 Según tipo de cultivo y principales cultivos 1988/89-1993/94

TIPO Y CULTIVO	ESTADO			MUNICIPIO		
	TOTAL	RIEGO	TEMPORAL	TOTAL	RIEGO	TEMPORAL
1988/89						
TOTAL	145 063	55 247	89 816	7 997	4 515	3 482
CULTIVOS CICLICOS	117 379	31 716	85 663	5 078	1 596	3 482
SORGO GRANO	37 393	1 873	35 520	2 992	535	2 457
MAIZ	45 247	11 028	34 219	958	454	504
TOMATE CASCARA	3 503	1 638	1 865	158	157	1
CALABACITA	1 527	1 516	11	99	99	-
RESTO DE CULTIVOS CICLICOS	29 709	15 661	14 048	871	351	520
CULTIVOS PERENNES a/	27 684	23 531	4 153	2 919	2 919	-
CANA DE AZUCAR	21 399	21 399	-	2 632	2 632	-
RESTO DE CULTIVOS PERENNES	6 285	2 132	4 153	287	287	-
1993/94						
TOTAL	126 131	45 002	81 129	5 187	2 763	2 424
CULTIVOS CICLICOS	107 220	26 529	78 691	3 494	1 070	2 424
MAIZ	55 078	10 513	44 565	2 744	494	2 250
GLADIOLA	412	408	4	159	159	-
ARROZ	2 564	2 564	-	87	87	-
TOMATE CASCARA	1 910	834	1 076	73	73	-
RESTO DE CULTIVOS CICLICOS	47 256	14 210	33 046	431	257	174
CULTIVOS PERENNES a/	20 911	16 473	4 438	1 693	1 693	-
CANA DE AZUCAR	14 233	14 233	-	1 313	1 313	-
RESTO DE CULTIVOS PERENNES	6 678	2 240	4 438	380	380	-

NOTA: El año agrícola es el periodo que resulta de la adición del ciclo otoño-invierno con el ciclo primavera-verano y el de los cultivos perennes. En cuanto al ciclo otoño-invierno, inicia su periodo de siembra en el mes de octubre de un año y termina en febrero del año siguiente, sin embargo, debido a los intercisos, el cierre de siembras se realiza hasta el mes de marzo. Su periodo de cosecha se inicia generalmente desde el mes de enero hasta el mes de septiembre de ese mismo año.

El ciclo primavera-verano inicia su periodo de siembra en marzo, cuando se cierran las de otoño-invierno, y termina en el mes de septiembre del mismo año. Las cosechas de este ciclo agrícola se levantan a partir del mes de julio y terminan en marzo del siguiente año.

Por lo que respecta a la cosecha de los cultivos perennes de 1988 y 1994, también quedó contabilizada en el año agrícola de referencia.

Además, las cifras pueden diferir respecto a otras publicaciones debido a los ajustes realizados por la fuente.

a/ Para estos cultivos se refiere a "superficie plantada".

FUENTE: Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Delegación en el Estado, Unidad de Planeación.

CAPÍTULO IV

Características de las aguas residuales

Este capítulo tiene por objeto el establecer y explicar los parámetros que caracterizan un agua residual doméstica típica, los cuales servirán posteriormente para la determinación de la calidad con que el influente descargará el agua proveniente de Yautepec a la planta de tratamiento, determinar qué proceso conviene para su tratamiento y, de acuerdo a normas de calidad del agua tratada, con qué calidad deberá producirse el efluente. Asimismo, quedarán establecidos cálculos básicos como lo son el gasto, la población esperada a futuro para el diseño posterior de la planta, así como una comprobación en campo del gasto actual del emisor. Por último se detallarán los aprovechamientos actuales de las descargas así como las opciones de reúso del agua ya tratada.

4.1 Calidad media de las aguas residuales

El diseño de los procesos y operaciones unitarias para el tratamiento de las aguas residuales está basado, en las características del agua a ser tratada, por lo tanto, es importante el conocimiento de sus características físicas, químicas y biológicas.

Los principales contaminantes que modifican la calidad natural de las corrientes de agua son: materia orgánica, que ocasiona la disminución del oxígeno disuelto; nutrientes, que provocan eutroficación; grasas y aceites, que ocluyen las agallas de los peces y disminuyen la transferencia de oxígeno; organismos patógenos, metales pesados, detergentes y plaguicidas, que afectan a la salud humana, a la flora y fauna acuáticas. El cuadro 4.1 muestra las principales características, de acuerdo a parámetros contaminantes, de las aguas residuales urbanas, mientras que la figura 4.1 muestra en forma resumida la composición de las aguas residuales domésticas.

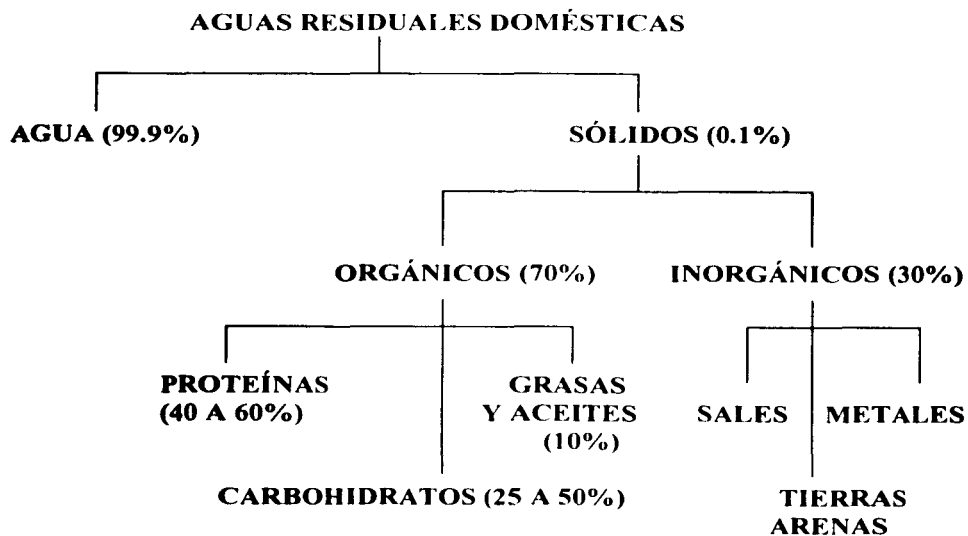


Figura 4.1 Composición típica de las aguas residuales domésticas

Tabla 4.1 Características del agua residual doméstica típica.

PARÁMETRO mg/lt	CONTAMINACIÓN FUERTE	CONTAMINACIÓN MEDIA	CONTAMINACIÓN LIGERA
Sólidos totales	1000	500	200
Volátiles	700	350	120
Fijos	300	150	80
Sólidos suspendidos Totales	500	300	100
Volátiles	400	250	70
Fijos	100	50	30
Sólidos disueltos Totales	500	200	100
Volátiles	300	100	50
Fijos	200	100	50
D.B.O. ₅ a 10°C	300	200	100
Oxígeno Consumido	150	75	30
Oxígeno Disuelto	0	0	0
Nitrógeno Total	86	50	25
Orgánico	35	20	10
Amoniaco libre	50	30	15
Nitritos (NO ₂)	0.10	0.05	0.00
Nitratos (NO ₃)	0.40	0.20	0.10
Cloruros	175	100	15
Alcalinidad	200	100	50
Grasas	40	20	0

Fuente: Apuntes de tratamiento de aguas residuales Ing. Rafael López Ruiz.

Los parámetros mencionados en la Tabla 4.1 pueden dividirse en tres categorías: físicos, químicos y biológicos, los cuales se explican a continuación.

Parámetros físicos

SÓLIDOS TOTALES. El material que arrastran las aguas residuales. Desde el punto de vista analítico los sólidos totales se definen como el residuo que permanece después de haber evaporado el agua entre 103 y 105°C.

SÓLIDOS SEDIMENTABLES. Sólidos en suspensión que pueden llegar a sedimentar en condiciones de reposo, debido a la influencia de la gravedad.

SÓLIDOS SUSPENDIDOS O NO FILTRABLES. Son componentes de los totales, cuyo tamaño es menor de 10 micras (10^{-2} mm).

SÓLIDOS DISUELTOS O FILTRABLES. Son componentes de los totales. Incluyen partículas del tamaño de iones y moléculas que pasan por un filtro menor de 10^{-6} mm.

SÓLIDOS FIJOS Y VOLÁTILES. A 600°C, la fracción orgánica de los sólidos suspendidos o disueltos se oxida, convirtiéndose en gas (sólidos volátiles) y la orgánica permanece como ceniza (sólidos fijos).

TEMPERATURA. Es una medida relativa de la cantidad de calor contenida en el agua residual. Usualmente la temperatura de las aguas residuales es mayor que la del agua del abastecimiento, ya que recibe calor por los usos.

La temperatura es importante porque afecta a la fauna y flora acuáticas, a la velocidad de reacción bioquímica y la transferencia de gases. Por ejemplo, al aumentar la temperatura disminuye la solubilidad del oxígeno en el agua y también aumenta la velocidad de degradación de los compuestos orgánicos.

Temperaturas muy altas pueden fomentar el crecimiento de especies indeseables de plancton y hongos a los cuales los limitan las bajas temperaturas y que podrían incrementar el tiempo de tratamiento o el tamaño de la planta.

COLOR. El color de las aguas domésticas es generalmente una indicación de su edad, el agua residual doméstica presenta color gris cuando se acaba de generar, pero posteriormente se vuelve de color negro, debido a la actividad de los organismos anaerobios, que descomponen la materia orgánica y producen ácido sulfhídrico y metano. Las aguas residuales de la industria por ejemplo: textil, celulosa y papel, petrolera y petroquímica, pueden contener muchas sustancias colorantes.

OLOR. Los olores en las aguas residuales se deben a gases generados en la descomposición orgánica durante la actividad microbiana aerobia, por compuestos industriales y por las reacciones de los componentes cuyo tratamiento es por procesos químicos.

Parámetros químicos

PARÁMETROS QUÍMICOS ORGÁNICOS

La materia orgánica presente en las aguas residuales es de origen animal, vegetal y compuestos sintéticos orgánicos creados por el hombre. Como se observa en la figura 4.1, los principales grupos de sustancias orgánicas que se encuentran en las aguas residuales domésticas son las proteínas (40 a 60 %), carbohidratos (25 a 50%), y grasas y aceites (10%). Además, las aguas residuales contienen pequeñas cantidades de un gran número de moléculas orgánicas sintéticas, desde simples hasta estructuras extremadamente complejas como son los fenoles, detergentes, plaguicidas, entre otros.

Las proteínas son los constituyentes químicos más importantes de la materia viva. Son compuestos cuaternarios en los que predomina el carbono, el oxígeno, el nitrógeno y el hidrógeno (CHONA). Se comportarán como ácidos o bases según el pH del medio en que se encuentren, pueden flocular a un pH determinado llamado punto isoeléctrico.

Los glúcidos o azúcares se componen de tres elementos C H O , respondiendo a la fórmula general $C_m(H7O)$, de donde proviene el título de hidratos de carbono. Como ejemplos se tienen: la glucosa, el almidón, dextrina, glucógeno, celulosa, etcétera.

Los lípidos son ésteres de ácidos grasos y de alcoholes más o menos complejos, son sustancias grasosas de bajo punto de fusión. Pueden emulsionarse en el agua en la cual son en general insolubles. La presencia de materia orgánica no degradable, complica el tratamiento de las aguas residuales.

Para facilitar la detección de la materia orgánica se recurre a medir parámetros indirectos como son la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), demanda química de oxígeno (DQO) y el carbono orgánico total (COT).

DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO. La DBO, o demanda bioquímica de oxígeno, es el parámetro más usado para estimar el grado de contaminación orgánica en el agua. Su determinación implica medir la variación del oxígeno disuelto en el agua a través del tiempo debido a las reacciones bioquímicas involucradas en el metabolismo microbiano de la materia orgánica.

La DBO del agua residual da una idea de la biodegradabilidad de la materia orgánica, además sirve para calcular la cantidad de oxígeno necesario para estabilizar la materia orgánica mediante un tratamiento biológico. Este parámetro se emplea además para medir la eficiencia del tratamiento y es un índice importante de la calidad de los cuerpos de agua. Aunque la prueba para su determinación puede durar varios días, lo más común es tenerla a los 5 días y se indica como DBO₅.

DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO. Es otro parámetro que permite medir indirectamente el contenido de materia orgánica. El procedimiento se fundamenta en la oxidación de la materia orgánica mediante un oxidante químico fuerte, tal como el dicromato de potasio, en medio ácido, a alta temperatura y en presencia de sulfato de plata como catalizador.

La DQO es usualmente mayor que la DBO, ya que son oxidados químicamente una mayor cantidad de sustancias que en la forma bioquímica. Para muchos tipos de desechos la DQO se relaciona con la DBO; cuando se trata de desechos domésticos típicos la DQO es de 12 a 1.5 veces mayor que la DBO.

CARBONO ORGÁNICO TOTAL (COT). El contenido de carbono orgánico total es también una medida indirecta del contenido de materia orgánica. Su determinación se realiza mediante la combustión catalítica de muestras en un horno a alta temperatura y se mide el bióxido de carbono producido que es proporcional a la cantidad de carbono presente en la muestra. El contenido de bióxido de carbono se determina por espectrofotometría de infrarrojo.

PARÁMETROS QUÍMICOS INORGÁNICOS

La presencia y concentración de estas sustancias puede afectar a los organismos de las aguas receptoras por medio de limitantes del crecimiento o características tróficas. Las algas y plantas macroscópicas son capaces de utilizar las sustancias inorgánicas como sustrato en su metabolismo. Los elementos que mayormente se utilizan como metabolitos inorgánicos son carbón, amoníaco-nitrógeno y fósforo. Los nutrientes solos no son degradables en concentraciones normales; sin embargo, si las condiciones naturales lo permiten, son aprovechados para el crecimiento de algas o de otras plantas y causan el aumento de carga orgánica en los cuerpos receptores, creando una demanda del oxígeno del agua natural.

Carbón, nitrógeno y fósforo están presentes en las aguas naturales, en formas disponibles para la vida de las plantas. En la mayoría de las aguas naturales, el fósforo está presente en bajas concentraciones, menor que el nitrógeno o el carbono. Sin embargo, el fósforo se necesita en pequeñas concentraciones para sustentar el crecimiento de las algas.

pH es la medida de la acidez o basicidad del agua. Los valores de pH mayores de 7.5 y menores de 6.5 afectan a los microorganismos involucrados en el tratamiento biológico de las aguas residuales.

ALCALINIDAD. Es la medida del contenido de iones hidroxilo, bicarbonatos y carbonatos. Su efecto es limitante de la actividad biológica.

NITRÓGENO AMONIACAL. Es un nutriente biológico e interviene en el metabolismo bacteriano.
NITRATOS. Nutrientes biológicos.

FOSFATOS. Nutrientes biológicos.

METALES PESADOS. Indican contaminación industrial. Afectan el metabolismo microbiano por ser tóxicos.

OXÍGENO DISUELTO. Es una medida de la actividad biológica. Se requiere para la respiración de organismos aerobios, de importancia en el tratamiento de aguas residuales.

GASES. Los gases que se encuentran comúnmente en las aguas residuales crudas son: hidrógeno, oxígeno, bióxido de carbono, ácido sulfhídrico, amoníaco y metano. Aunque todos deben ser considerados en el diseño de los procesos de tratamiento, se debe poner atención a las concentraciones de oxígeno, ácido sulfhídrico y metano dentro de las aguas tratadas.

El oxígeno disuelto es necesario para todas las formas aerobias de vida aún dentro de las instalaciones o en las aguas receptoras. En ausencia de condiciones aerobias, (condiciones anaerobias), la oxidación proviene de la reducción de sales inorgánicas como los sulfatos, o a través de la formación de bacterias productoras de metano. Los productos finales, entre ellos el ácido sulfhídrico, son siempre muy desagradables. Para eliminar posibles condiciones molestas en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales y en las aguas naturales que reciben los afluentes, es importante que se mantenga un estado aerobio.

Parámetros biológicos

Los microorganismos que son de importancia en el tratamiento de aguas residuales son: bacterias, hongos, algas, protozoarios, rotíferos, crustáceos y virus. La degradación de la materia orgánica es el resultado de la vida de los microorganismos.

BACTERIAS. Son organismos unicelulares microscópicos cuyo tamaño varía de 0.5 a 6 micras, que se alimentan con material orgánico o inorgánico soluble. Conforme a la temperatura, las bacterias pueden ser criófilas, mesófilas y termófilas. El ámbito en que mejor funcionan se encuentra entre 12 y 18 °C para las primeras, de 25 a 40 °C para las segundas y 55 a 65 °C para las terceras.

Con respecto a su metabolismo las bacterias se clasifican en autótrofas si la fuente de carbon proviene de sustancias inorgánicas y heterótrofas si proviene de materia orgánica. Por otra parte las bacterias pueden ser aerobias, anaerobias y facultativas, en función de las necesidades de oxígeno para su respiración; las aerobias requieren oxígeno, las anaerobias no, y las facultativas viven en una y otra condición.

La presencia de organismos patógenos, o sea organismos que pueden causar daño a la salud de los seres humanos, se identifica mediante las bacterias del grupo coliforme y los estreptococos fecales que son los indicadores de contaminación bacteriológica del agua. Un indicador es un organismo que por su presencia demuestra que ha ocurrido la contaminación.

GRUPO COLIFORME. Incluye a todas las bacterias aerobias y anaerobias facultativas, gram negativas, no esporuladas, en forma de bacilo corto, que fermentan la lactosa con producción de gas en 24 horas a 35 °C. Este grupo heterogéneo no solo está presente en las heces humanas, sino que se encuentra en otros ambientes como son aguas residuales, aguas dulces superficiales, suelo y vegetación.

El grupo coliforme se subdivide en dos categorías: fecal y no fecal. Esta subdivisión se basa en la suposición de que *Escherichia coli* y otras cepas estrechamente relacionadas son de origen fecal, mientras que *Enterobacter aerogenes* y sus relativos más cercanos son de origen fecal directo.

GRUPO DE LOS ESTREPTOCOCOS FECALES. Indican una contaminación peligrosa y demuestran que ha ocurrido recientemente, ya que en aguas no contaminadas nunca se encuentran. Son característicos de la contaminación fecal y están presentes en las heces humanas y de animales de sangre caliente.

HONGOS. Son organismos multicelulares no fotosintéticos (su fuente de energía es diferente a la solar) y heterótrofos. La mayoría de los hongos son aerobios estrictos y tienen la propiedad de vivir a niveles de pH muy bajos, del orden de 2 unidades, y altos cercanos a 9, lo cual les hace ser importantes en el tratamiento de desechos industriales y en la digestión o composteo de desechos sólidos.

ALGAS. Son organismos unicelulares o multicelulares, autótrofos y fotosintéticos. Esta última propiedad tiene importancia en el tratamiento de aguas residuales, mediante lagunas de estabilización aerobias, puesto que en la reacción de fotosíntesis se libera oxígeno.

PROTOZOARIOS. Son organismos microscópicos usualmente unicelulares. Son en su mayoría aerobios, heterótrofos y utilizan las bacterias como fuente de energía al ingerirlas, con lo cual ejercen una acción de pulimento en los procesos biológicos.

ROTÍFEROS. Son organismos aerobios, heterótrofos y multicelulares. Son muy efectivos en el consumo de bacterias dispersas y pequeñas partículas de materia orgánica. Su presencia indica una alta eficiencia de remoción en los procesos aerobios biológicos.

CRUSTÁCEOS. También son organismos aerobios, heterótrofos y multicelulares; indican efluentes con bajos contenidos de materia orgánica y altas concentraciones de oxígeno disuelto.

VIRUS. Son organismos de tamaño menor, que solo pueden verse con el microscopio electrónico. Son parásitos obligados que requieren de un huésped (célula) para vivir y reproducirse. Dado que algunos virus producen enfermedades y son excretados con la materia fecal humana, se requiere eliminarlos usualmente mediante cloración de los efluentes de las plantas de tratamiento.

4.1.1 Caracterización de las aguas residuales de Yautepec

La Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996 establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, que en este caso se hará al Río Yautepec.

Los datos que se presentan en las Tablas 4.2 y 4.3 fueron obtenidos de muestreo y análisis de laboratorio realizados durante los meses de septiembre de 1998 y marzo de 1999. Uno de los periodos de muestreo corresponde a la época de lluvias. En la parte superior de cada columna se muestran los límites máximos permisibles de cada contaminante, de acuerdo a la Tabla 2 de la NOM 001 ECOL 1996 que se presentan en la Referencia 2.

Al comparar los datos de las Tablas 4.2 y 4.3 con la Tabla 4.1 que resume las principales características físicas, químicas y biológicas, en general se tiene una contaminación del agua residual de media a ligera en la mayoría de sus características, a excepción de la DBO con una temperatura media del agua de 10°C, la cual se considera de contaminación fuerte durante los meses secos del año, llegando a registrar 353.3 mg/l. En cuanto al pH del agua, se encuentra dentro de un rango permisible, con lo cual se asegura el buen funcionamiento del tratamiento biológico que se aplicará. Así pues en general se enfocará, el tratamiento, a la alta DBO que tiene el agua residual doméstica proveniente del municipio de Yautepec, atendiendo de igual forma a los parámetros secundarios de contaminación hasta obtener los niveles permisibles referidos con anterioridad.

CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

Tabla 4.2 Caracterización de las aguas residuales de Yautepec, Mor.

MES DE: SEPTIEMBRE DE 1998.

A LA DESCARGA DEL EMISOR

	150 mg/l	30 mg/l	40 mg/l	6.5-8.5	15 mg/l	5 mg/l	15 mg/l	2 Col/100 ml
Día	DQO	DBO	SST	pH	N	P	G y A	Coliformes
1	168		130	6.97				
2	229		404	7.03				
3	314		131	7				
4	175	218	135	7.26	19.50	8	19	3 E+17
5	241		63	6.93				
6	464		186	6.84				
7	319		304	7.11				
8	123		42	7.53				
9	220		133	6.86				
10	229		53	7.2				
11	163		80	6.93				
12	145		49	7				
13	256		89	6.23				
14	115		16	6.67				
15	124		163	6.7				
16	362		124	6.59				
17	133		135	7.24				
18	198	134.6	73	7.11	13.19	9.1	14	3 E+17
19	62		47	6.41				
20	51		46	6.84				
21	72		24	7.03				
22	123		24	7.03				
23	100		74	7.16				
24	146		35	7.29				
25	40		36	7.59				
26	150		23	7.23				
27	186		23	7.25				
28	86		40	7.03				
29	63		30	7.03				
30	41		84	7.12				

NOTAS

- 1 - La prueba de DBO, N, P, G y A y coliformes se realiza cada 15 días.
- 2 - Los valores anotados arriba de cada columna son los valores máximos permisibles de acuerdo a la Tabla 2 de la NOM 001 ECOL-1996.
- 3 - Se considero descarga a río para protección de vida acuática promedio mensual.

Tabla 4.3 Caracterización de las aguas residuales de Yautepec, Mor.

MES DE: MARZO DE 1999

A LA DESCARGA DEL EMISOR

	150 mg/l	30 mg/l	40 mg/l	6.5-8.5	15 mg/l	5 mg/l	15 mg/l	2 Col/100 ml
Día	DQO	DBO	SST	pH	N	P	G y A	Coliformes
1	418		121	7.17				
2	268		126	7.16				
3	368		142	7.44				
4	656.6	163.3	166	7.48	16.1	20	30	3 E+17
5	405		172	7.3				
6	368		160	7.2				
7	350		179	7.3				
8	613		146	6.91				
9	294		133	7.12				
10	425		163	7.49				
11	172		32	7.13				
12	614		20	6.93				
13	348		70	7.3				
14	350		152	7.25				
15	753		23	7.24				
16	292		43	7.29				
17	468		28	7.16				
18	59.4	144.4	16	7.19	46.1	21.6	15	3 E+17
19	321		378	7.16				
20	360		21	7.12				
21	360		23	7.2				
22	478		23	7.16				
23	113		236	7.56				
24	163		14	7.16				
25	169		65	7.15				
26	130		47	7.46				
27	360		23	7.25				
28	365		22	7.4				
29	365		14	7.48				
30	156		46	7.11				
31	364		18	6.99				

NOTAS

- 1 - La prueba de DBO, N, P, G y A y coliformes se realiza cada 15 días.
- 2 - Los valores anotados arriba de cada columna son los valores máximos permisibles de acuerdo a la Tabla 2 de la NOM 001 ECOL-1996.
- 3 - Se considero descarga a río para protección de vida acuática promedio mensual.

4.1.2 Parámetros de diseño

Considerando las Tablas 4.2 y 4.3, donde se muestran los resultados de la caracterización de las aguas residuales en cuestión, se tomarán en cuenta para el diseño los siguientes parámetros:

$DBO_5 = 353.3 \text{ mg/l}$

Sólidos suspendidos en líquido mezclado SSLM = 3000 mg/l

4.2 Gasto mínimo, medio, máximo y máximo extraordinario teóricos

El cálculo de la población de diseño para el 2012, considerando un periodo de diseño de 15 años a partir de 1998, se muestra en el cuadro 4.4 donde de acuerdo a la tasa de crecimiento promedio anual registrada durante el conteo de población de 1995, de 4.93%, se obtiene una población de diseño de 81517 habitantes, con la cual se calculó el gasto de diseño para ese mismo año. Se consideró para la obtención de la población, el método de la tasa de crecimiento promedio anual.

Tabla 4.4 Estimación de la población futura de acuerdo a la tasa de crecimiento promedio anual y cálculo de gastos teóricos medio, mínimo, máximo y máximo extr. por año.

APORTACION 250 l/hab/día	AÑO	POBLACIÓN No habitantes	QMEDIO l/s	QMIN l/s	M	QMAX l/s	QMAX.EXT l/s	
FACT.PREV. 1.5	1995	35971	104.08	52.04	2.40	249.83	374.75	
	1996	37744	109.21	54.61	2.38	259.95	389.92	
	1997	39605	114.60	57.30	2.36	270.46	405.70	
	1998	41558	120.25	60.12	2.34	281.40	422.10	
	TASA DE CRECIMIENTO ANUAL 1.0493 4.93%	1999	43606	126.18	63.09	2.32	292.77	439.15
		2000	45756	132.40	66.20	2.30	304.59	456.89
		2001	48012	138.92	69.46	2.28	316.88	475.33
		2002	50379	145.77	72.89	2.26	329.67	494.50
		2003	52863	152.96	76.48	2.24	342.96	514.44
		2004	55469	160.50	80.25	2.22	356.78	535.18
		2005	58204	168.41	84.21	2.20	371.16	556.74
		2006	61073	176.72	88.36	2.18	386.11	579.17
	2007	64084	185.43	92.71	2.17	401.67	602.50	
	2008	67243	194.57	97.28	2.15	417.84	626.76	
	2009	70558	204.16	102.08	2.13	434.67	652.00	
2010	74037	214.23	107.11	2.11	452.17	678.26		
2011	77687	224.79	112.39	2.09	470.38	705.57		
Gastos de diseño en (l/s)	2012	81517	235.87	117.94	2.07	489.33	733.99	

Notas:

$Q_{med} = A * P / 86400$ A: aportación (l/hab/día)
P: población (hab)

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

$Q_{max} = M * Q_{med}$

$Q_{max. extr.} = FP Q_{max}$ FP: factor de previsión

$M = 1 + (14 / (4 + \sqrt{P}))$ P: población en miles de habitantes

4.3 Gastos mínimo, medio, y máximo aforados

Las Tablas 4.5 y 4.6 muestran los resultados de aforos realizados *in situ* para la obtención de los gastos conducidos por el emisor de Yauatepec de Zaragoza, en la zona de descarga analizada en el Capítulo 3. Los datos fueron obtenidos en el Ayuntamiento de Yauatepec de Zaragoza; se observa una diferencia entre los resultados de los gastos aforados, con respecto a los teóricos obtenidos de acuerdo a la población, esto es debido a que el porcentaje de cobertura de la red de alcantarillado en el municipio de Yauatepec Morelos, es sólo del 64% al 70%, por lo que al realizar los aforos en el lugar, se obtuvieron gastos menores a los obtenidos teóricamente.

Tabla 4.5 Gastos mínimos, medios y máximos aforados por emisor en l/s

AGOSTO 1998 1ª QUINCENA								
EMISOR #1								
HORA	LUNES 3	MIÉRCOLES 5	VIERNES 7	DOMINGO 9	MARTES 11	JUEVES 13	SABADO 15	PROMEDIOS
08:00	62.46	56.92	53.35	49.15	63.58	70.09	63.16	59.81
10:00	68.09	61.02	58.18	57.27	67.70	77.16	67.42	65.26
12:00	75.90	82.62	64.52	52.79	73.38	83.88	70.51	71.94
14:00	71.98	85.35	81.01	59.23	77.61	84.51	80.38	77.15
16:00	86.64	101.38	102.12	63.50	92.39	91.65	85.35	89.00
18:00	92.70	113.50	119.45	73.31	99.56	102.71	92.74	99.14
20:00	70.68	97.81	112.66	74.08	119.66	114.20	95.15	97.75
22:00	64.06	85.07	103.03	81.01	128.06	126.52	92.04	97.11
24:00:00	59.65	77.65	95.15	74.15	112.16	121.69	81.08	88.79
02:00	57.97	73.27	98.09	66.66	94.24	109.02	70.61	81.41
04:00	62.52	64.56	87.28	63.08	84.65	100.44	66.58	75.59
06:00	60.56	63.08	70.44	60.81	70.16	77.51	63.16	66.53
Qmin	57.97	56.92	53.35	49.15	63.58	70.09	63.16	59.81
Qmed	69.44	80.18	87.10	64.59	90.26	96.61	77.35	80.79
Qmax	92.70	113.50	119.45	81.01	128.06	126.52	95.15	99.14

MARZO 1999 1ª QUINCENA								
EMISOR #1								
HORA	LUNES 4	MIÉRCOLES 6	VIERNES 8	DOMINGO 10	MARTES 12	JUEVES 14	SABADO 16	PROMEDIOS
08:00	37.16	33.87	31.74	29.25	37.83	41.70	37.58	35.59
10:00	40.51	36.31	34.62	34.08	40.28	45.91	40.12	38.83
12:00	45.16	49.16	38.39	31.41	43.66	49.91	41.95	42.81
14:00	42.83	50.78	48.20	35.24	46.18	50.28	47.82	45.91
16:00	51.55	60.32	60.76	37.79	54.97	54.53	50.78	52.96
18:00	55.16	67.53	71.07	43.62	59.24	61.12	55.18	58.99
20:00	42.06	58.20	67.03	44.07	71.20	67.95	56.62	58.16
22:00	38.12	50.62	61.30	48.20	76.20	75.28	54.76	57.78
24:00:00	35.49	46.20	56.62	44.12	66.74	72.41	48.24	52.83
02:00	34.49	43.60	58.37	39.66	56.07	64.86	42.01	48.44
04:00	37.20	38.41	51.93	37.53	50.37	59.76	39.62	44.97
06:00	36.04	37.53	41.91	36.18	41.74	46.12	37.58	39.59
Qmin	34.49	33.87	31.74	29.25	37.83	41.70	37.58	35.59
Qmed	41.31	47.71	51.83	38.43	53.71	57.48	46.02	48.07
Qmax	55.16	67.53	71.07	48.20	76.20	75.28	56.62	58.99

Figura 4.2 Variación de gastos aforados a lo largo del día Emisor #1 Primera quincena de agosto de 1998

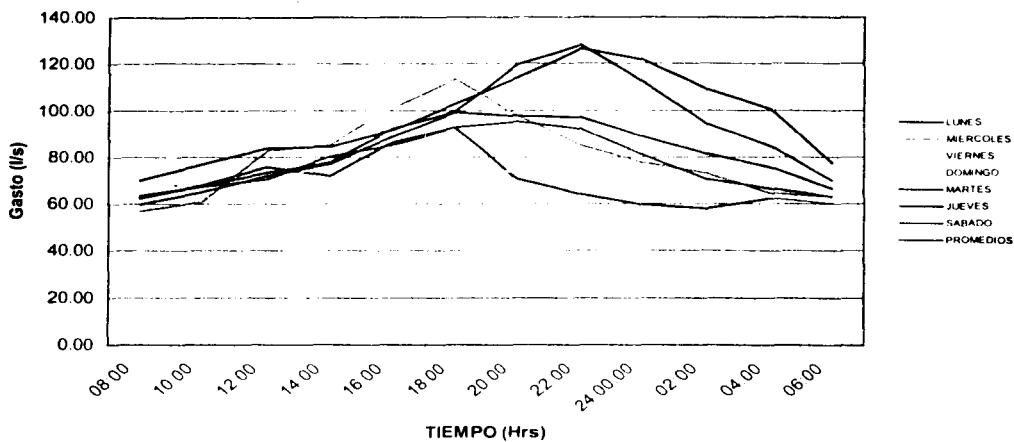


Figura 4.3 Variación de gastos aforados a lo largo del día Emisor #1 Primera quincena de marzo de 1999

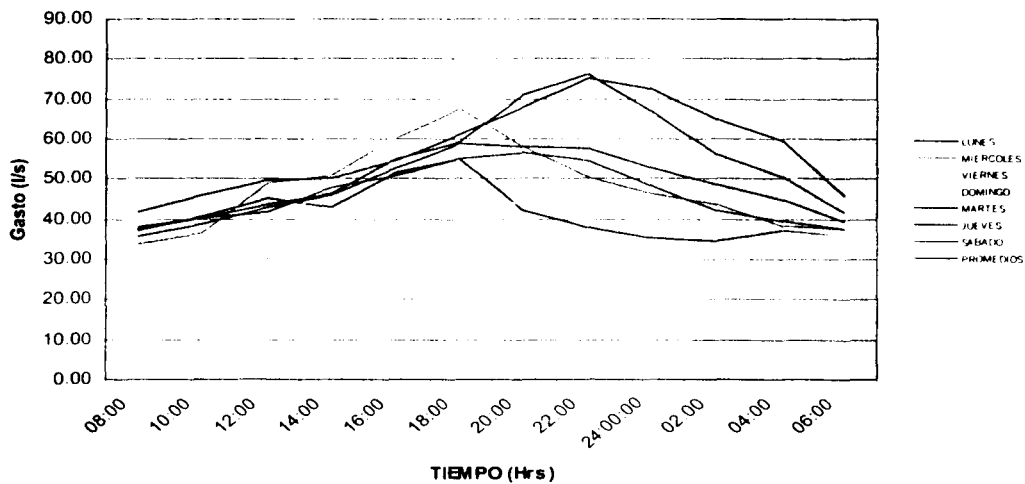
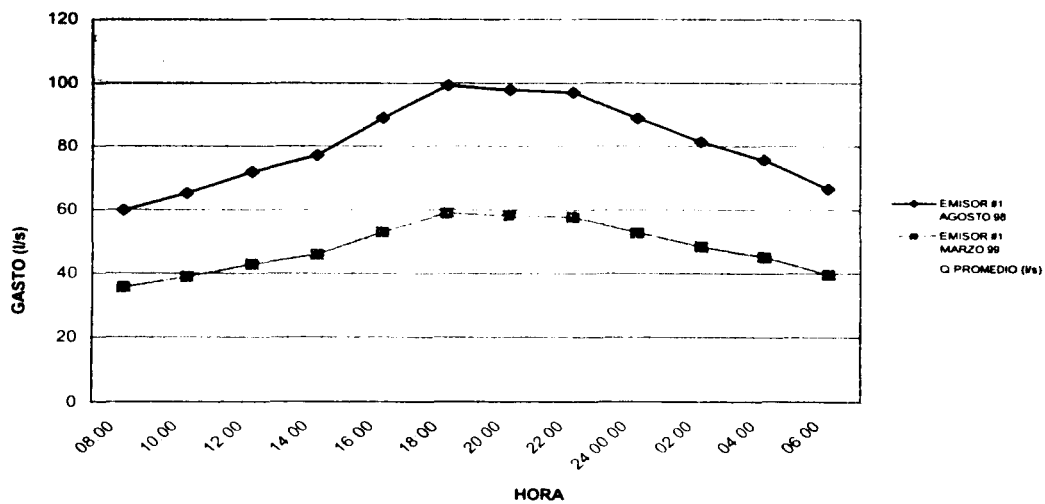


Tabla 4.6 Gasto total de acuerdo a promedios de gastos aforados por emisor

HORA	EMISOR #1 AGOSTO 98	EMISOR #1 MARZO 99	Qprom. (l/s)
08:00	59.81	35.59	47.7
10:00	65.26	38.83	52.045
12:00	71.94	42.81	57.375
14:00	77.15	45.91	61.53
16:00	89	52.96	70.98
18:00	99.14	58.99	79.065
20:00	97.75	58.16	77.955
22:00	97.11	57.78	77.445
24:00:00	88.79	52.83	70.81
02:00	81.41	48.44	64.925
04:00	75.59	44.97	60.28
06:00	66.53	39.59	53.06
Qmin	59.81	35.59	47.7
Qmed	80.79	48.07	64.43
Qmax	99.14	58.99	79.065

Figura 4.4 Variación del gasto total aforado



4.4 Aprovechamientos actuales de las descargas y opciones de reuso

El propósito del tratamiento de las aguas residuales es la remoción de sustancias contaminantes con dos objetivos principales:

- Control de la contaminación del agua para cumplir con la legislación vigente y evitar efectos adversos en la calidad de los cuerpos receptores.
- Reusar el agua tratada en aquellas aplicaciones en las que no se requiere agua de calidad potable o cuando el agua tratada pueda ser reutilizada en la industria, agricultura, acuicultura, etcétera.

Actualmente, el emisor existente de Yautepec de Zaragoza, descarga a un canal natural que desemboca en el Río Yautepec, sin ningún tipo de tratamiento, hecho que afecta considerablemente la calidad del agua del río. Por tal razón, la primera y más urgente razón para tratar el agua, es el disminuir el impacto, asegurando que no se rebasan los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales establecidos por la NOM-001-ECOL.

La calidad del agua en el efluente de la planta, se considera que debe ser apta para la protección de la vida acuática; adicionalmente, pueden establecerse una gran variedad de usos posteriores del agua. Con las anteriores consideraciones, lo único que dictara el posible uso posterior será su disponibilidad, los costos del agua de primer uso, los costos de tratamiento y de conducción y en caso de reuso público, deberá cumplir con la NOM-003-ECOL, la cual establece la calidad del agua para uso público con contacto directo y público con contacto indirecto u ocasional.

**T A B L A 1 NOM-003-ECOL
LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES**

TIPO DE REUSO	PROMEDIO MENSUAL				
	Coliformes Fecales NMP/100 ml	Huevos de Helminto (h/l)	Grasas y Aceites mg/l	DBO ₅ mg/l	SST mg/l
SERVICIOS AL PÚBLICO CON CONTACTO DIRECTO	240	≤ 1	15	20	20
SERVICIOS AL PÚBLICO CON CONTACTO INDIRECTO U OCASIONAL	1,000	≤ 5	15	30	30

Las actividades que se llevan a cabo y que podrían reusar el agua tratada son: la floricultura, el riego de jardines, y lo referente a cualquier tipo de limpieza con agua tratada, como lo son autolavados, limpieza de calles y un posible reuso en excusados, mingitorios y riego de campos de golf.

CAPÍTULO V

Descripción y evaluación de alternativas

En éste capítulo, se analizan posibles sistemas de tratamiento y se describe cada uno de ellos, descartando aquellos que, por razones justificadas dentro del mismo capítulo, no son viables para este proyecto. Los resultados se presentan en la tabla 5.1, la cual describe una metodología de evaluación de alternativas aludiendo a las principales ventajas y desventajas de cada proceso, calificándolas con un bueno, malo, pobre o regular.

Por último, se determinará la alternativa más conveniente a partir de los análisis propuestos.

5.1 Criterios empleados para definir el diagrama de flujo de una planta de tratamiento y su importancia

El proyecto de una planta de tratamiento es uno de los aspectos más sugestivos de la ingeniería ambiental. La selección y análisis de los diagramas de flujo de los procesos correspondientes exige tanto el conocimiento teórico como la experiencia práctica. Esta última es esencialmente importante en el proyecto y disposición de las instalaciones físicas y en la preparación de planos y especificaciones. El propósito de este apartado es describir lo relacionado con la preparación de diagramas de flujo de procesos de tratamiento, tablas resumen de los criterios de proyecto, balances de sólidos, líneas piezométricas e implantación, cómo se sintetizan los proyectos de las plantas de tratamiento y los pasos fundamentales de su ejecución.

Dependiendo de los constituyentes que deben eliminarse, se puede concebir un número casi ilimitado de diferentes diagramas de flujo. La configuración exacta del diagrama de flujo seleccionado dependerá también de factores tales como la experiencia del proyectista, las normas, tanto de las empresas encargadas del diseño, como de los organismos competentes sobre la aplicación de métodos específicos de tratamiento, la disponibilidad de proveedores de los equipos necesarios para los métodos específicos de tratamiento, el máximo uso que puede hacerse de las instalaciones existentes, los costos de construcción iniciales, y los costos futuros de operación y mantenimiento.

5.2 Metodología de evaluación de alternativas

Para la selección del proceso biológico se evalúan varios factores de tipo económico y técnico; estos últimos atañen principalmente a la operación del sistema de tratamiento.

Primeramente se analizó y evaluó la posibilidad de recurrir a un sistema de tratamiento físico-químico, ya que ofrece algunas ventajas sobre los procesos biológicos:

- El sistema puede usarse cuando existen cargas orgánicas intermitentes.
- Es utilizado cuando el terreno disponible es una limitante, es decir, requiere de menor área que otros sistemas de tratamiento.
- Se obtiene una alta calidad del efluente.
- Genera un mínimo de olores.
- Es un sistema óptimo para la remoción de sustancias tóxicas provenientes de la industria.

Sin embargo, las desventajas de este sistema de tratamiento son de consideración:

- **Requiere de personal técnico altamente calificado.**
- **Los costos por consumo de productos químicos como coagulantes y polielectrolitos son altos.**
- **Los costos por manejo y disposición de lodos de desecho son altos.**
- **Requiere de mayores consumos de energía eléctrica, comparado con algunos procesos biológicos.**

Con base en las ventajas y desventajas expuestas se descartó este sistema, ya que el proyecto considera aguas residuales típicamente domésticas, a las cuales se les puede tratar de forma más económica con procesos biológicos, los cuales garantizan su construcción, puesta en marcha y operación con el mínimo de recursos.

Las alternativas de procesos biológicos consideradas en este trabajo son:

- **Lodos activados, en su variante de aireación extendida**
- **Lodos activados, convencional completamente mezclado**
- **Contactores biológicos rotatorios (biodiscos)**
- **Sistema de lagunas**
- **Filtros biológicos o percoladores**

5.3 Descripción de alternativas

Lodos activados, en su variante de aireación extendida

Los procesos de lodos activados se utilizan tanto para tratamiento secundario como tratamiento completo de las aguas residuales, sin sedimentación primaria. En estos procesos los desechos líquidos son alimentados continuamente a un tanque aireador en el que se encuentra el cultivo de los microorganismos, en su mayoría bacterias en suspensión, lo cual en conjunto se conoce como "licor mezclado", que metabolizan y flocculan biológicamente los compuestos orgánicos. En el procesos de lodos activados, la bacteria es el microorganismo de mayor importancia, ya que ésta es responsable de la descomposición de la materia orgánica en el influente.

El proceso de lodos activados en su modalidad de aireación extendida es posiblemente uno de los sistemas más comúnmente empleados y con grandes posibilidades de utilización a futuro tanto para el tratamiento de aguas residuales municipales como de desechos líquidos provenientes de la industria. La principal característica de este sistema es que opera con tiempos de retención celular prolongados, normalmente entre 15 y 20 días, lo que provoca que los lodos de este tipo estén prácticamente estabilizados, disminuyendo los problemas de disposición final.

Los tiempos de aireación son más prolongados que los empleados en los sistemas convencional y completamente mezclado variando desde ocho horas hasta veinticuatro o más, dependiendo de las características de los desechos a tratar.

Lodos activados, convencional completamente mezclado

El desarrollo del sistema de lodos activados completamente mezclado obedece principalmente a disminuir las cargas puntuales tanto de materiales tóxicos como de cargas orgánicas que pudieran sobrepasar la capacidad de asimilación de un reactor de flujo pistón. El principio fundamental se basa en que en la masa del reactor existe en todo momento la concentración de todos los materiales involucrados, esto quiere decir que al llegar una masa de contaminantes al reactor, ésta se diluye instantáneamente en todo el cuerpo del reactor disminuyendo en forma drástica su concentración. Al sistema completamente mezclado se le ha denominado en ocasiones de alta tasa, principalmente por su capacidad de manejar aguas residuales con mayores concentraciones de materia orgánica.

Contactores biológicos rotatorios (biodiscos)

Es un proceso eficiente que no tiene complejidad mecánica en la operación y mantenimiento de las unidades; éstas están constituidas de una serie de discos de plástico de alta densidad de 1 a 1.5cm de espesor, cercanos entre sí, que tienen un diámetro de 3.0 a 3.6 m, montados sobre un eje o flecha horizontal rotatoria y parcialmente sumergidos, en los cuales crece un gran número de microorganismos que forman una película adherida y biodegradan la materia orgánica. Por lo anterior, es un proceso de tipo aerobio. La turbulencia causada por la rotación de los discos mantiene la biomasa en suspensión. Los sólidos suspendidos son transportados con el agua residual a un sedimentador secundario.

Sistema de lagunas

Las lagunas o estanques de estabilización son medios simples y flexibles de tratamiento de aguas residuales para la descomposición biológica del material orgánico. Así mismo, son los sistemas más económicos para el tratamiento de los desechos líquidos generados en las diversas actividades humanas. Las lagunas requieren de un diseño con bases científicas, así como de construcción y operación adecuadas. El diseño de lagunas basado en experiencias de laboratorio y campo, proporciona muy buenos resultados, por lo que se consideran uno de los principales tipos de tratamiento de aguas residuales.

Los tipos y modificaciones del sistema de lagunas son variados: anaerobias, aerobias, facultativas o aerobias-aireadas o facultativas-aireadas. Así por ejemplo, si la principal consideración es la reducción de DBO, normalmente se utiliza una combinación de lagunas anaerobias y facultativas o facultativas independientes. En cambio, cuando es necesario reducir el número de organismos patógenos, las lagunas conectadas en serie dan los mejores resultados.

El esquema y forma de operar dependerán de los objetivos y grado de flexibilidad requerida del sistema. Un diseño en serie se usa generalmente donde la carga orgánica es grande y se desea reducir la cuenta de coliformes. Los sistemas en paralelo se aplican cuando se necesita tener mucha flexibilidad en la operación. Los procesos biológicos se controlan principalmente mediante el tiempo de retención y la temperatura, y para tener una operación ideal, es deseable que los gastos de entrada y salida sean iguales. Su principal desventaja es la cantidad de terreno con que se debe contar, ya que requieren un área disponible bastante grande para construcción que en ocasiones no es posible disponer.

Filtros biológicos o percoladores

En forma simple, se trata de proveer una superficie en la cual el estado microbiológico pueda crecer al exponer esta superficie en forma continua a las aguas residuales y al aire para la adsorción y asimilación de materia orgánica con aireación. Así, el método consiste en dejar escurrir el agua residual en un filtro empacado con piedra o con algún medio sintético, dejando que en la superficie del medio se desarrollen crecimientos biológicos o colonias de bacterias, que biooxidán la materia orgánica presente en el agua y el efluente es recolectado en el fondo del filtro. Una vez que el filtro se encuentra operando, la superficie del medio comienza a cubrirse con una sustancia viscosa y gelatinosa conteniendo bacterias y otro tipo de microorganismos. El efluente de la sedimentación primaria es distribuido uniformemente en el medio de soporte del filtro a través de un sistema distribuidor de flujo.

En cuanto al consumo de energía, el proceso sólo requiere del que se lleva a cabo en el bombeo. Así pues, los filtros biológicos constituyen el método adecuado para el tratamiento de las aguas residuales municipales e industriales, siempre que no se quiera obtener un efluente de alta calidad.

5.4 Evaluación de alternativas

La Tabla 5.1 muestra la evaluación de alternativas de acuerdo con los criterios y metodología de evaluación propuestos

Tabla 5.1 Principales ventajas y desventajas de los procesos biológicos de tratamiento propuestos

CRITERIO	LODOS ACTIVADOS ₁	LODOS ACTIVADOS ₂	BIODISCOS	FILTROS BIOLÓGICOS	LAGUNAS
Características del proceso					
Confiabilidad con respecto a					
Proceso básico	BUENA	BUENA	BUENA	BUENA	BUENA
Variaciones de flujo en el afluente	REGULAR	REGULAR	BUENA	BUENA	BUENA
Variaciones de carga en el afluente	REGULAR	REGULAR	BUENA	BUENA	BUENA
Remoción de DBO ₅	REGULAR	REGULAR	REGULAR	BUENA (para DBO < 500 mg/l)	BUENA
Remoción de coliformes totales y fecales	POBRE	REGULAR	POBRE	POBRE	BUENA
Remoción de sólidos suspendidos	BUENA	BUENA	BUENA	BUENA	REGULAR
Remoción de helmintos	REGULAR	POBRE	POBRE	POBRE	BUENA
Remoción de virus	REGULAR	REGULAR	POBRE	POBRE	BUENA
Reuso del efluente	REGULAR	REGULAR	REGULAR	REGULAR	BUENA
Presencia de residuos industriales	BUENA	BUENA	BUENA	BUENA	BUENA
Cargas industriales "shock"	BUENA	POBRE	POBRE	REGULAR	REGULAR
Bajas temperaturas	REGULAR	SENSIBLE	SENSIBLE	SENSIBLE	SENSIBLE
Capacidad para soportar incrementos en carga orgánica.	BUENA	SENSIBLE	SENSIBLE	BUENA (Generalmente requiere de mas volumen)	REGULAR (Requiere de mas lagunas)
Complejidad operativa	REGULAR	ALTA	REGULAR	REGULAR	SIMPLE
Facilidad de operación y mantenimiento	MUY BUENA	BUENA	BUENA	MUY BUENA	MUY BUENA
Requerimientos de energía	ALTA	ALTA	REGULAR	REGULAR	BAJA
Productos residuales	LODOS	LODOS	LODOS	LODOS	POCO LODO
Impacto al ambiente	OLORES	OLORES	OLORES	OLORES	OLORES
Consideraciones de sitio					
Requerimientos de área	MODERADA	BAJA	BAJA	BAJA	ALTA
Topografía	TERRENO NIVELADO	TERRENO NIVELADO	TERRENO NIVELADO	TERRENO NIVELADO	TERRENO NIVELADO
Inversión inicial en equipo mecánico y eléctrico	ALTA	ALTA	ALTA	ALTA	NO REQUIERE DE EQUIPO

5.5 Diagrama de flujo propuesto

Con base en la Tabla 5.1, se determinó que la mejor alternativa de tratamiento del agua residual generada en la localidad de Yautepec, es la de filtros biológicos, considerando las amplias ventajas que proporciona en el tratamiento de aguas residuales municipales y domésticas, los bajos costos en su operación y mantenimiento, la topografía plana con que se cuenta y, sobre todo, por la limitación de terreno, su bajo requerimiento de área para su construcción. Así, la figura 5.1 muestra el diagrama de flujo específico para la planta de tratamiento de Yautepec, Morelos.

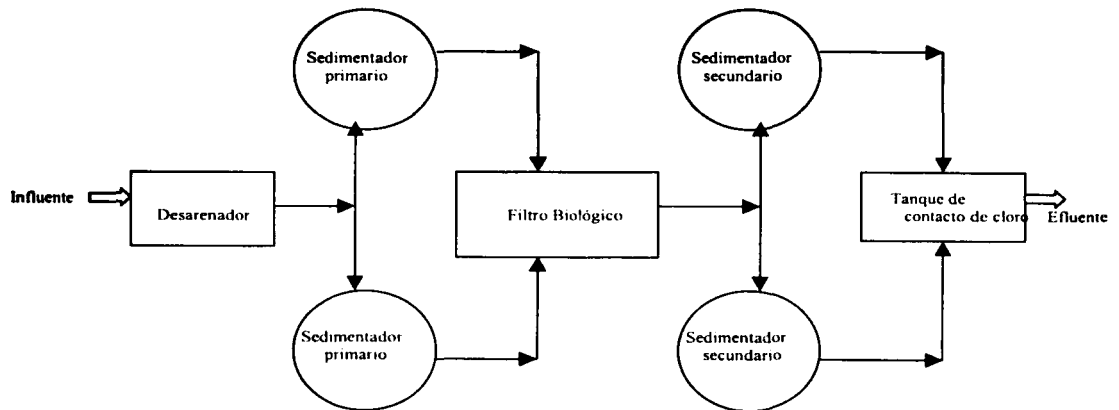


Figura 5.1 Diagrama de flujo de la planta de tratamiento de Yautepec, Morelos.

CAPÍTULO VI

Ingeniería básica

6.1 Diseño del pretratamiento de la planta

Se denomina pretratamiento al conjunto de obras y dispositivos que tienen la función de eliminar sólidos visibles que se encuentran flotando o que son conducidos por el agua, tales como: papel, madera, plásticos, latas, etc., así como sólidos de menor tamaño como: partículas de arena, pedazos de vidrio, semillas de fruta, etc., o bien grasas y aceites que se encuentran flotando.

6.1.1 Canal de llamada

La función del canal de llamada es conducir el agua residual manteniendo un flujo laminar y libre de turbulencia, hacia las siguientes unidades o dispositivos de pretratamiento. En el presente trabajo el canal de llamada recibirá directamente la descarga del emisor de la red de alcantarillado. El diseño del canal incluye la determinación de su forma, sección, dimensiones, materiales de construcción y comportamiento hidráulico.

Datos

Gastos

Mínimo: 117.94 (l/s) = 0.11794 (m³/s)

Medio: 235.87 (l/s) = 0.23587 (m³/s)

Máximo: 489.33 (l/s) = 0.48933 (m³/s)

Máximo extraordinario: 733.99 (l/s) = 0.73399 (m³/s)

Aportación: 250 l/hab/día

Consideraciones de diseño

Se recomienda que la velocidad del agua en el canal esté dentro del siguiente intervalo: $0.30 \leq v \leq 0.60$ m/s.

Se propone un canal a cielo abierto de sección rectangular, operando a gravedad y de concreto reforzado.

Se emplearán las siguientes fórmulas:

De velocidad:

La propuesta por Chezy-Manning:

$$v = (1/n) s^{1/2} R^{2/3} \quad (6.1)$$

donde: v = velocidad media, en m/s.

n = coeficiente de fricción, adimensional.

s = pendiente de la plantilla del canal, adimensional.

R = radio hidráulico, en m.

De continuidad:

$$Q = VA \quad (6.2)$$

donde: Q = gasto, en m³/s.

V = velocidad media, en m/s.

A = área de la sección hidráulica, en m²

Procedimiento de diseño

Se adopta una velocidad del agua de acuerdo con el intervalo recomendado y se determinan las dimensiones del canal y su pendiente para condiciones de gasto mínimo (Q_{\min}).

1.- Cálculo del área hidráulica para Q_{\min} y v_{\min}

$$Q_{\min(2012)} = 117.94 \text{ l/s} = 0.11794 \text{ m}^3/\text{s}$$

Aplicando la ecuación (6.2), se tiene:

$$A = Q/v \text{ con } v = 0.3 \text{ m/s, resulta}$$

$$A = 0.11794/0.3 = 0.393 \text{ m}^2$$

2.- Se propone el ancho del canal y se calcula el tirante para Q_{\min}

$$b = 2.00 \text{ m}$$

$$A = b \cdot t$$

$$t = A/b = 0.393/2 = 0.1965 \text{ m}$$

3.- Cálculo de la pendiente requerida

Despejando la pendiente (s) de la ecuación (6.1), se tiene

$$s = \left(\frac{vn}{r^3} \right)^2 = \left(\frac{0.3 \cdot 0.013}{0.393} \right)^2 = 0.000169$$

$$\left(\frac{0.3 \cdot 0.013}{(2 + (2 \cdot 0.1965))^2} \right)^2 = 0.000169$$

4.- Revisión del comportamiento hidráulico para condiciones de gastos medio, máximo y máximo extraordinario.

$$\frac{Q}{b \cdot t} = \frac{1}{n} s^{1/2} \left(\frac{b \cdot t}{b + 2t} \right)^{2/3} \quad v = \frac{Q}{A}$$

$$\text{Para } Q_{\text{med}} = 0.236, y = 0.31 \text{ m} \quad v = 0.236/2 \cdot 0.3089 = 0.38 \text{ m/s}$$

$$\text{Para } Q_{\text{máx}} = 0.489, y = 0.51 \text{ m} \quad v = 0.489/2 \cdot 0.5059 = 0.48 \text{ m/s}$$

$$\text{Para } Q_{\text{máx ext}} = 0.734, y = 0.67 \text{ m} \quad v = 0.734/2 \cdot 0.6733 = 0.54 \text{ m/s}$$

5.- Revisión del régimen para cada gasto $y_c = 3 \frac{q^2}{g} \quad q = \frac{Q}{b}$

$$Q_{\min} = 0.1179 \text{ m}^3/\text{s} \quad y_c = 0.071 \text{ m} < y_n = 0.20 \text{ m}$$

$$Q_{\text{med}} = 0.235 \text{ m}^3/\text{s} \quad y_c = 0.112 \text{ m} < y_n = 0.31 \text{ m}$$

$$Q_{\text{máx}} = 0.489 \text{ m}^3/\text{s} \quad y_c = 0.183 \text{ m} < y_n = 0.51 \text{ m}$$

$$Q_{\text{máx ext}} = 0.734 \text{ m}^3/\text{s} \quad y_c = 0.239 \text{ m} < y_n = 0.67 \text{ m}$$

Como en todos los casos el tirante crítico (y_c) es menor que el tirante normal (y_n), se mantendrá el régimen subcrítico que determina el flujo laminar. Los resultados se muestran en la Figura 6.1.

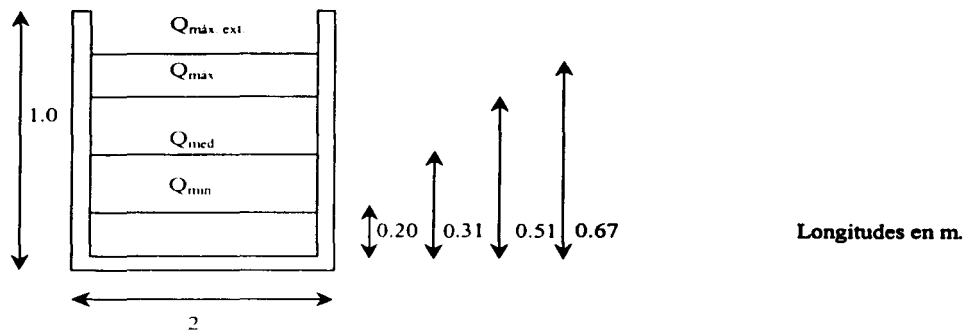


Figura 6.1. Sección transversal del canal de llamada y tirantes para diferentes condiciones de gasto.

6.1.2 Cribado

El objetivo del cribado es separar las partículas grandes con el propósito de proteger el equipo electromecánico e impedir la obstrucción de válvulas y tuberías. La estructura funcional son las rejillas, que son dispositivos normalmente metálicos, formados por un marco y barras verticales, separadas por espacios constantes, colocadas en el canal de llamada e inclinadas un ángulo θ con respecto a la horizontal.

Datos

Gastos

Mínimo: 117.94 (l/s) = 0.11794 (m^3/s)

Medio: 235.87 (l/s) = 0.23587 (m^3/s)

Máximo: 489.33 (l/s) = 0.48933 (m^3/s)

Máximo extraordinario: 733.99 (l/s) = 0.73399 (m^3/s)

Velocidad a gasto máximo extraordinario: $V_{m\acute{a}x. Ext.} = 0.54$ m/s obtenida anteriormente

Tirante a gasto máximo extraordinario: $t_4 = 0.67$ m

Profundidad del canal: $H = 1.0$ m

Área hidráulica para gasto máximo extraordinario: $A = 0.73399 / 0.54 = 1.36$ m^2

Consideraciones de diseño

Metcalf & Eddy recomiendan las siguientes características

Material de construcción: acero al carbón

Marco formado con ángulos L

Ancho de barras (W) 1/2" = 0.0127 m

Profundidad de barras (espesor) 1" = 0.0254 m

Separación entre barras (S) 1" = 0.0254 m

Tipo rectangular con ambas caras afiladas.

Inclinación del emparrillado $\theta = 60^\circ$

Limpieza manual

Procedimiento:

Se propone un tirante (t_1) y una velocidad del flujo $V_{m\acute{a}x}$. Ext.

Se calcula el área libre al paso del agua entre rejas $A = 0.73399 / 0.54 = 1.36 \text{ m}^2$

El área libre A también es igual a la suma de las separaciones entre barras $b_g = A/t_1 = 2.03\text{m}$

Se proponen las características del emparrillado W y S .

Se calcula el ancho del canal (b) con la expresión:

$$b = (bg / S - 1) (W + S) + S$$

$$b = ((2.03 / 0.0254) - 1) (0.0127 + 0.0254) + (0.0254) = 3.00 \text{ m}$$

Se calculan las pérdidas con los siguientes criterios

Criterio 1.

$$h = \frac{V^2 - v^2}{2g} (1/0.7)$$

$$V = \frac{Q(W+S)}{AS} = \frac{0.734}{1.36(0.0254)} (0.0127 + 0.0254)$$

$$V = 0.81 \text{ m/s}$$

$$h = \frac{(0.81)^2 - (0.54)^2}{2g} (1/0.7)$$

$$h = 0.026 \text{ m} = 26.5 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$$

Criterio 2.

La fórmula de Kirschmer (1926) se utiliza para conocer la pérdida de carga a través de las rejillas cuando el emparrillado está limpio.

$$h = \beta(W/S)^{4/3} h_v \text{ sen}\theta \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

donde el factor β considera la influencia de la sección transversal de las barras.

$$h_v = v^2/2g = (0.54)^2/2g = 0.01486 \text{ m}$$

de la Tabla 6.1 considerando barras de sección rectangular $\beta=2.42$ y proponiendo un ángulo $\theta=60^\circ$ (dato)

$$h = 2.42 (0.0127/0.0254)^{4/3} (0.01486) (\text{sen}60^\circ)$$

$$h = 0.0123 \text{ m} = 12.3 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$$

Cálculo de la longitud de la rejilla.

$$S = H/\text{sen}\theta = 1.0 \text{ m} / \text{sen } 60^\circ = 1.15 \text{ m}$$

Tabla 6.1 Factor de forma para posibles secciones de barra.

TIPO DE BARRA	β
Rectangular con ambas caras afiladas	2.42
Rectangular con la cara aguas arriba redondeada	1.63
Circular	1.79
Rectangular con ambas caras redondeadas	1.67

Fuente: referencia 1.

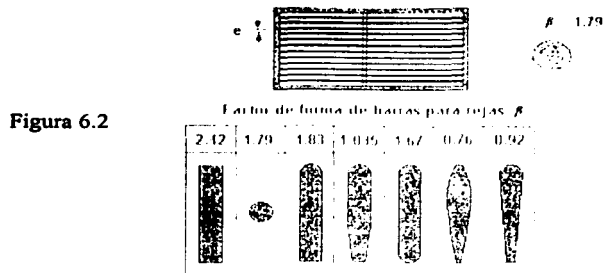
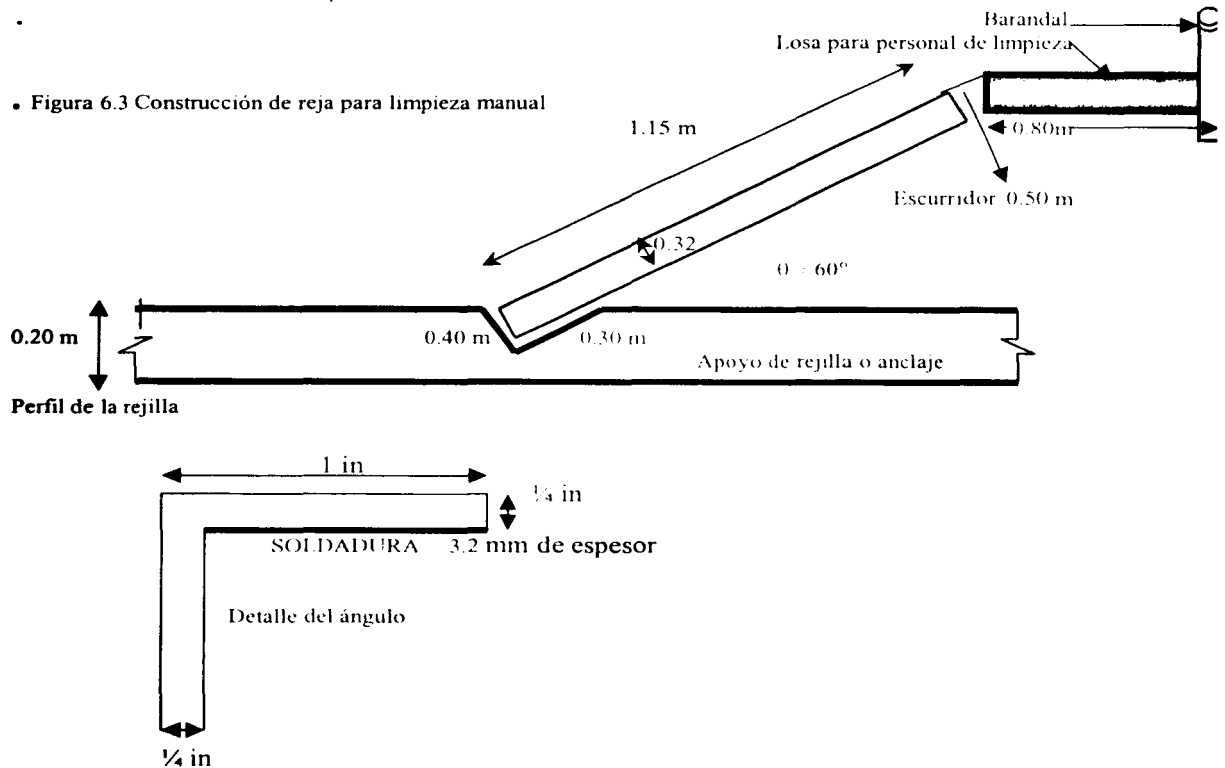


Figura 6.2

Especificaciones

A partir de las consideraciones anteriores, se tomó la decisión de hacer una rejilla de 3.10 x 1.15 m de acuerdo al ancho del canal (3.00m) y su altura (1.00 m). Se propone como alternativa de solución una rejilla corrediza que se introducirá 5 cm de cada lado a los muros laterales del canal, y se hará un apoyo al fondo del canal como anclaje que soporte la rejilla. Por último, de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el D.F. referido a las normas técnicas complementarias, se considera una soldadura de 3.2 mm de espesor obtenida de la tabla 5.2.5 Tamaños mínimos de soldaduras. En las figuras 6.3 y 6.4 se ilustran las características del emparrillado.

• Figura 6.3 Construcción de reja para limpieza manual



Nota: Se han dejado holguras para que entre fácilmente la rejilla.

Figura 6.4 Características del emparrillado.

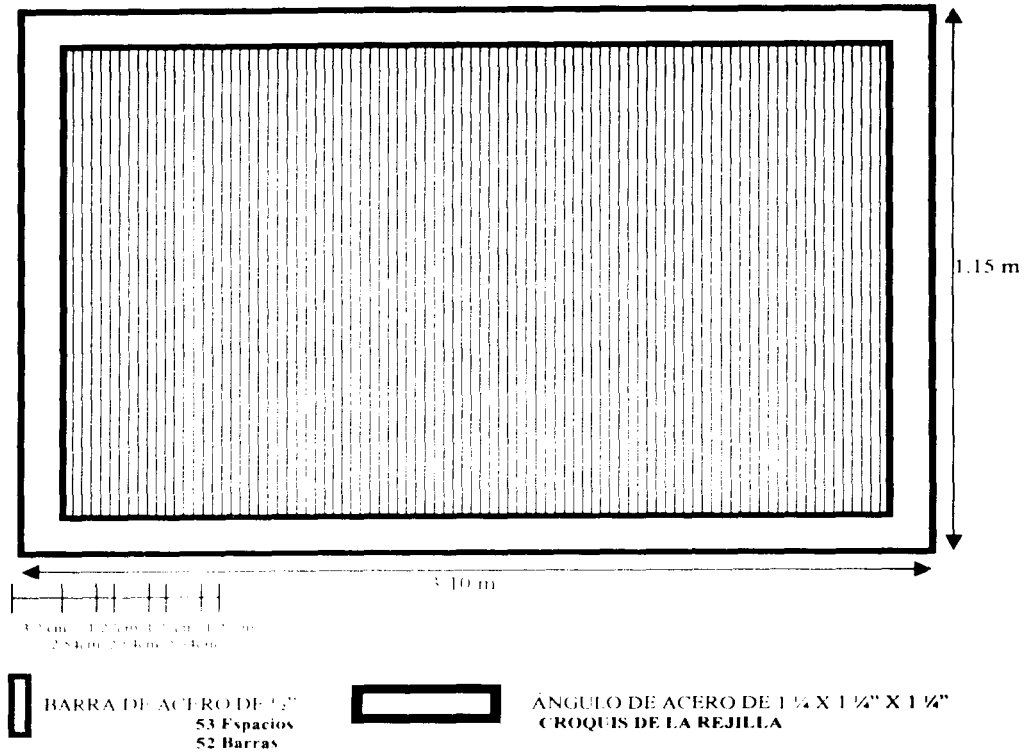
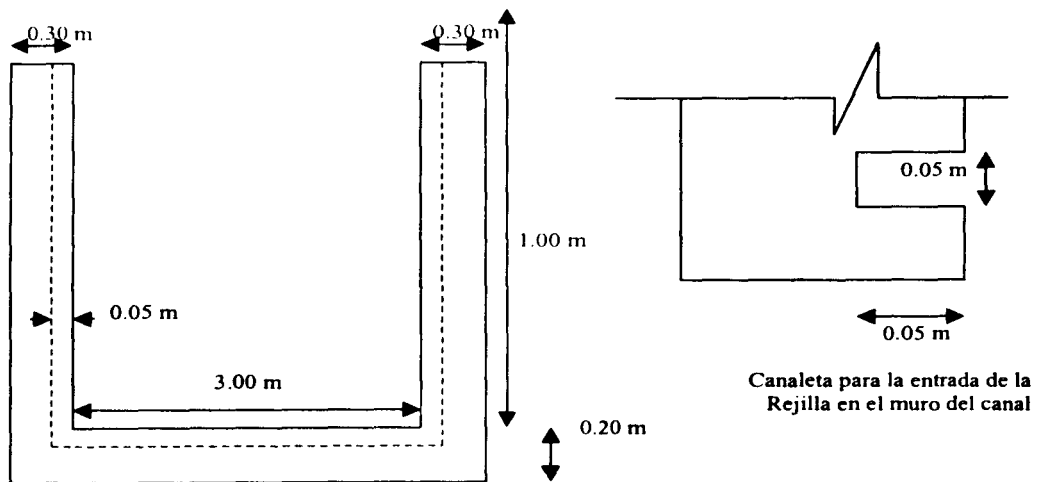


Figura 6.5 Detalle de corte del canal en la recepción de rejilla



6.1.3 Canal desarenador de flujo horizontal

El objetivo del canal desarenador o arenero es remover sólidos inorgánicos que logran pasar por las rejillas, los cuales tienen el tamaño de la arena como granos de café, semillas, pedazos de vidrio y la misma arena. Las partículas por remover son de diámetro 0.21mm y de gravedad específica 2.65. El propósito de esta obra es evitar depósitos de arena en tanques de aireación, desgaste de bombas y rastras de sedimentadores, etc.

Datos

Gastos

Mínimo: 117.94 (l/s) = 0.11794 (m³/s)

Medio: 235.87 (l/s) = 0.23587 (m³/s)

Máximo: 489.33 (l/s) = 0.48933 (m³/s)

Máximo extraordinario: 733.99 (l/s) = 0.73399 (m³/s)

Consideraciones de diseño

Se construirán tres canales iguales operando dos simultáneamente mientras se da mantenimiento al tercero. Por lo tanto el gasto se divide entre dos para el diseño de cada canal. Las características generales del canal son: de flujo de horizontal, de sección rectangular, de limpieza manual y construido con concreto armado.

En la Tabla 6.2 se observa que para el diámetro y gravedad específica de las partículas que se quiere separar, se recomienda una carga superficial de 1889 m³/m²·d.

Tabla 6.2 Carga superficial.

PARTÍCULA	DIÁMETRO PARTICULA (mm)	GRAVEDAD ESPECÍFICA	CARGA SUPERFICIAL (m ³ /m ² ·d)	As (m ³)	L (m) As/b
A	0.21	2.65	1889	4.57	7.62
B	0.42	2.65	3550	2.43	4.05
C	0.21	2.0	1142	7.57	12.62
D	0.15	1.5	400	21.6	36.0

Fuente: Tabla 9.1 de la referencia 1

Tabla 6.3 Características de cámaras desarenadoras de flujo horizontal típicas.

CONCEPTO	RANGO DE VALORES	VALOR TÍPICO
Tiempo de retención (s)	45-90	60
Velocidad horizontal (m/s)	0.25-0.4	0.3
Velocidad de sedimentación para remoción de material malla 65 (m/min)	1-1.3	1.15
Material malla 100	0.6-0.9	0.75
Pérdida de energía en una sección de control como porcentaje de la profundidad del canal (%)	30-40	36
Distancia de entrada y salida para evitar turbulencias (m)	3D-0.5L	

Fuente: Tabla 9.3 de la referencia 1

Cálculos

En los desarenadores tipo canal de flujo horizontal es importante mantener la velocidad horizontal en aproximadamente 0.3 m/s, ya que un incremento del 25% provoca que la arena se resuspenda, y si se reduce un 25% se retendrán en el canal los materiales orgánicos. Calculando el área hidráulica de la sección transversal correspondiente al gasto máximo extraordinario se tiene:

$$A = Q / V = (0.734 / 0.2) / 0.3 = 1.22 \text{ m}^2$$

Fijando el ancho del canal en 1.82m, se obtiene el tirante en condiciones de gasto máximo extraordinario

$$t_4 = 1.22 / 1.82 = 0.67 \text{ m}$$

Por otra parte, la pendiente del canal se obtiene con la ecuación de Chezy - Manning:

$$V = 1/n S^{1/2} R^{2/3} \quad \text{donde } R = A/P = 1.22 / 1.82 + 2(0.67) = 0.386 \text{ m}$$

$$S = [V n / R^{2/3}]^2 = [0.3(0.013) / (0.386)^{2/3}]^2 = 5.4 \cdot 10^{-5} \text{ que son } 0.054 \text{ milésimas}$$

Para una operación más adecuada, se propone dividir el gasto de diseño en dos con el fin de dar mantenimiento en forma alternada a los dos canales que resultan, es decir:

$$Q = 0.734 / 2 = 0.367 \text{ m}^3/\text{s} = 31708.8 \text{ m}^3/\text{d} \text{ será el gasto de diseño de cada canal.}$$

El área de sedimentación está dada por:

$$A_s = \frac{Q}{c.s.} \quad \text{donde: } Q \text{ [m}^3/\text{d]} \text{ es el gasto de diseño de cada canal y}$$

c.s. [m³/m² d] es la carga superficial.

$$A_s = 31708.8 / 1889 = 16.79 \text{ m}^2$$

La longitud del canal para que se logre la sedimentación se obtiene dividiendo el área de sedimentación entre el ancho del canal

$$L = A_s/b = 16.79 / 1.82 = 9.23 \text{ m}$$

Ahora, para encontrar l tomamos en cuenta los parámetros $2y = 0.5L$, $y = t_4$ de la tabla 6.3

$$2 * 0.67 = 0.5 * 9.23$$

1.34=4.62 escogiendo un punto intermedio $l = 2.0\text{m}$ por lo tanto la longitud total es igual a:

$$L_t = 9.3 + 2 + 2 = 13.3\text{m}$$

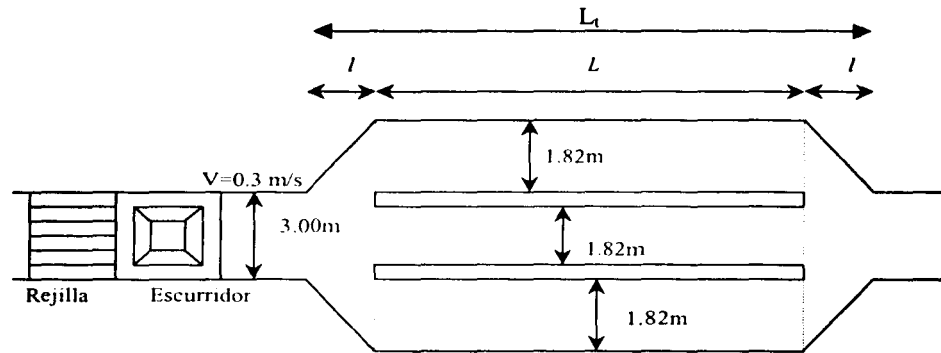


Figura 6.6 Canal desarenador

A continuación se revisarán los tiempos de retención.

De la Tabla 6.3, el tiempo de retención (T) es conveniente que se localice en el ámbito de 45 a 90 s.

$$T = \text{vol} / Q = (b * L * t_4) / (Q_{\text{max,cb}} / 2) = (1.82 * 9.3 * 0.67) / (0.734 / 2) = 30.9 \text{ s}$$

Está fuera del ámbito recomendado, por lo tanto, se recalcula el tiempo de retención incrementando el volumen, obligando así a que $T = 45 \text{ s}$.

$$V = 0.734 / 2 * (45\text{s}) = 16.5 \text{ m}^3$$

$$L = V / (b * t_4) = 16.5 / (1.82 * 0.67)$$

$$L = 13.53 \text{ redondeando a } 13.6$$

Diseño de la cámara de acumulación de arenas.

$$\text{Vol}_{\text{semanal}} = Q * 7\text{días} = 31708 \text{ m}^3/\text{día} * 7\text{días} = 221956 \text{ m}^3 = 221.96 \text{ por cada } 1000 \text{ m}^3 \text{ de arena}$$

De un rango para la cantidad de arena de [0.0037 a 0.2] se tomará 0.015 como parámetro promedio recomendado.

$$\text{Vol}_{\text{arena}} = 0.015 * 221.96 = 3.33 \text{ m}^3$$

Volumen de la cámara:

$$b * L * h = \text{Vol}_{\text{arena}}$$

$$1.82 * 13.6 * h = 3.33 \quad h = 3.33 / (1.82 * 13.6) = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$$

Para fines constructivos, se tomará $h = 20 \text{ cm}$. Los resultados finales se muestran en las Figuras 6.7 y 6.8.

Figura 6.7 Croquis de desarenador.

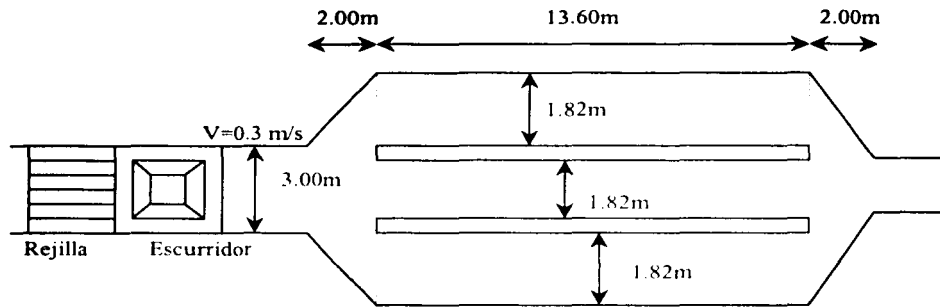
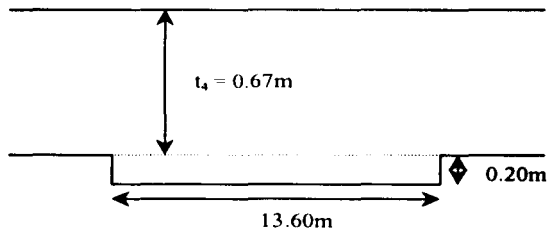


Figura 6.8 Cámara de acumulación de arenas.



6.1.4 Vertedor proporcional

El vertedor proporcional es una estructura o dispositivo que se instala en el extremo final del canal desarenador cuya función es mantener constante la velocidad del flujo en 0.3 m/s, aguas arriba, independientemente de la variación del gasto.

Datos

Gastos

Mínimo: 117.94 (l/s) = 0.11794 (m³/s)

Medio: 235.87 (l/s) = 0.23587 (m³/s)

Máximo: 489.33 (l/s) = 0.48933 (m³/s)

Máximo extraordinario: 733.99 (l/s) = 0.73399 (m³/s)

Consideraciones de diseño

Se propone una altura y ancho de canal máximos: ancho 2.00 m y una altura de 1.00 m
Se proponen valores de $a = 0.083$ m y $b = 0.917$ m de acuerdo al ancho de canal ilustrado en la Figura 6.9.

$$x = f(y)$$

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

donde:

a y b : constantes típicas del vertedor

y : altura del liquido (tirante)

x : ancho del vertedor

h : altura del vertedor

g : constante de aceleración debido a la gravedad

Q : gasto total en la descarga

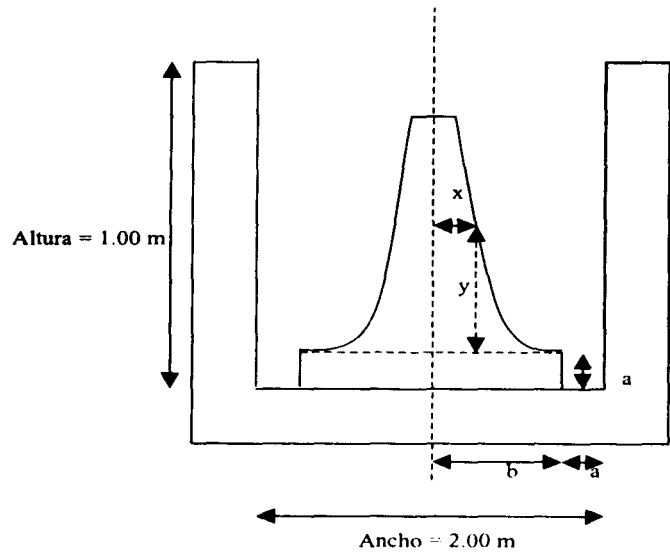


Figura 6.9 Dimensionamiento del vertedor proporcional

La gráfica de la Figura 6.10 muestra un medio perfil del vertedor doble sutro determinado por la ecuación $X = b(1 - 2/3.1416 \operatorname{atan}(\sqrt{y/a}))$ y tabulado en la Tabla 6.4.

Figura 6.10 Perfil del vertedor proporcional del proyecto

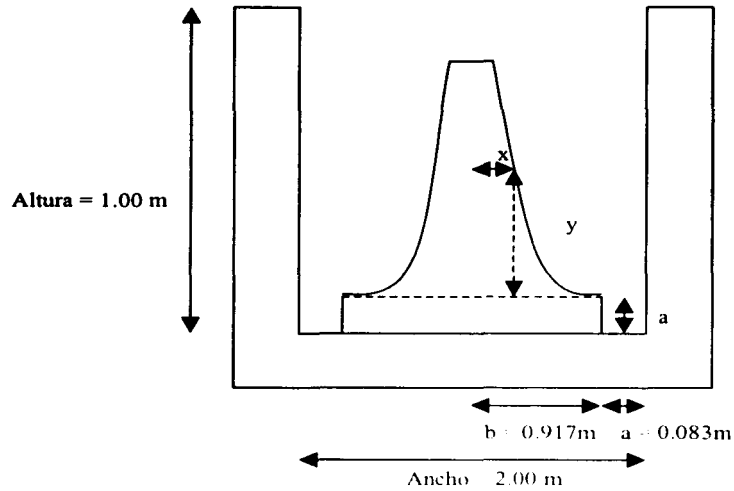
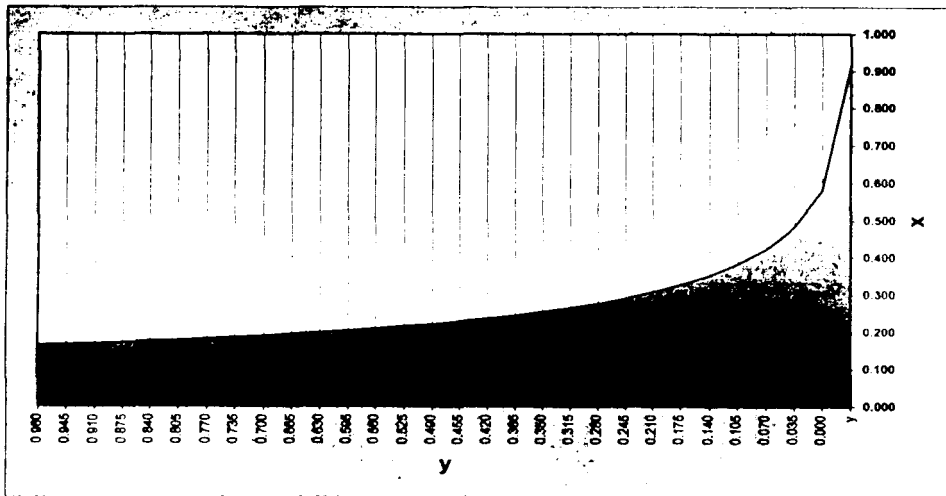


Tabla 6.4

a	b
0.083	0.917
y	x
0.000	0.917
0.035	0.581
0.070	0.483
0.105	0.424
0.140	0.383
0.175	0.352
0.210	0.328
0.245	0.308
0.280	0.291
0.315	0.277
0.350	0.265
0.385	0.254
0.420	0.244
0.455	0.236
0.490	0.228
0.525	0.221
0.560	0.215
0.595	0.209
0.630	0.203
0.665	0.198
0.700	0.194
0.735	0.189
0.770	0.185
0.805	0.181
0.840	0.178
0.875	0.174
0.910	0.171
0.945	0.168
0.980	0.165
1.015	0.163



Para fines de aforo, el vertedor proporcional puede ser usado al aplicar la siguiente ecuación: $Q = b (\sqrt{2ag}) (h + 2/3 a) (1000)$ dando el resultado en [l/s]. Debe considerarse que para obtener el gasto real se debe tomar a b como $2b$. La Tabla 6.5 muestra el aforo para diferentes elevaciones en el vertedor proporcional.

Tabla 6.5 Cálculo de gastos aproximados a partir del tirante

a	b
0.083	0.917
h(m)	Q (l/s)
0.01	152.83
0.02	176.23
0.03	199.63
0.04	223.04
0.05	246.44
0.06	269.84
0.07	293.25

0.08	316.65
0.09	340.06
0.10	363.46
0.11	386.86
0.12	410.27
0.13	433.67
0.14	457.07
0.15	480.48
0.16	503.88
0.17	527.28
0.18	550.69

0.19	574.09
0.20	597.50
0.21	620.90
0.22	644.30
0.23	667.71
0.24	691.11
0.25	714.51
0.26	737.92
0.27	761.32
0.28	784.73
0.29	808.13
0.30	831.53

6.1.5 Medidor Parshall

El medidor Parshall tiene la finalidad de medir el gasto. Este dispositivo es el más utilizado porque su morfología no permite que los sólidos transportados por las aguas residuales se acumulen en alguna de sus partes y además porque tiene la característica de que el caudal es una función lineal de la altura del tirante a la entrada del dispositivo. Consiste de una garganta de corta longitud y paredes paralelas, precedida por una sección convergente y seguida por una sección en expansión. La medición se realiza a $2/3 A$.

Datos

Gastos

Mínimo: 117.94 (l/s) = 0.11794 (m³/s)

Medio: 235.87 (l/s) = 0.23587 (m³/s)

Máximo: 489.33 (l/s) = 0.48933 (m³/s)

Máximo extraordinario: 733.99 (l/s) = 0.73399 (m³/s)

Consideraciones de diseño

De la tabla 6.6 y considerando el rango de gastos mínimo y máximo extraordinario, se obtiene:
w = 61.00 cm

De la tabla 6.7 y tomando w en metros se obtiene: n = 1.55 k = 1.426
Para los valores del dimensionamiento del canal se usó la tabla 6.8.

Tabla 6.6 Límites de aplicación. Medidores Parshall con descarga libre.

w (pulg. y cm)		Capacidad (l/s)	
		Mínima	Máxima
3.0	7.60	0.85	53.80
6.0	15.20	1.52	110.40
9.0	22.90	2.55	251.90
1.0	30.50	3.11	457.60
1.5	45.70	4.25	696.20
2.0	61.00	11.89	936.70
3.0	91.50	17.26	1426.30
4.0	122.00	36.79	1921.50
5.0	152.50	62.80	2422.00
6.0	183.00	74.40	2929.00
7.0	213.50	115.40	3440.00
8.0	244.00	130.70	3950.00
10.0	305.00	200.00	5660.00

Fuente: Tabla 29.2 de la referencia 1

Tabla 6.7 Valores del exponente n y del coeficiente k

W (m)	n	K (m)
0.076	1.547	0.176
0.152	1.580	0.381
0.229	1.530	0.535
0.305	1.522	0.690
0.457	1.538	1.054
0.610	1.550	1.426
0.915	1.566	2.182
1.220	1.578	2.935
1.525	1.587	3.728
1.830	1.595	4.515
2.135	1.601	5.306
2.440	1.606	6.101

Fuente: Tabla 29.3 de la referencia 1

Tabla 6.8 Dimensiones y capacidad del canal Parshall para distintos anchos de garganta W

W	A		2/3 A		B		C		D		E		F		G		K	N	R		M		P		X	Y	CAPACIDAD DE FLUJO LIBRE	
	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.			ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.			ft.	in.
0 3	1 6	2/3	1 1/4	1	6	0 7	0	10 5/16	2 0	0 0	6 1	0 1	2 1/4	1 4	1 0	2 6 1/4	1 1 1/3	0 03	1.9									
0 6	2 7/26	1 4	5/16	2 0	1 3 1/2	1 3 5/8	2 0	1 0 2	0 3	4 1/2	1 4	1 0 3	6 1/2	2 3	0 09	8.9												
0 9	2 10 5/8	1 11 1/8	2 10	1 3	1 10 5/8	2 6	1 0 1	6 3	4 1/2	1 4	1 0 3	6 1/2	2 3	0 09	8.9													
1 0	4 6	3 0	4 4 7/8	2 0	2 9 1/4	3 0	2 0 3	0 3	9	1 8	1 3 4	10 3/4	2 3	0 11	16.1													
1 6	4 9	3 2	4 7 7/8	2 6	3 4 5/8	3 0	2 0 3	0 3	9	1 8	1 3 6	11 1/3	2 3	0 15	24.6													
2 0	5 0	3 4	4 10 7/8	3 0	3 11 1/2	3 0	2 0 3	0 3	9	1 8	1 3 6	11 1/3	2 3	0 42	33.1													
3 0	5 6	3 8	5 4 2/3	4 0	5 1 7/8	3 0	2 0 3	0 3	9	1 8	1 3 7	8 1/3	2 3	0 61	50.4													
4 0	6 0	4 0	5 10 5/8	5 0	6 4 1/4	3 0	2 0 3	0 3	9	2 0	1 6	10 3/4	2 3	1.3	67.9													
5 0	6 6	4 4	6 4 1/2	6 0	7 6 5/8	3 0	2 0 3	0 3	9	2 0	1 6	11 1/3	2 3	1.6	85.6													
6 0	7 0	4 8	6 10 5/8	7 0	8 9	3 0	2 0 3	0 3	9	2 0	1 6	11 3/3	2 3	2.6	103.5													
7 0	7 6	5 0	7 4 1/2	8 0	9 11 5/8	3 0	2 0 3	0 3	9	2 0	1 6	12 6	2 3	3	121.4													
8 0	8 8	5 4	7 10 5/8	9 0	11 1 5/8	3 0	2 0 3	0 3	9	2 0	1 6	13 8 1/4	2 3	3.5	139.5													

Fuente: Tabla 29.5 de referencia 1.

Figura 6.11 Planta del medidor Parshall

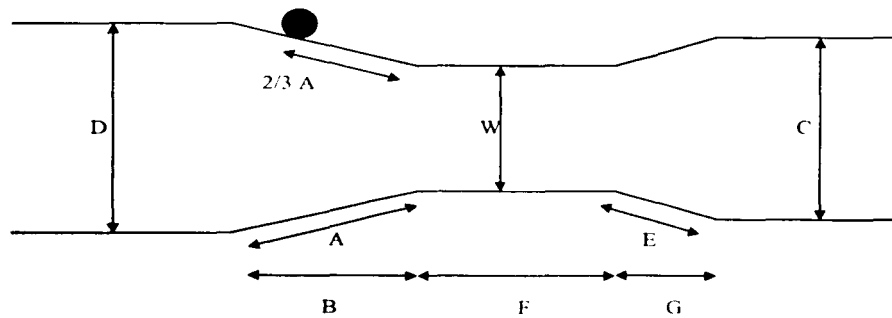
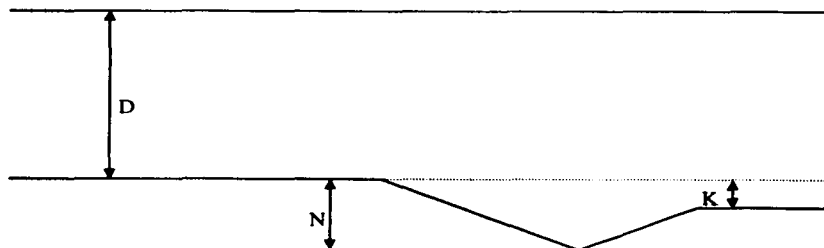


Figura 6.12 Perfil del medidor Parshall



Dimensiones en (cm)

A = 152.4 B = 149.54 C = 91.4 D = 120.65 E = 91.4 F = 61
 G = 91.4 K = 7.6 N = 22.9 W = 91.5

Para fines de aforo, el medidor Parshall puede ser usado al aplicar la siguiente ecuación: $Q = kH^n$
 La Tabla 6.9 muestra el aforo para diferentes elevaciones en el medidor Parshall.

Tabla 6.9 Cálculo de gastos aproximados a partir del tirante

Q _{min} (l/s)	Q _{máxextr} (l/s)	w (cm)	n	k	H m	Q (m ³ /s)	Q (l/s)	
117.94	733.99	61.00	1.55	1.426	.01	0.0011	1.13	
					2 ft.	.02	0.0033	3.32
						.03	0.0062	6.22
						.04	0.0097	9.71
						.05	0.0137	13.73
						.06	0.0182	18.21
						.07	0.0231	23.12
						.08	0.0284	28.44
						.09	0.0341	34.13
						.10	0.0402	40.19
						.15	0.0753	75.35
						.20	0.1177	117.68
						.25	0.1663	166.31
						.30	0.2206	220.63
						.35	0.2802	280.17
						.40	0.3446	344.60
						.45	0.4136	413.62
						.50	0.4870	486.99
						.55	0.5645	564.52

A partir de este punto será necesario elevar el agua residual hasta un punto tal que permita al sistema de tratamiento trabajar por gravedad. Así, la Figura 6.13 muestra un perfil de la planta de tratamiento y sus diferentes niveles.

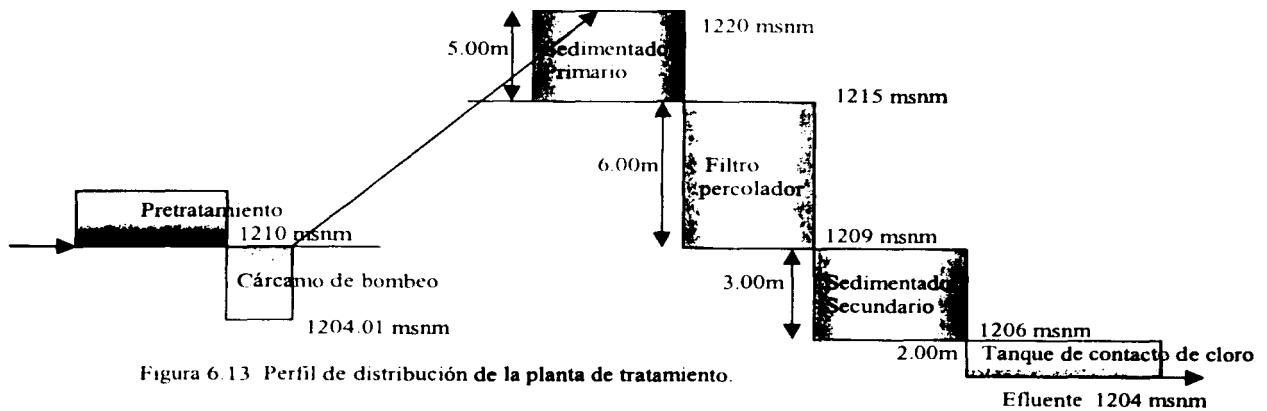


Figura 6.13 Perfil de distribución de la planta de tratamiento.

6.1.6 Diseño del sistema de bombeo

Las unidades de bombeo tienen como objetivo, elevar el líquido desde una determinada elevación a otra mayor.

Datos

Gastos

Mínimo: 117.94 (l/s) = 0.11794 (m³/s)

Medio: 235.87 (l/s) = 0.23587 (m³/s)

Máximo: 489.33 (l/s) = 0.48933 (m³/s)

Máximo extraordinario: 733.99 (l/s) = 0.73399 (m³/s)

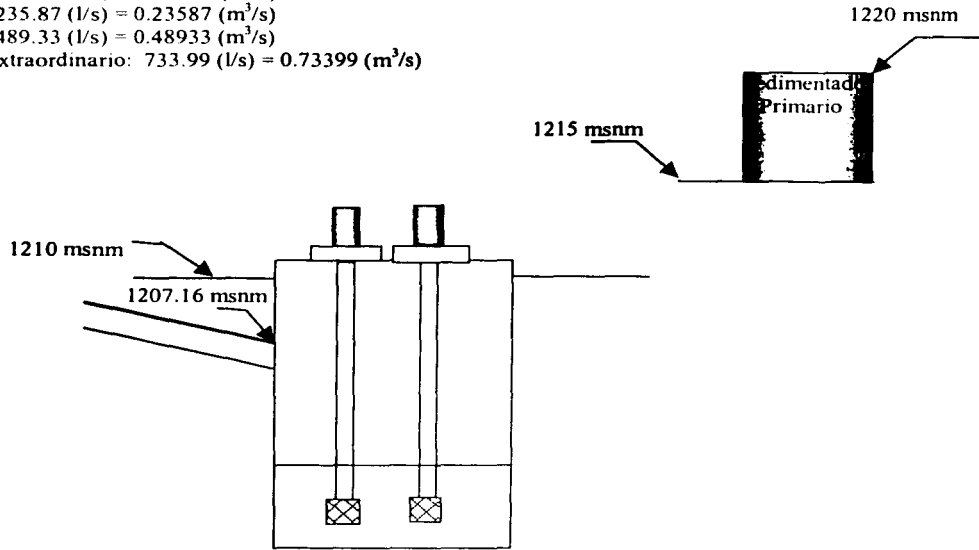


Figura 6.14 Perfil de elevaciones para el sistema de bombeo.

Consideraciones

Se operará con el rango de gastos Q_{\min} - $Q_{\max, \text{ext}}$.

La operación de los equipos se controlará con electroneveles.

El cárcamo será de sección rectangular o cuadrada.

Criterios

$$V = \frac{q \cdot t}{4}$$

donde

V: volumen (m³)

q: gasto de la bomba de mayor capacidad de bombeo (m³/min.)

t: tiempo entre paro y arranque de la bomba de mayor capacidad (min.)

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

donde

P: potencia (HP)

γ : peso volumétrico del agua

Q: gasto máximo extraordinario (m³/s)

H: carga manométrica total (m)

η : eficiencia de la bomba

Análisis del número y capacidad de las bombas requeridas

Tabla 6.10 Propuesta de arreglo de bombas

GASTO	(l/s)	BOMBAS	NIVELES	
			ARRANQUE	PARO
Mínimo	117.94	B1 o B2	1203.85	1202.91
Medio	235.87	B2	1203.85	1202.91
Máximo	489.33	(B1 y B2) o (B3)	1204.79	1203.85
Máximo extr.	733.99	(B3 y B1) o (B3 y B2)	1205.72	1205.72

Bomba 1 - 200 l/s

Bomba 2 - 300 l/s

Bomba 3 - 600 l/s

Bomba 4 - 600 l/s reserva.

Cálculo del volumen del cárcamoCálculo del volumen $V = Q t$ De acuerdo a la Referencia 1 se supone el tiempo entre $15 < t < 60$ min. $Q_{med} = 235.87$ l/s $Q_{máx.ext.} = 733.99$ l/s $T = 15$ min. $t = 60$ min. $V_1 = 212.28$ m³ $V_2 = 2642.36$ m³**Cálculo del volumen mínimo** $V = q t / 4$ Para $t = 20$ min. y $q = 600$ l/s = 36 m³/min. $V = 36 \times 20 / 4$ $V = 180$ m³ volumen mínimo.Como el volumen resultante de $V = Q t = 212.28$ m³ se tomará para diseño $V = 215.00$ m³**Diseño del cárcamo**

El cárcamo de bombeo es usado para almacenar momentáneamente los volúmenes excedentes de agua que se presenten durante el funcionamiento de la planta de tratamiento. La figura 6.15 muestra un perfil del cárcamo para la planta.

Proponiendo un ancho $L = 10$ m y de sección cuadrada, se tiene:

$$V = l \times l \times h$$

$$H = 215 / 10 \times 10 = 2.15 \text{ m}$$

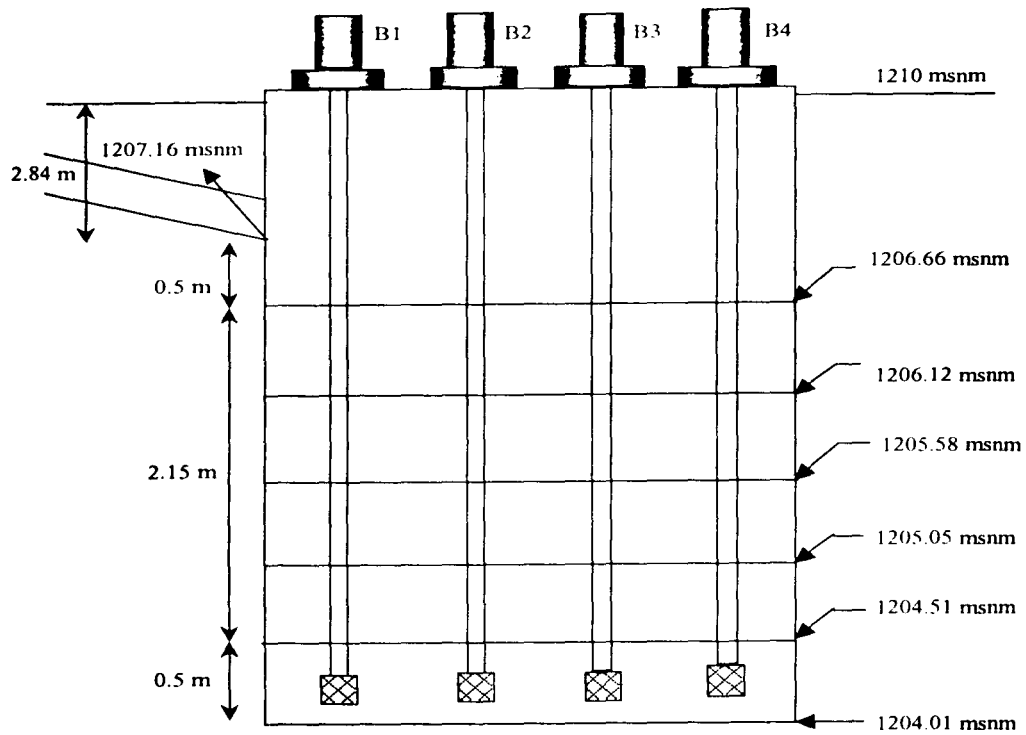


Figura 6.15 Perfil del cárcamo de bombeo para la planta de tratamiento.

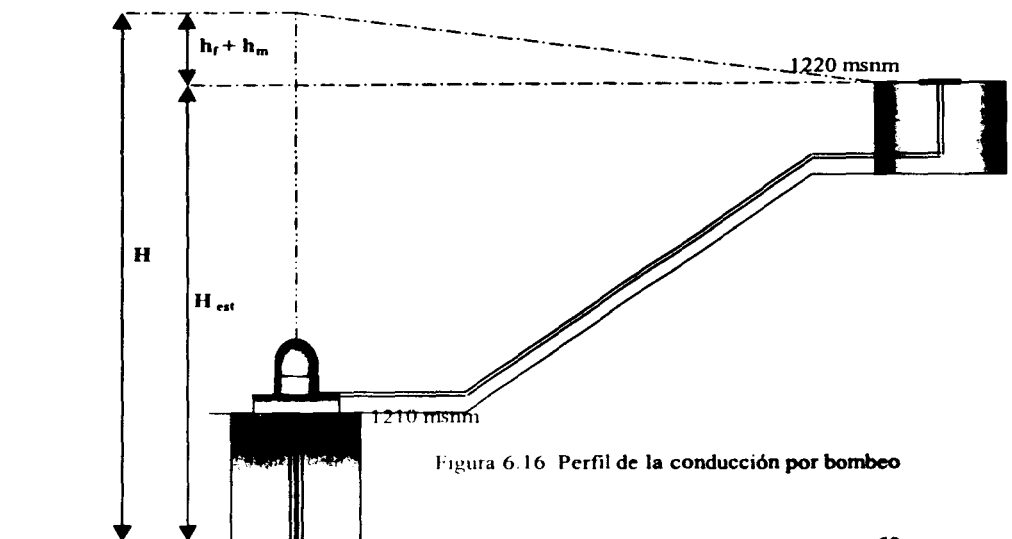


Figura 6.16 Perfil de la conducción por bombeo

Cálculo de las potencias de las bombas

La determinación de la potencia requerida por cada bomba estará determinada por la ecuación:

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

P : potencia (HP)

γ : peso volumétrico del agua

η : eficiencia de la bomba

H : carga manométrica total (m)

Q : gasto máximo extraordinario (m^3/s)

H_{est} : carga estática (msnm)

h_f : pérdidas por fricción

h_m : pérdidas menores

$$H = H_{est} + h_f + h_m$$

$$H_{est} = 1220 \text{ msnm} - 1204.01 \text{ msnm}$$

$$H_{est} = 15.99 \text{ m}$$

$$h_f + h_m = 0.05 H_{est}$$

$$h_f + h_m = 0.7995 \text{ m}$$

$$H = 15.99 + 0.7995 = 16.7895 \text{ m}$$

Con una eficiencia de $\eta = 0.70$

La figura 6.16 muestra un perfil de la conducción por bombeo.

Para BOMBA 1

$$P = \frac{1 * 200 * 8.5405}{76 * 0.7} = 32.11 \text{ Hp}$$

Tomando una bomba comercial para el diseño, potencia B1 = 35 Hp

Para BOMBA 2

$$P = \frac{1 * 300 * 8.5405}{76 * 0.7} = 48.16 \text{ Hp}$$

Tomando una bomba comercial para el diseño, potencia B2 = 50 Hp

Para BOMBA 3 y 4

$$P = \frac{1 * 600 * 8.5405}{76 * 0.7} = 96.32 \text{ Hp}$$

Tomando una bomba comercial para el diseño, potencia B3y4 = 100 Hp

6.2 Diseño del tratamiento primario de la planta

El tratamiento primario es el nivel básico que se da a las aguas residuales y consiste en el pretratamiento más una unidad de sedimentación primaria. La sedimentación primaria es una operación unitaria diseñada para concentrar y remover sólidos suspendidos orgánicos del agua residual. La mayor parte de los sólidos suspendidos presentes flocculan de forma natural. Las operaciones de sedimentación primaria son del Tipo 2 sin la adición de coagulantes químicos ni operaciones de mezclado mecánico y floculación.

Datos

Gastos

Mínimo: 117.94 (l/s) = 0.11794 (m³/s)

Medio: 235.87 (l/s) = 0.23587 (m³/s)

Máximo: 489.33 (l/s) = 0.48933 (m³/s)

Máximo extraordinario: 733.99 (l/s) = 0.73399 (m³/s)

DBO₅ influente = 353.3 mg/l = Si

Consideraciones de diseño

Tipo: Circular

Número de unidades: 2

Operación: sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario.

Se diseña con el gasto medio y se revisa con el gasto máximo extraordinario.

Criterio Metcalf & Eddy.

Tabla 6.11 Información típica de diseño de tanques de sedimentación primaria.

CONCEPTO	RANGO DEL VALOR	VALOR TÍPICO
A) Sedimentador primario seguido por tratamiento secundario		
Tiempo de retención (hrs)	1.5-2.5	2.0
Carga superficial para Gasto medio (m ³ /m ² d)	32-48	40
Gasto máx. extr.	80-120	100
Carga sobre el vertedor (m ³ /m*d)	125-500	250
B) Sedimentación primaria con retorno de lodos del tratamiento secundario		
Tiempo de retención (hrs)	1.5-2.5	2.0
Carga superficial para Gasto medio: (m ³ /m ² d)	24-32	28
Gasto máx. extr.	48-70	60
Carga sobre el vertedor (m ³ /m*d)	125-500	250

Fuente: Tabla 9.7 de la referencia 1

Tabla 6.12 Información típica de diseño para tanques sedimentadores primarios rectangulares y circulares.

CONCEPTO	RANGO DE VALORES	VALOR TÍPICO
Rectangular		
Profundidad (m)	3-5	4
Longitud (m)	15-100	24-40
Ancho (m)	3-24	5-10
Velocidad de rastras (m/min)	0.6-1.2	0.9
Circular		
Profundidad (m)	3-5	4
Diámetro (m)	3-60	12-30
Pendiente del fondo (%)	¼ - 2	1
Velocidad de rastras (m/min)	0.02-0.05	0.03

Fuente: Tabla 9.8 de la referencia 1

Cálculos

$$Q_{med} = 235.87 \text{ l/s} = 20379.17 \text{ m}^3/\text{d}$$

Se proponen 2 tanques sedimentadores, por lo que se divide el gasto entre dos.

$$Q_{med}/2 = 117.93 \text{ l/s} = 10189.58 \text{ m}^3/\text{d}$$

De la tabla 6.11, se supone una carga superficial $CS = 40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$.

$$A_s = \frac{Q}{C.S.} = \frac{10189.58}{40} = 254.74 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 254.74}{\pi}} = 18.00 \text{ m} = 59.1 \text{ ft}$$

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 18.00^2}{4} = 254.47 \text{ m}^2$$

De la tabla 6.12 se supone una profundidad $h=5\text{m}$

$$V = A \times h = 254.47 \times 5 = 1272.35 \text{ m}^3$$

Revisión

- Tiempo de retención para un rango recomendado de 1.5 a 2.5 hr para Q_{med}

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{1272.35}{10189.58} = 0.1249 \text{ d} = 3.00 \text{ hrs}$$

Debido a que se pasa del rango por el extremo superior, se acepta.

- Carga sobre el vertedor para un rango recomendado de 125 a 500 $\text{m}^3/\text{m d}$

$$C.V. = \frac{Q}{\pi \times D} = \frac{10189.58}{\pi \times 18.00} = 180.19 \frac{\text{m}^3}{\text{md}}$$

Como el valor está en el rango, se acepta.

Revisión con $Q_{\max.\text{ext}}$ para cada tanque

$$Q_{\max.\text{ext}} = 733.99 \text{ l/s} = 63416.74 \text{ m}^3/\text{día}$$

Al proponer dos tanques sedimentadores se dividió el gasto entre dos.

$$Q_{\max.\text{ext}} = 366.99 \text{ l/s} = 31708.37 \text{ m}^3/\text{d}$$

- Carga superficial para un rango de 80 a 120 $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$

$$C.S. = \frac{Q}{As} = \frac{31708.37}{254.47} = 124.6 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ d}}$$

No cumple con el intervalo.

- Tiempo de retención para un rango de 1.5 a 2.5 hr

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{1313.65}{31708.37} = 0.0414 \text{ d} = 0.99 \text{ hrs}$$

No cumple con el intervalo.

Obteniendo un volumen con un tiempo de 1.5 hr = 0.0625 d

$$V = Q \times t = 31708.37 \times 0.0625 = 1981.77 \text{ m}^3$$

$$A = \frac{V}{h} = \frac{1981.77}{5} = 396.35 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 396.35}{\pi}} = 22.46 \text{ m} = 73.70 \text{ ft}$$

Así, se tomará un diámetro $D = 23 \text{ m}$

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 23.00^2}{4} = 415.48 \text{ m}^2$$

$$V = A \times h = 415.48 \times 5 = 2077.4 \text{ m}^3$$

- Tiempo de retención para un rango de 1.5 a 2.5 hrs.

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{2077.4}{10189.58} = 0.2039 \text{ d} = 4.89 \text{ hrs}$$

Se pasa del rango pero por el extremo superior, así que se acepta.

- Carga superficial para un rango de 32 a 48 $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$

$$C.S. = \frac{Q}{As} = \frac{10189.58}{415.48} = 24.52 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ d}}$$

Se acepta por estar por debajo del rango

- Carga sobre el vertedor para un rango de 125 a 500 $\text{m}^3/\text{m d}$

$$C.V. = \frac{Q}{\pi \times D} = \frac{10189.58}{\pi \times 23.00} = 141.02 \frac{\text{m}^3}{\text{m d}}$$

El valor está en el rango, entonces se acepta.

Revisando con $Q_{max.ext}$

- Carga superficial para un rango de 80 a 120 $m^3/m^2 d$

$$C.S. = \frac{Q}{A_s} = \frac{31708.37}{415.48} = 76.32 \frac{m^3}{m^2 d}$$

Al estar por debajo del rango se acepta.

- Tiempo de retención para un rango de 1.5 a 2.5 hr

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{2077.4}{31708.37} = 0.0655d = 1.57hr$$

Cumple con el intervalo

- Carga sobre el vertedor para un rango de 125 a 500 $m^3/m d$

$$C.V. = \frac{Q}{\Pi \times D} = \frac{31708.37}{\Pi \times 23.00} = 441.52 \frac{m^3}{md}$$

El valor está dentro del rango, entonces se acepta y cumple con todos los valores.

De esta revisión se puede concluir que se requerirá de dos tanques sedimentadores de diámetro $D = 23.00$ m y altura $h = 5.00$ m (Figuras 6.17 a y 6.17 b).

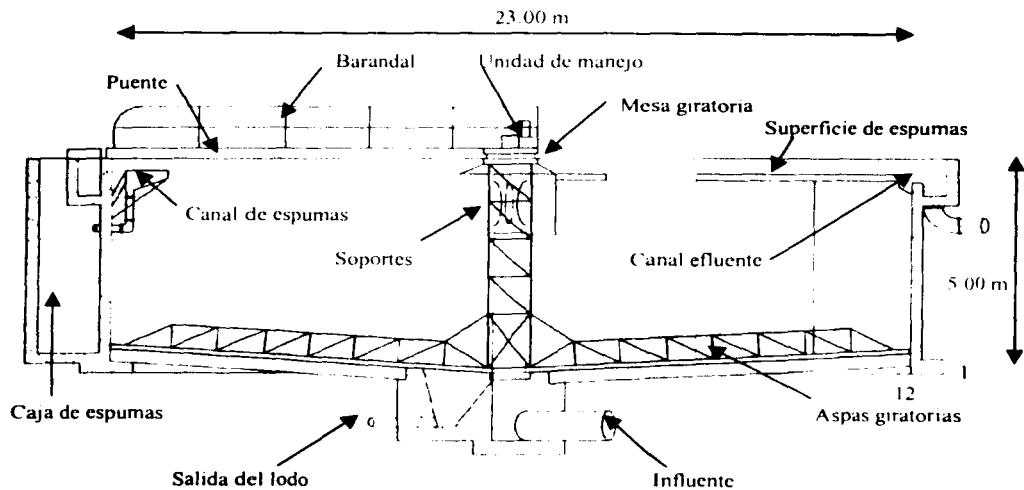


Figura 6.17 a Perfil del tanque sedimentador primario.

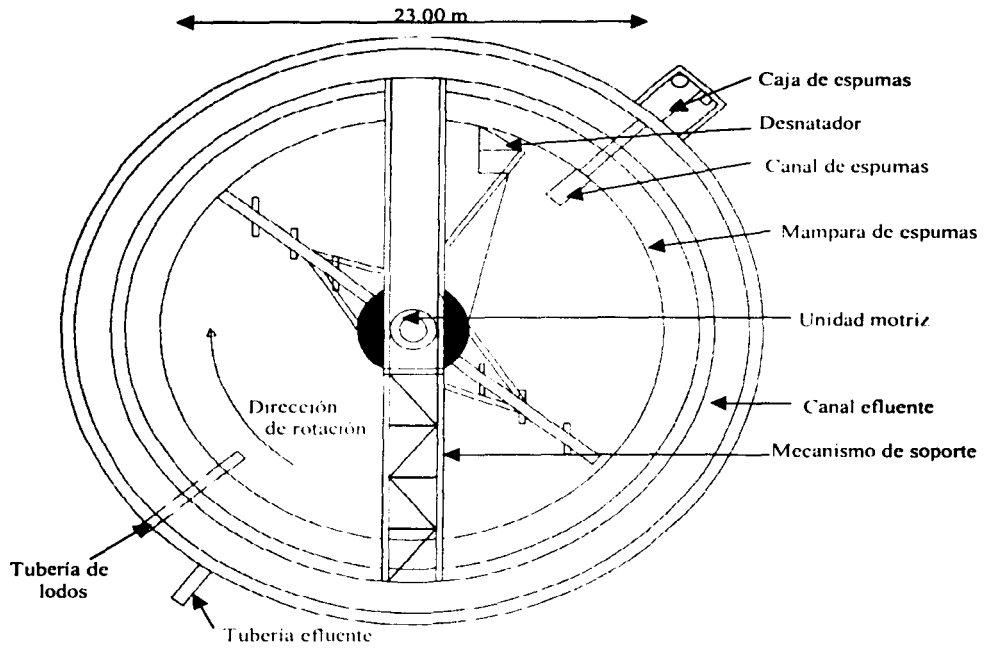


Figura 6.17 b Planta del tanque sedimentador primario.

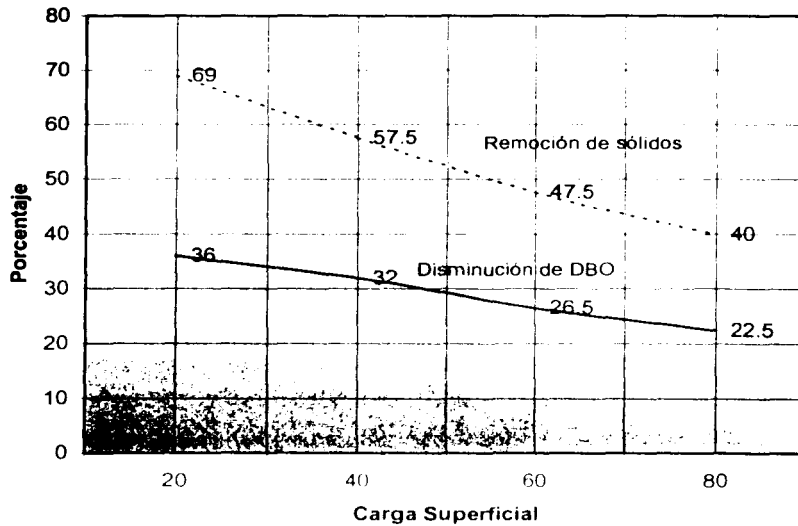


Figura 6.18 Porcentaje de remoción de sólidos suspendidos y DBO contra carga superficial en sedimentadores primarios.

6.3 Diseño del tratamiento secundario de la planta

El tratamiento secundario es el proceso complementario de la depuración de las aguas residuales, consistente en una serie de operaciones y procesos químicos o biológicos a los que son sometidos los efluentes del tratamiento primario, ya que aún contienen aproximadamente 40% de los sólidos suspendidos del influente y cerca de 60% de la DBO soluble (Figura 6.18), los cuales deben ser separados para obtener un agua apropiada para otro uso o para su disposición final en cuerpos receptores. El tratamiento biológico de las aguas residuales, tiene como finalidad remover la materia orgánica en estado coloidal y disuelta que no fue removida con el tratamiento primario y además estabilizar la materia orgánica. Los procesos biológicos para el tratamiento de las aguas residuales, constan de equipo que pone en contacto la materia orgánica con los microorganismos, durante el tiempo suficiente para llevar a cabo su oxidación, bajo condiciones aerobias o anaerobias.

La unidad adicional se compone de un reactor, que puede ser de tipo biológico o fisicoquímico y un sedimentador o clarificador secundario. En el presente trabajo se utilizará como reactor biológico un filtro percolador, filtro rociador o biofiltro, seguido de un sedimentador secundario y por último se efectuará la desinfección con cloro.

6.3.1 Diseño de filtros percoladores

Durante muchos años, se ha venido observando que el crecimiento de organismos productores de lodo en las corrientes contribuye con la autopurificación del agua. El filtro biológico es uno de los procesos de tratamiento que se ha desarrollado con la intención de encontrar un método económico y eficiente para desarrollar los medios naturales de purificación. En forma simple, se trata de proveer una superficie en la cual el estado microbiológico pueda crecer al exponer esta superficie en forma continua a las aguas residuales y al aire para la adsorción y asimilación de materia orgánica con aireación. El método consiste en dejar escurrir el agua residual en un medio filtrante, donde se irán desarrollando colonias biológicas de microorganismos que biooxidan la materia orgánica presente en el agua y el efluente es recolectado en el fondo del filtro. El influente es distribuido uniformemente en el medio de soporte del filtro a través de un sistema rociador, mientras que el oxígeno necesario para que se lleve a cabo el metabolismo biológico aerobio, es proporcionado en forma natural por la circulación del aire a través de los intersticios del medio filtrante.

El lecho filtrante consiste en rocas de 10cm de diámetro, acomodadas para recibir el efluente del sedimentador primario. En la superficie de las rocas se forma una película biológica que se desarrolla muy rápidamente cubriéndolas con una masa gelatinosa bacteriana. Las rocas deben ser más bien lisas, sin partes angulosas. Para el lecho filtrante pueden usarse también bolas de plástico, cerámica, etcétera.

El sistema de rociador que distribuye el agua residual consiste en brazos rotatorios de tubería perforada con chiflones, los cuales se mueven muy lentamente para ir mojando las rocas del lecho sin permitir que éste se munde para evitar que se desarrollen bacterias anaerobias. El funcionamiento de los filtros puede ser intermitente o continuo.

La capa de bacterias que se adhiere a las rocas o medio sintético son saprofitas aerobias, anaerobias y facultativas, protozoarios, hongos y organismos macroscópicos como larvas, caracoles, gusanos etcétera.

Datos

$Q_{\text{medio}} = 235.87 \text{ l/s} = 3738.62 \text{ gal/min}$

Temperatura 20.9 °C (media ambiental)

$DBO_5 \text{ influente} = 240.24 \text{ mg/l} = S_i$ (de acuerdo al porcentaje removido por el sedimentador primario mostrado en la figura 6.18)

$DBO_5 \text{ efluente} = 30 \text{ mg/l} = S_e$ (de acuerdo a las normas Ecológicas (Referencia 3))

Profundidad del tanque propuesta = 5.00m = 16.40 ft = D_2

Medio filtrante : sintético plástico.

Método aplicado : K.L. Schulze Modificado Referencia 2

Un tanque circular

Cálculos

Para temperaturas distintas a 20°C, la constante de Van't Of. Arrhenius se corrige con la ecuación

$$K_T = K_{20} \theta^{(T-20)} \quad \text{donde: } \theta = 1.056 \text{ para } T \text{ entre } 20 \text{ y } 30 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\theta = 1.135 \text{ para } T \text{ entre } 4 \text{ y } 19 \text{ }^\circ\text{C}$$

Se propone una $\theta = 1.056$ para el rango de temperaturas 20 - 30 °C

Se = DBO₅ efluente

Si = DBO₅ influente

K₂₀ = constante de tratabilidad a una profundidad D a 20 °C

D = Profundidad del filtro (pie)

Qv = Gasto aplicado por unidad de área (gal/min*pie²)

Para distintas profundidades:

$$K_2 = K_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^x$$

x = 0.3 para medio plástico y 0.5 para medio rocoso

donde D₁ es la profundidad estándar de 6.096 m (20 pie) y D₂ la profundidad propuesta para el tanque en cuestión.

Tabla 6.13 Constantes típicas de tratabilidad para filtros percoladores de 20 pie de altura con medio plástico

TIPO DE AGUA RESIDUAL	CONSTANTE DE TRATABILIDAD K, GAL/MIN ^{0.5} pie
DOMESTICA	0.065-0.10
DOMESTICA A RESIDUOS ALIMENTICIOS	0.060-0.08
RESIDUOS DE FRUTA ENLATADA	0.020-0.05
CARNE EMPACADA	0.030-0.05
RESIDUOS DE MANUFACTURA DEL PAPEL	0.020-0.04
PROCESAMIENTO DE PAPAS	0.035-0.05
REFINERÍA	0.020-0.07

Fuente: Tabla 10-16 de la referencia 1

De la tabla 6.13 y considerando agua residual doméstica K₂₀ = 0.08

Se propone una profundidad D₂ = 5m = 16.40 pie y se corrige la constante en función de la profundidad

$$K_2 = 0.08 \left(\frac{20}{16.4} \right)^{0.3} = 0.0849 \text{ gal/min}^{0.5} \text{ pie}$$

Se corrige por temperatura

$$\Rightarrow K_T = K_{20} \theta^{(T-20)}$$

$$K_{20.9} = 0.0849(1.056)^{(20.9-20)} = 0.0892 \text{ gal/min}^{0.5} \text{ pie}$$

Cálculo del área

A partir de $S_e/S_i = e^{-K D^{0.5} (Q_v)^{-n}}$ y $Q_v = Q/A$ donde n: características hidráulicas del medio de empaque estimado entre 0.5 y 0.65

$$A = Q \left(\frac{-\ln\left(\frac{S_e}{S_i}\right)}{KD} \right)^{\frac{1}{n}} = 3738.62 \left(\frac{-\ln\left(\frac{30}{240.24}\right)}{0.0892 \times 16.40} \right)^{\frac{1}{0.5}} = 7561.44 \text{ pie}^2$$

Cálculo del diámetro del filtro percolador:

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 7561.44}{\pi}} = 98.12 \text{ pie} = 29.91 \text{ m}$$

Tomando un diámetro $\phi = 30 \text{ m}$

Con los datos anteriores, se propone un filtro percolador de 30 m de diámetro, 5 m de altura, 1 m de bordo libre, más 1 m de espacio libre bajo medio filtrante.

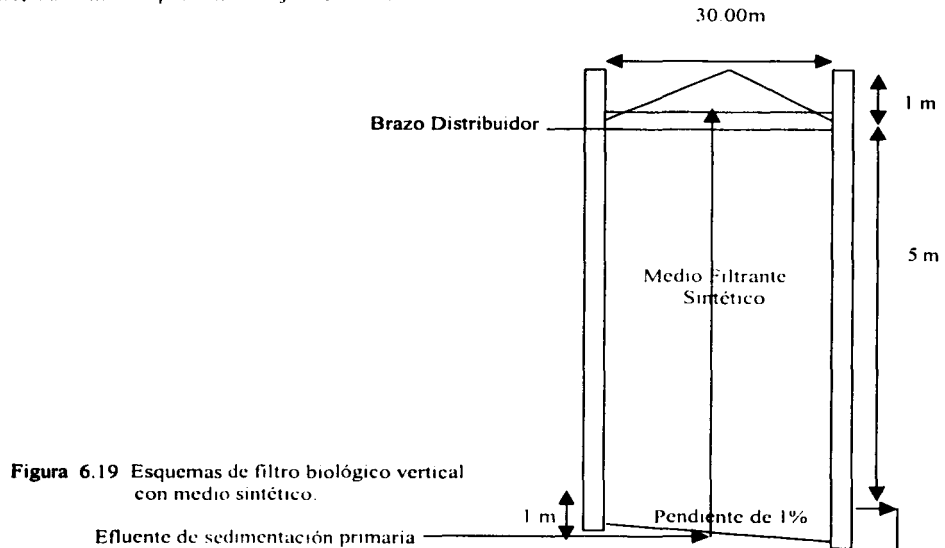
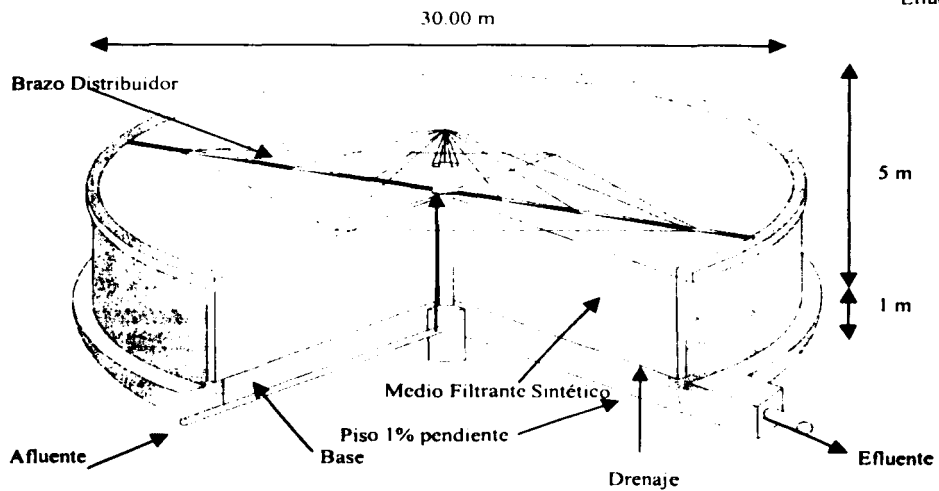


Figura 6.19 Esquemas de filtro biológico vertical con medio sintético.



6.3.2 Sedimentación secundaria

Es la operación unitaria que tiene por objeto separar los sólidos suspendidos que se encuentran en el flujo que proviene del reactor. En este tanque se sedimentan los sólidos, lográndose la clarificación del agua, por ello también recibe el nombre de clarificador.

Mientras los tanques de sedimentación primaria se construyen para la remoción de sólidos sedimentables que se encuentran en estado crudo, es decir, sin tratamiento biológico, los de sedimentación secundaria reciben los lodos del reactor biológico. La sedimentación de partículas en los sedimentadores secundarios se hace también por medio de la gravedad, propiciado una cierta quietud de las aguas, es decir, es una sedimentación simple de material floculento.

Datos

Gastos

Mínimo: 117.94 (l/s) 0.11794 (m³/s)

Medio: 235.87 (l/s) 0.23587 (m³/s)

Máximo: 489.33 (l/s) 0.48933 (m³/s)

Máximo extraordinario: 733.99 (l/s) = 0.73399 (m³/s)

Consideraciones de diseño

Sólidos suspendidos en el licor mezclado SSLM = 1275 mg/l (De acuerdo al porcentaje removido por el sedimentador primario mostrado en la figura 6.18)

Número de unidades: 2

Tipo: circular

Se diseña con el gasto medio y se revisa con el gasto máximo extraordinario.

Tabla 6.14 Información típica de diseño para clarificadores secundarios

TIPO DE TRATAMIENTO	CARGA SUPERFICIAL Gal/ft ² *d		CARGA DE SÓLIDOS Lb/ft ² *h		PROFUNDIDAD RECOMENDADA Ft.
	PROMEDIO Qmedio	MÁXIMO Qmáx.extr.	PROMEDIO Qmedio	MÁXIMO Qmáx.extr.	
Sedimentador seguido por lodos activados con aireación	400-800	1000-1200	0.8-1.2	2.0	12-20
Sedimentador seguido por lodos activados oxigenados	400-800	1000-1200	1.0-1.4	2.0	12-20
Sedimentador seguido por aireación extendida	200-400	600-800	0.2-1.0	1.4	12-20
Sedimentador seguido por filtros percoladores	400-600 16.28-24.42 m ³ /m ² *d	1000-1200	0.6-1.0 2.93-4.88 kg/m ² *h	1.6 7.81 kg/m ² *h	10-15
Sedimentador seguido por biodiscos					
Efluente secundario	400-800	1000-1200	0.8-1.2	2.0	10-15
Efluente Nitrificado	400-600	800-1000	0.6-1.0	1.6	10-15

NOTA: gal/ft²*d x 0.0407 = m³/m²*d
 Lb/ft²*h x 4.8824 = kg/m²*h
 Ft x 0.3048 = m

unidades usadas en el proyecto.

Fuente: Tabla 10-12 de la referencia 1

Cálculos

Diseñando con el gasto medio.

$$Q_{med} = 235.87 \text{ l/s} = 20379.17 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\frac{Q_{med}}{2} = 117.93 \frac{\text{l}}{\text{s}} = 10189.58 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

De la tabla 6.14, se supone una carga superficial CS = 16.28 m³/m² d

$$A_s = \frac{Q}{C.S.} = \frac{10189.58}{16.28} = 625.89 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 625.89}{\pi}} = 28.23 \text{ m} = 29.00 \text{ m}$$

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 29.00^2}{4} = 660.52 \text{ m}^2$$

De la tabla 6.14 se supone una profundidad h = 10 pie = 3.00 m

$$V = A \times h = 660.52 \times 3.00 = 1981.56 \text{ m}^3$$

Revisando

- Tiempo de retención para un rango de 1.5 a 2.5 hr para Q_{med}

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{1981.56}{10189.58} = 0.1945 \text{ d} = 4.67 \text{ hrs}$$

Se pasa del rango pero por el extremo superior, así que lo aceptamos.

- Carga sobre el vertedor para un rango de 125 a 500 m³/m d

$$C.V. = \frac{Q}{\pi \times D} = \frac{10189.58}{\pi \times 29.00} = 111.84 \frac{\text{m}^3}{\text{md}}$$

Como el valor está por debajo del rango, entonces el tanque está sobrado, pero se acepta por ser el Q_{med}.

- Carga de sólidos para un rango de 2.93 a 4.88 kg/m² h Rango de Tabla 6.14

$$C.Sol. = SSLM \times Q \times 86400 \times \frac{1}{1000000} = 1275 \times 117.93 \times \frac{86400}{1000000} = 12991.17 \text{ kg/d} = 541.30 \frac{\text{kg}}{\text{h}}$$

$$C.S = \frac{C.Sol.}{A} = \frac{541.30}{660.52} = 0.82 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{h}}$$

Como el valor está por debajo del rango, entonces el tanque está sobrado, pero se acepta por ser el Qmed.

Revisando con Q_{máx.ext.} para cada tanque:

$$\frac{Q_{\text{máx.ext.}}}{2} = \frac{733.99 \text{ l/s}}{2} = 31708.36 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

- Carga superficial para un rango de 40.7 a 48.84 m³/m² d de acuerdo a Tabla 6.13

$$C.S. = \frac{Q}{As} = \frac{31708.36}{660.52} = 48.00 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{d}}$$

Cumple con el intervalo

- Carga sobre el vertedor para un rango de 125 a 500 m³/m d

$$C.V. = \frac{Q}{\Pi \times D} = \frac{31708.36}{\Pi \times 29.00} = 348.00 \frac{\text{m}^3}{\text{md}}$$

Cumple con el intervalo

- Tiempo de retención para un rango de 1.5 a 2.5 hr.

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{1981.56}{31708.36} = 0.0625 \text{ d} = 1.5 \text{ hr}$$

Cumple con el intervalo.

- Carga de sólidos para un rango de 2.93 a 9.76 kg/m² h

$$C.Sol. = SSLM \times Q \times 86400 \times \frac{1}{1000000} = 1275 \times 366.99 \times \frac{86400}{1000000} = 40427.62 \text{ kg/d} = 1684.48 \frac{\text{kg}}{\text{h}}$$

$$C.S = \frac{C.Sol.}{A} = \frac{1684.48}{660.52} = 2.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{h}}$$

Cumple con el intervalo

Al terminar la revisión, concluimos que las dimensiones de cada uno de los 2 tanques son
D = 29.00 m y H = 3.00 m

El efluente se extraerá a través de vertedores triangulares, localizados cerca del perímetro del tanque sedimentador para evitar arrastre de lodos.

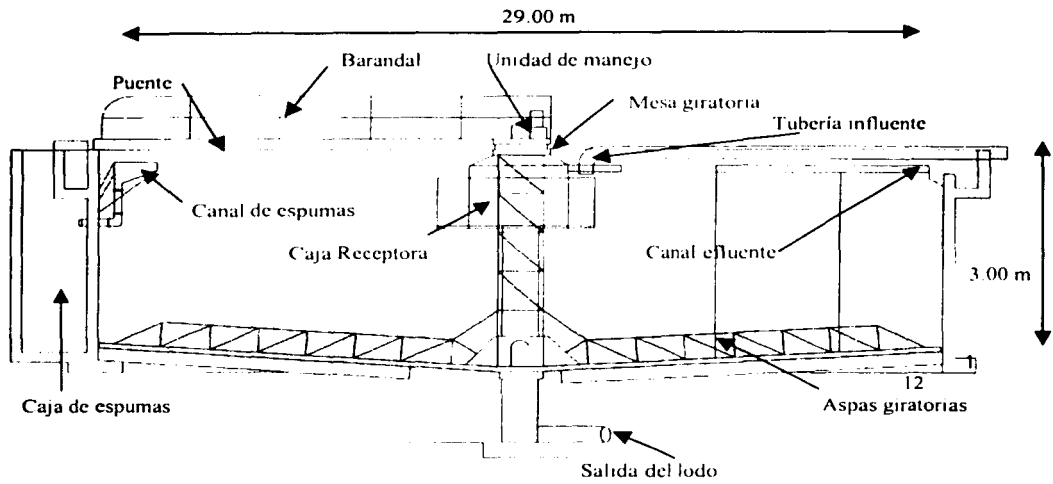


Figura 6.17 a Perfil del tanque sedimentador primario.

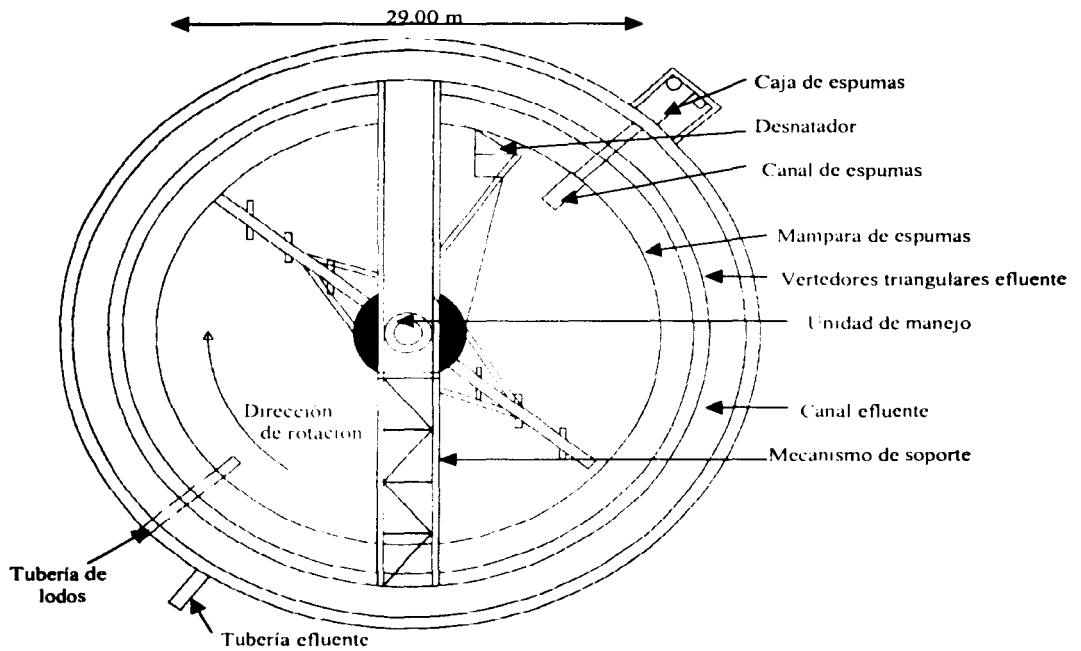


Figura 6.20 b Planta del tanque sedimentador secundario.

6.3.3 Diseño de un tanque de contacto de cloro

La desinfección de las aguas residuales es un proceso unitario para reducir la concentración de organismos patógenos a un valor aceptable para resguardar la salud humana.

El volumen del tanque de contacto de cloro se calculará con la expresión $V = Q t$

Datos

Gastos

Mínimo: 117.94 (l/s) = 0.11794 (m³/s)

Medio: 235.87 (l/s) = 0.23587 (m³/s)

Máximo: 489.33 (l/s) = 0.48933 (m³/s)

Máximo extraordinario: 733.99 (l/s) = 0.73399 (m³/s)

Tabla 6.15 Dosis recomendadas de cloro (mg/l)

PROCESO	DOSIS
Tratamiento primario	5-20
Filtros Rociadores	3-15
Lodos Activados	2-8
Efluente filtrado	1-5

Fuente: Referencia 1

Consideraciones de diseño:

Filtros percoladores

Gasto medio = 44.04 m³/min

Dosis = 10 mg/l (considerando dosis intermedia para filtros rociadores de la Tabla 6.15)

Se utilizará cloro gas

Tanques comerciales = 908 kg

Profundidad propuesta = 2.0 m Rango de 1.5 a 3.0 m

La relación largo:ancho (l:a) varía 1:3 a 1:8

Tiempo de contacto rango 15-30 min se tomará 15min para proyecto

Cálculos

$$V = 44.04 \text{ m}^3/\text{min} \times 15 \text{ min}$$

$$V = 660.60 \text{ m}^3$$

$$A = V/h = 660.6 / 2 = 330.30 \text{ m}^2$$

$$\text{Si } l = 3a \quad \text{y considerando } a = \sqrt{330.30/3}$$

$$a = 10.50 \text{ m}$$

$$l = 3 \times 10.50 = 31.50 \text{ m}$$

Calculando el número de tanques necesarios para operación se tiene

Con $Q_{med} = 235.87 \text{ l/s}$
 Dosis de 10 mg/l
 Tanques de cloro de 908 kg

$$Cl \text{ kg} = 235.87 \text{ l/s} \times 10 \text{ mg/l} = 2358.70 \text{ mg/s}$$

$$Cl \text{ kg} = 2358.70 \text{ mg/s} \times 86400 \text{ s/d} \times 1 \text{ kg}/10^6 \text{ mg}$$

$$Cl \text{ kg} = 203.80 \text{ kg/d}$$

Por lo tanto un tanque de 908 kg durará $908 \text{ kg} / 203.8 \text{ kg/d} = 4.45 \text{ días}$

Así se tiene que al mes se ocuparán $7 \text{ tanques} + 1 \text{ de reserva} = 8 \text{ TANQUES}$

Figura 6.21 Planta y perfil del tanque de cloro

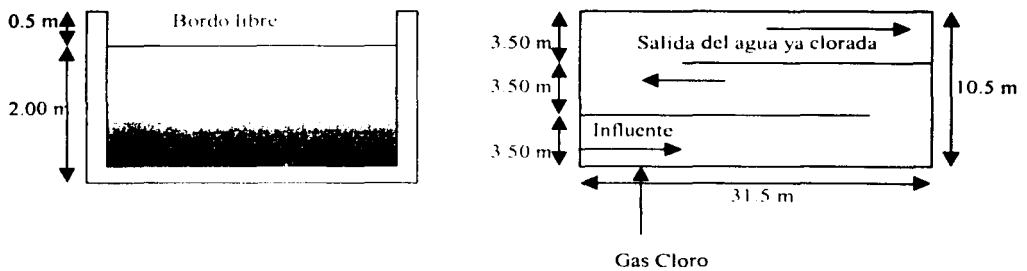


Figura 6.22 Diagrama de cloración

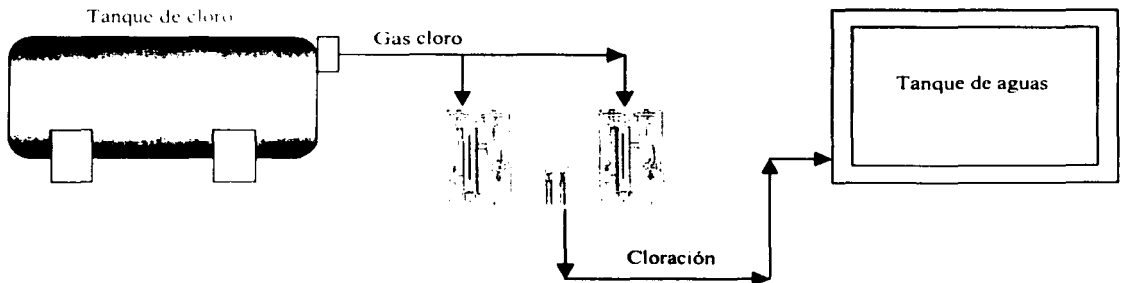


Figura 6.23 Planta del arreglo de los tanques de cloración

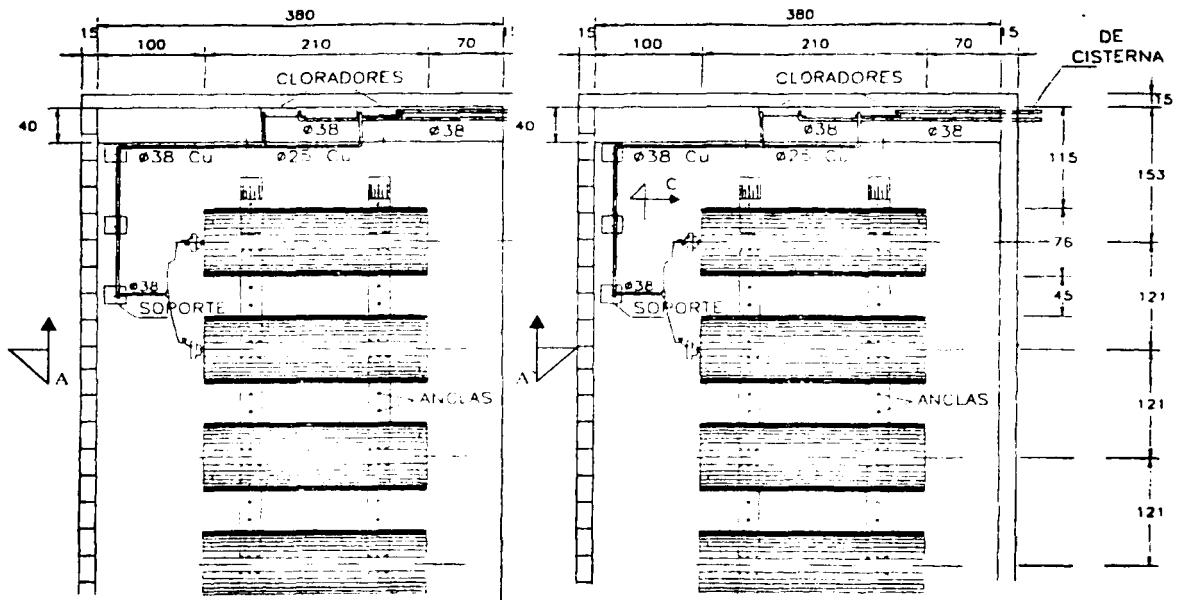
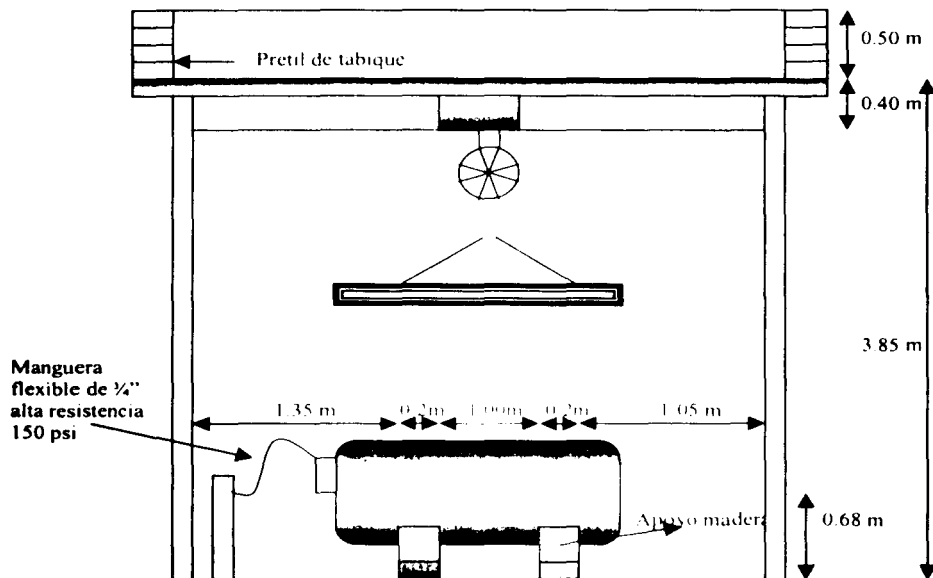


Figura 6.24 Corte A-A' de la caseta de tanques de cloración



CAPÍTULO VII

Localización y arreglo general de la planta de tratamiento y colector

La selección del sitio para la ubicación de una planta de tratamiento es un problema muy difícil de resolver actualmente, ya que si a los habitantes de las zonas en estudio, no se les convence de la bondad del tratamiento y de la ausencia de perjuicios para ellos, pueden impedir que la planta se construya o en el peor de los casos, ya construida no permitir que opere, por lo tanto se requiere llevar a cabo evaluaciones de todos los sitios posibles, entre estas, deben realizarse estudios de impacto ambiental; deben evitarse las áreas pobladas o el uso de áreas públicas. En ocasiones las plantas se localizan en lugares alejados, pero después que se construyen, pronto son rodeadas por la población. Por lo tanto, siempre debe tomarse en cuenta un área de amortiguamiento, las consideraciones estéticas y el control de olor y ruido. Si se tiene un buen control sobre los problemas potenciales se podría pensar que se puede localizar en cualquier lugar, por otro lado, si se hace un control de todos los problemas, esto repercutirá en los costos y en la selección de los procesos. La selección del sitio se hace normalmente en áreas donde no son críticos los problemas de ruido y los estéticos visuales.

Por economía es deseable minimizar las estaciones de bombeo. Entonces, los sitios a considerar normalmente quedan reducidos a puntos donde el drenaje es accesible, ya que el sistema de alcantarillado es predominantemente diseñado para funcionar por gravedad.

Desde los estudios iniciales debe establecerse, la superficie requerida incluyendo áreas verdes; los vientos dominantes y la distancia que exista hasta la población, principalmente la zona habitacional debido a los problemas de olores que puedan presentarse, el costo estimativo de la construcción y terreno, por último se deben estudiar, prevenir y tratar propuestas de solución a los problemas sanitarios que se pueden generar.

Por otro lado es necesario haber consultado el plano de alcantarillado y en él haber localizado la descarga con sus cotas de plantilla pudiendo ubicar así la localización precisa del colector y la entrada del afluente de la planta de tratamiento.

Considerando las recomendaciones anteriores, se determinó ubicar a la planta de tratamiento en la parte suroeste de la población de Yautepec (Figura 7.1) en un terreno de siete hectáreas, el cual tiene una forma regular y una configuración topográfica que va de la cota 1204 msnm a la cota 1215 msnm teniendo así un desnivel de diez metros entre la cota inferior y la superior.

El colector principal se ubica en la cota 1210 msnm. El afluente de la planta llegará directamente a un canal de llamada iniciando así el proceso de pretratamiento. Posterior a ello descargará a un cárcamo de bombeo el cual elevará el afluente hasta un sedimentador primario, el cual se desplantará en la cota 1215 msnm y tendrá una altura de cinco metros, por lo cual se necesitará de un sistema de bombeo que eleve al afluente a la cota 1220 msnm. A partir de este punto, el funcionamiento de la planta será por gravedad hasta llegar a la cota 1204 msnm en un punto cercano al Río Yautepec, donde finalmente desembocará. La Figura 7.2 muestra el perfil de la planta.

En cuanto al arreglo general de la planta, esta contará con un sistema de pretratamiento el cual incluye al canal de llamada, cribado, desarenador, vertedor doble sifón y medidor Parshall, un sistema de bombeo el cual incluye al cárcamo de bombeo, un sistema de tratamiento primario el cual consta de dos tanques sedimentadores de 23.00 metros de diámetro por 5.00 metros de alto, un sistema de tratamiento secundario el cual abarca un filtro percolador de 30.00 metros de diámetro por 5.00 metros de alto y dos tanques sedimentadores de 29.00 metros de diámetro por 3.00 metros de alto, por último un sistema de desinfección el cual consta de un tanque de agua y caseta de tanques de cloro. La planta deberá contar también con un edificio administrativo, un laboratorio y una caseta de vigilancia. La Figura 7.3 muestra el arreglo general de la planta de tratamiento.

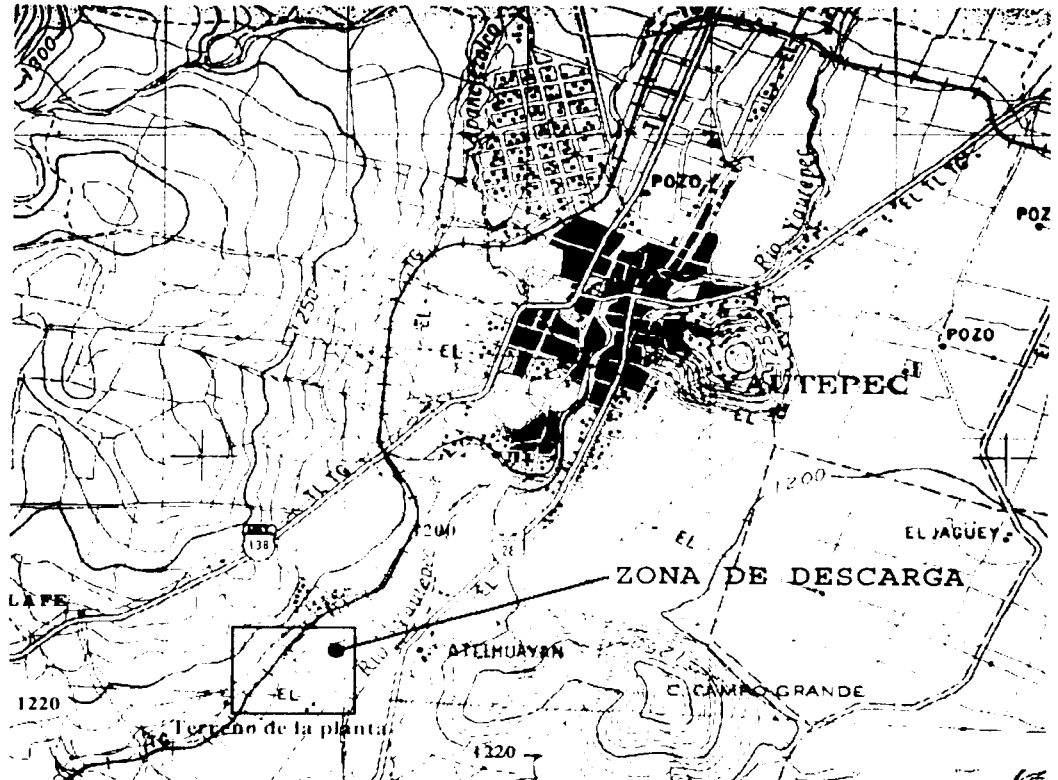


Figura 7.1 Localización de la descarga del agua residual de Yautepec y terreno de la planta de tratamiento

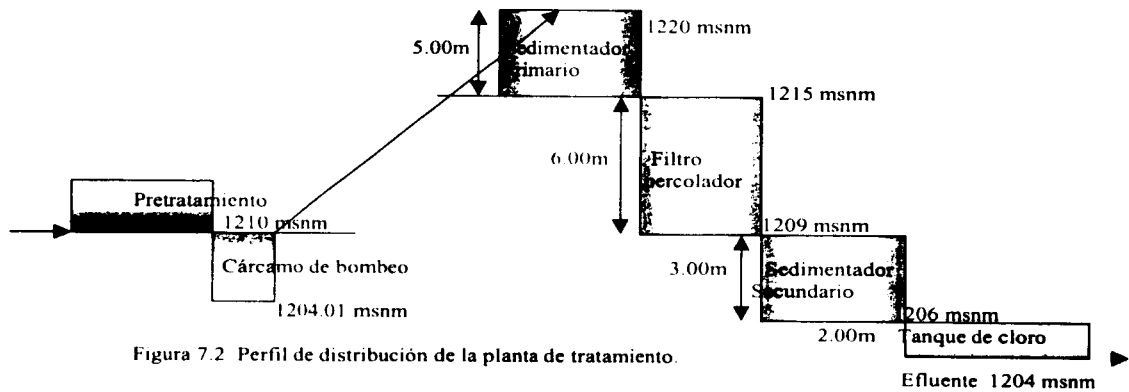
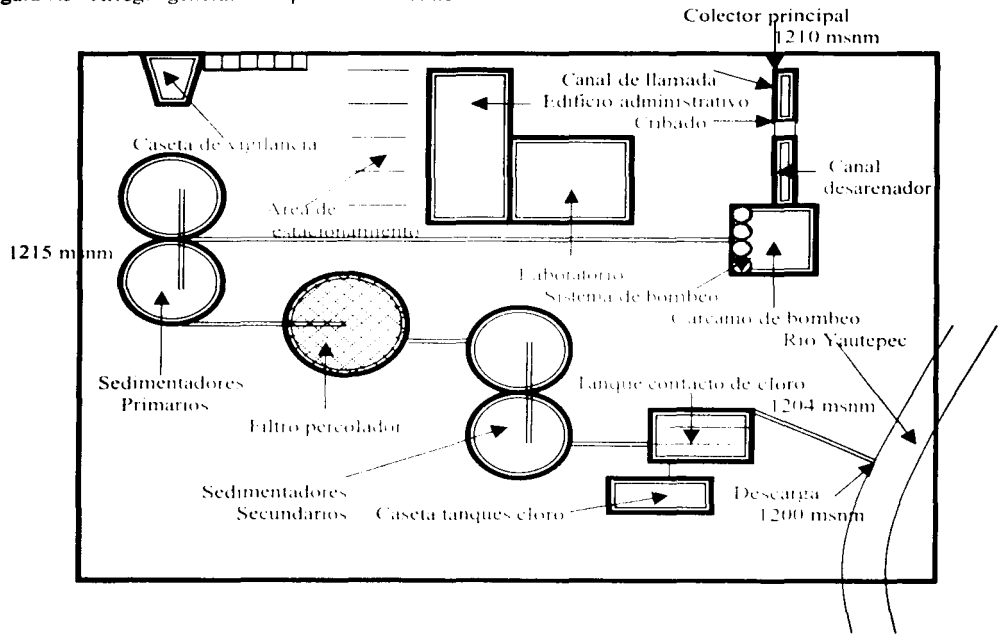


Figura 7.2 Perfil de distribución de la planta de tratamiento.

Figura 7.3 Arreglo general de la planta de tratamiento



ESTA TESIS NO SALE DE LA BIBLIOTECA

CAPÍTULO VIII

Generalidades sobre la ingeniería geotécnica y estructural del proyecto

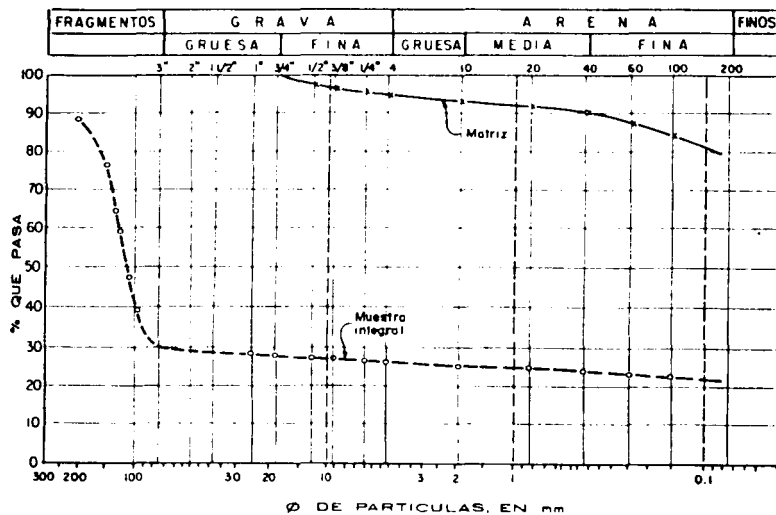
En el presente capítulo se hace una descripción de la geología de la zona en donde se encuentra la Ciudad de Yauatepec de Zaragoza, Morelos; así mismo se exponen las condiciones estratigráficas y las propiedades mecánicas del subsuelo que existen en el área. También se analiza la información disponible respecto a las soluciones de cimentación recomendadas en los estudios de mecánica de suelos para los casos más comunes llevados a cabo, en relación con su comportamiento geotécnico. Posteriormente se hará un análisis estructural general del proyecto.

La Ciudad de Yauatepec de Zaragoza se ubica sobre los abanicos aluviales entrelazados pliocénicos compuestos principalmente por material elástico antiguo y yeso; también existen zonas altas compuestas por corrientes lavicas y material volcánico-inclástico incluyendo materiales clásticos depositados por agua, de composición andesítica y basáltica. Así pues, el área propuesta para la ubicación de la planta de tratamiento está constituida por materiales no volcánicos que se depositaron y tuvieron su origen en gran parte del terreno alto. La morfología corresponde a llanuras ligeramente inclinadas hacia el Sur, surcadas en grado variable por valles y arroyos encajonados o en forma de "V". Este tipo de suelo está formado predominantemente por conglomerados en abanico de grano medio, cuyos constituyentes son casi exclusivamente de andesitas.

La información que se tiene del subsuelo del área que ocupa la Ciudad de Yauatepec de Zaragoza, proviene de estudios hechos en el área urbana y en sitios de desarrollo habitacional principalmente. La mayor parte de la exploración es del tipo de pozo a cielo abierto y sólo cuatro sondeos son de tipo profundo, realizados con el método de percusión, usando penetración estándar con avance a rotación. La profundidad máxima alcanzada en los sondeos del tipo de pozo a cielo abierto fue de 3.50m, y en los sondeos profundos de 20.0m, no obstante, cabe señalar que este espesor y los menores a 3.50m son, en principio, suficientes para dar una idea de la zonificación.

El muestreo obtenido en los diferentes sondeos varío de acuerdo con el tipo de exploración y que fue función de los materiales atravesados, en los sondeos profundos se obtuvieron muestras alteradas con el penetrómetro estándar y como consecuencia el recuento del número de golpes, y en el avance por rotación se obtuvieron núcleos de la roca atravesada, obteniéndose el índice de calidad de la roca, en los sondeos del tipo de pozo a cielo abierto en la mayor parte de ellos, se hizo un muestreo alterado e inalterado labrando muestras cúbicas, hubo casos en que se encontró la roca por lo que no se efectuó ningún tipo de muestreo, sólo se hizo una observación directa en el sitio. La razón de que no se obtuvieran muestras inalteradas en algunos estudios, se debió principalmente a la dificultad del labrado de las mismas por los bajos contenidos de agua del suelo que propicia su fisuramiento.

Las Figuras 8.1 y 8.2 muestran algunos resultados. A partir de los resultados de las pruebas se ensayaron las muestras inalteradas representativas de las diferentes formaciones y estratos para determinar sus propiedades mecánicas. La resistencia al esfuerzo cortante se determinó en pruebas de compresión simple y triaxiales, mostradas en la Figura 8.3; la compresibilidad se obtuvo mediante pruebas de consolidación unidimensional, también se obtuvo la densidad de sólidos, el peso volumétrico y con estos datos se calcularon el grado de saturación y la relación de vacíos.



NOTAS :

- MUESTRA DE LA MATRIZ ARCILLO-ARENOSA EXTRAIDA A 2 20m DE PROFUNDIDAD
 - MUESTRA INTEGRAL EXTRAIDA DEL PCA-1 ENTRE 170 - 220m DE PROFUNDIDAD
- LAS MUESTRAS CORRESPONDEN AL SONDEO 1' DE LA CLINICA HOSPITAL DEL I M S S

Figura 8.1 Curvas de distribución granulométrica.

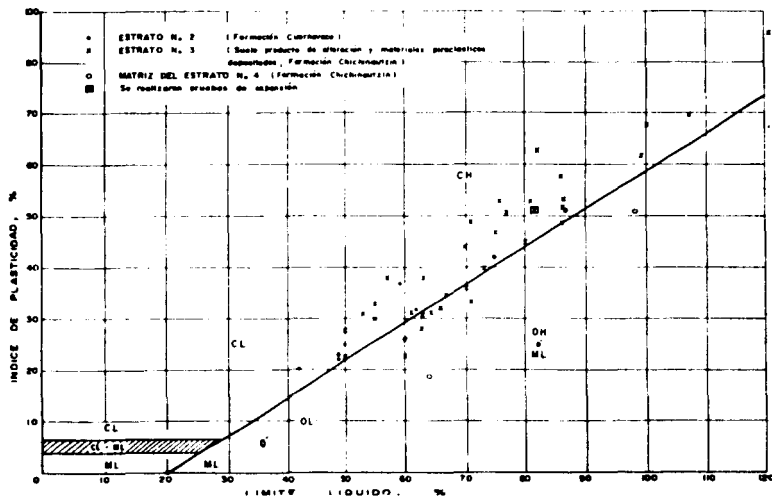


Figura 8.2 Carta de plasticidad

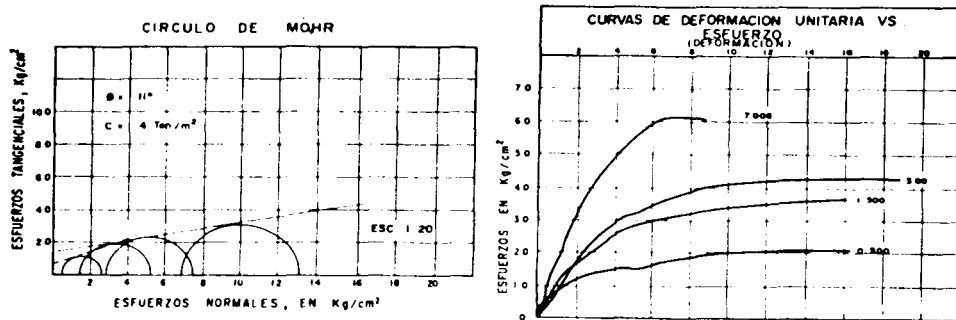


Figura 8.3 Resistencia al esfuerzo cortante en prueba triaxial rápida consolidada (arcilla gris oscura expansiva)

Como existe un estrato superficial con características expansivas producto de materiales elásticos depositados, algunas de las muestras inalteradas se sometieron a pruebas de saturación bajo carga en consolidómetro de Hvem a fin de cuantificar este fenómeno. Los resultados obtenidos se indican en las Figuras 8.4 y 8.5

Tabla 8.1 Sondeo

PROFUNDIDAD	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE DE FLUIDEZ	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO DE ESFUERZO		DEFORMACION UNITARIA		CLASIFICACION S.M.C.S.	
	NATURAL	FINAL				NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL	NATURAL	APLICADO	AL CARGAR	NATURAL		TOTAL
m	%	%	%	%	%	e_0	e_1	G	G_1	T_n	T_n	%	%		
0.40	29.3	38.4	77.0	26.2	2.89	0.92	1.05	80.9	92.8	1705	0.00	0.00	6.40	6.40	CM
	31	31.3				0.58	0.59	32.7	—	1623	0.25	1.30	1.38	0.08	
	26.2	35.0				0.82	0.78	81.6	—	1676	0.50	12.48	0.12	12.34	
	26.7	32.3				0.74	0.70	85.4	—	1732	1.00	13.07	0.86	12.21	

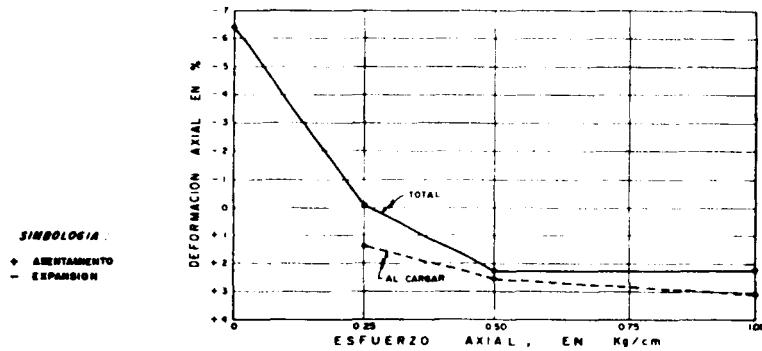
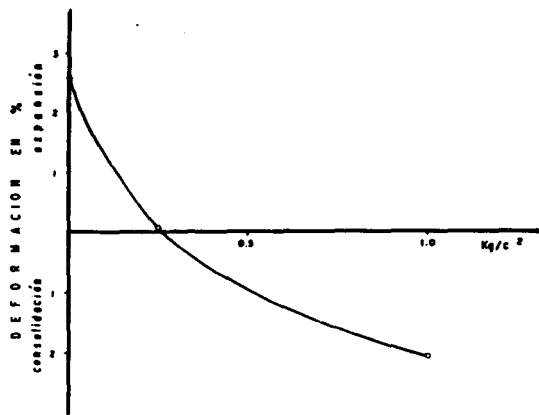


Figura 8.4 Gráfica esfuerzo axial contra deformación

Figura 8.5 Prueba de saturación bajo carga



PRESION	w _i	w _f	δ
Kg/c ²	%	%	%
0	45.8	50.1	42.6
0.25	43.4	44.9	40.17
1.0	40.2	41.6	32.13

La descripción de la estratigrafía se hace con base en cada una de las formaciones existentes, destacando las principales propiedades mecánicas de cada uno de los estratos encontrados en la exploración. Así pues, se tiene un estrato superficial constituido por un suelo vegetal, tiene un espesor promedio de 0.20 a 0.50m y aparece en la mayor parte del área donde el hombre no ha intervenido en su destrucción; bajo éste se encuentra un conglomerado de grano grueso a fino muy compacto, con un espesor indefinido, en algunos casos superior a los 8.00m, el suelo fino que constituye la matriz corresponde a una arcilla con características de media a alta plasticidad. Las propiedades índice promedio de este estrato son $w = 24.5$, $LI = 55.2$, $IP = 28.3$. En este estrato existen taludes sensiblemente verticales realizados en obras de urbanización y en nivelaciones de predios para el desplante de nuevas estructuras, sobre la corona y próximo a los hombros de estos taludes existen desplantadas casas habitación, algunas fueron construidas antes de haberse realizado el corte y en otras posteriormente. En ningún caso de los observados se detectó algún problema de estabilidad del talud. Los estratos de conglomerado, brecha y manto rocoso tienen una resistencia al esfuerzo cortante alto, por lo que en muchos casos se ha supuesto un valor conservador de capacidad de carga de diseño y en otros aunque se quiera dar el valor límite de capacidad de carga de trabajo, las descargas son muy pequeñas y por razones constructivas los elementos de apoyo se construyeron con sus dimensiones mínimas.

Con todo lo anterior podemos establecer que los tipos de cimentaciones propuestos son de tipo superficial, aun para edificios hasta de 11 niveles. Frecuentemente son usadas zapatas aisladas o corridas apoyadas sobre el conglomerado, sobre los fragmentos de basalto empacados, o sobre el propio manto basáltico, cuando este último aparece superficialmente o cuando las descargas son muy grandes y la roca no se encuentra a grandes profundidades.

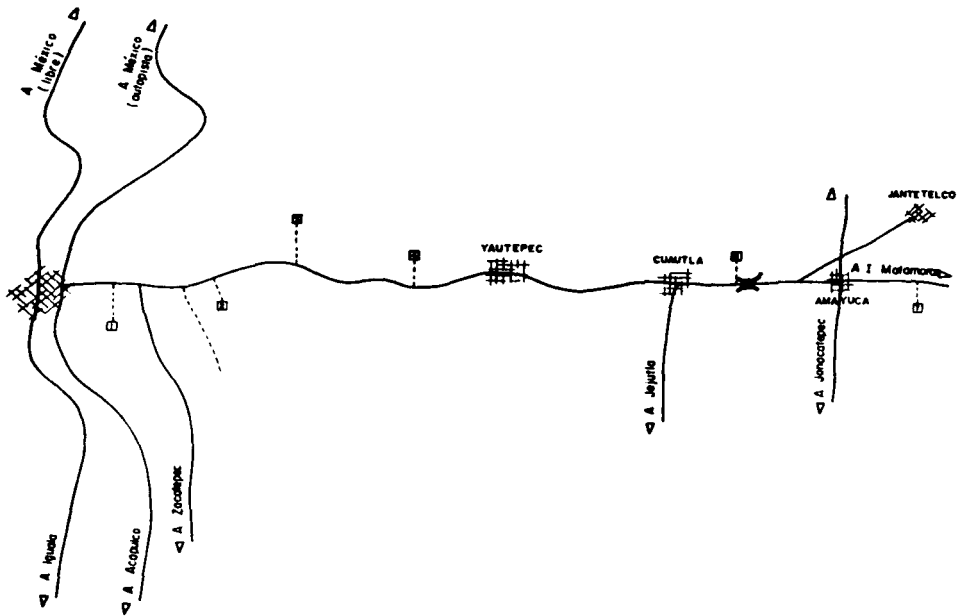
El comportamiento estructural de las obras construidas en toda el área urbana y circundante de la Ciudad de Yauatepec de Zaragoza, en general es satisfactorio, se atribuye esto a las buenas características de resistencia del subsuelo, aunque existen algunos problemas secundarios tales como la pérdida parcial de apoyo lateral de las estructuras desplantadas sobre los tezoniles sustitutos del suelo expansivo cuando el nivel inferior del elemento de cimentación queda a una cota mayor que el del terreno adyacente y sin confinamiento lateral. Estas anomalías no han causado fallas estructurales; sin embargo, estas pueden corregirse reforzando el talud o construyendo un pequeño muro que evite el desplazamiento de las partículas de tezontle.

La Figura 8.6 nos muestra una ubicación de bancos de material importantes descritos en la tabla 8.2.

Tabla 8.2 Bancos de materiales cercanos a la zona en estudio

BANCOS DE MATERIALES						
No.	NOMBRE	UBICACION	CLASIFICACION	USOS	TRATAMIENTO	VOLUMEN APROXIMADO
1	JUTEPEC	CARRETERA CUERNAVACA-CUAUTLA, KM 9+750, TRAMO CUERNAVACA-PROGRESO DES DER 38 00 M	TEZONTLE	SUB-BASE Y/O BASE	CRIBADO PROBABLE DESPALME = 0.75 M	200 000 M ³
2	TEJALPA	CARRETERA CUERNAVACA-CUAUTLA, KM 14+000, TRAMO PROGRESO-YAUTEPEC DES DER 300 M	ROCA CALIZA	SUB-BASE, CONCRETO HIDRAULICO Y BASE	TRITURACION TOTAL DESPALME = 0.75 M	48 000 M ³ EXPLOTACION PERMANENTE
3	LAS TETILLAS	CARRETERA CUERNAVACA-CUAUTLA, KM 17+000, TRAMO PROGRESO-YAUTEPEC DES V 120 15 00 M.	TEZONTLE (gr.)	SUB-BASE, BASE Y CARPETA	CRIBADO A DIFERENTE TAMAÑO DESPALME = 1.00 M	240 000 M ³
4	CAÑON DE LOBOS	CARRETERA CUERNAVACA-CUAUTLA, KM 20+800, TRAMO PROGRESO-YAUTEPEC DES V 120 300 M	CONGLOMERADO CALICHOSO	SUB-RASANTE	DISGREGADO. DESPALME = 0.50 M.	
6	LOS PAPAPOS	CARRETERA MEXICO-OAXACA, KM 110+000, TRAMO CUAUTLA-LIMITE EDO DE PUE. BLA 3/ DESVIACION	CONGLOMERADO	SUB-BASE, BASE Y CARPETA	CRIBADO A DIFERENTE TAMAÑO DESPALME = 1.00 M	40 000 M ³
7		CARRETERA MEXICO-OAXACA, KM 118+000, TRAMO CUAUTLA-LIMITE EDO DE PUE. BLA 3/ DESVIACION	CONGLOMERADO	SUB-BASE, BASE Y CARPETA	CRIBADO PROBABLE DESPALME = 1.00 M	40 000 M ³

Figura 8.6 Croquis de ubicación de los bancos de material



Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes, encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como en los muros de contención, tanques o silos. La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio. Además, deben satisfacerse otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas

Para la planta de tratamiento, se elegirá al concreto armado como material de construcción dada su manejabilidad y bajo costo, así como su resistencia. Una vez determinado lo anterior, es de suma importancia el considerar los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo-estructura necesarios para el diseño adecuado de todas las obras contenidas en la planta y ya antes diseñadas en el capítulo VI de esta tesis. Ahora bien, considerando el estudio geotécnico anterior y considerando que el desplante a considerar, para todos los elementos de la planta, será a 0.20m debajo del nivel de suelo actual, el cual es considerado como capa vegetal de suelo inservible e inestable para poder desplantar tanques, canales, etc., consideraremos que en general se tiene un suelo o nivel de desplante sano sin problemas de hundimiento, por lo que únicamente se colocará una pequeña capa de tepetate compactado para nivelar el terreno de desplante

Así pues, resta por determinar las principales obras a realizar dentro de la planta y que requerirán del estudio detallado en este capítulo. Las obras más importantes por su magnitud, serán los tanques contenedores de agua, en este caso llamados sedimentadores así como el filtro percolador. En segundo lugar se tienen los canales tanto de llamada como el desarenador; por último las cajas colectoras de agua que en nuestro caso serán el careamo de bombeo y el tanque de desinfección de cloro.

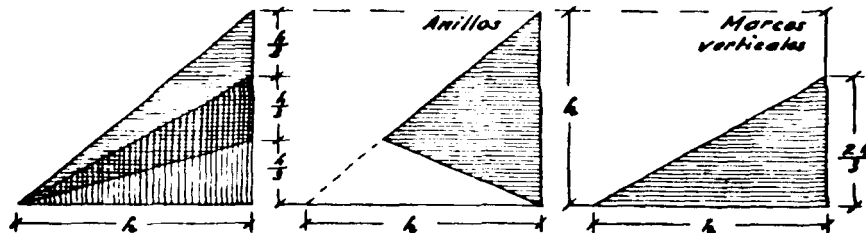
Los tanques o depósitos de agua a nivel de suelo, serán de sección circular y de concreto armado con una altura determinada en el capítulo VI de $h = 5m$, $D = 22.86m$ para los sedimentadores primarios, y de $h = 3.048m$, $D = 28.96m$ para los tanques sedimentadores secundarios, mientras que para el filtro percolador, su altura será de $h = 5m$ más $2m$ considerando bordo libre y área libre inferior, $d = 36.58m$. Las secciones circulares son las más favorables desde el punto de vista mecánico, por la igualdad de repartición de esfuerzos en las paredes. Así pues, en los tanques de concreto armado, el empuje del agua provoca en las paredes esfuerzos de tracción (si la unión del fondo y las paredes se verifica por intermedio de una junta de libre movimiento). La tracción de las paredes queda confiada exclusivamente a la armadura. Como grueso de paredes se toma $(7 + 2h)$ cm, siendo h la altura de agua en metros. La presión sobre un elemento de pared, situado h metros por debajo del nivel del agua, es de $1000 * h \text{ Kg/m}^2$, y el esfuerzo de tracción de las paredes en un anillo de altura elemental dh a la profundidad h , si D es el diámetro del depósito en metros, será de:

$$1000 * dh * D \text{ Kg}$$

2

Al dividir las tracciones obtenidas de cada anillo entre $\sigma_t = 1000 \text{ Kg/cm}^2$ (por quedar confinada toda la resistencia de las paredes a la tracción de las directrices, no conviene pasar de este coeficiente) nos darán las áreas de sección de acero por anillo en cm^2 .

Figura 8.7 Diagrama de presiones sobre los anillos.



Las paredes se arman con aros horizontales (directrices), que constituyen la armadura de resistencia, y con varillas verticales (generatrices) como armadura de repartición. Cuando la unión de fondo y paredes sea rígida (empotramiento), se presentarán momentos de flexión en el fondo y en las paredes, que habrán que contrarrestar con la armadura conveniente si quiere evitarse que se agriete el depósito. Para el cálculo se prescinde de la contrapresión del terreno y se supone, como es natural, el depósito lleno. En un depósito con el fondo rigidamente unido a las paredes hay que considerar dos estructuras resistentes a la presión del agua: los anillos horizontales, fatigados por tracción, y las secciones verticales (marcos en U, porticos invertidos) sometidos a flexión, y también a tracción en el umbral o pieza de fondo. La presión se supone repartida en los anillos (directrices) y en los marcos (generatrices) como se indica en la Figura 8.7. Los anillos se calcularán a la tracción, de acuerdo con el reparto de presiones admitido. Los momentos de flexión del marco en U (considerando un metro de anchura de marco) son los siguientes (Figura 8.8):

$$M_A = -2000.27 \cdot h^3 \text{ Kgm}$$

Momento de flexión en el centro del fondo (despreciando por completo la resistencia del terreno).

$$M_F = 1000 \cdot h \cdot \left(\frac{D^2}{8} - \frac{2h^2}{27} \right) \text{ Kgm}$$

Tracción en la pieza A A del fondo,

$$T = \frac{1000 \cdot h^2}{3} \text{ Kgm}$$

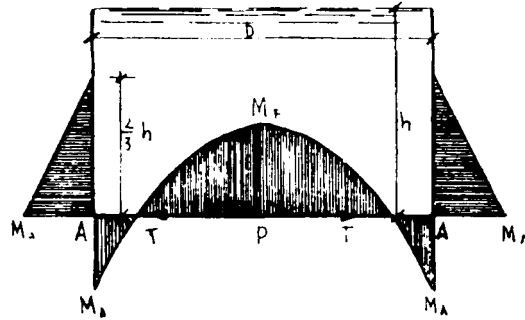


Figura 8.8 Diagrama de momentos de flexión.

En cuanto a los canales tanto de llamada como desarenador, solo se desplantará sobre una plantilla de tepetate para nivelar el suelo y se diseñará de forma similar a un marco invertido U descrito con anterioridad con las dimensiones establecidas en el capítulo VI.

El cárcamo de bombeo y el tanque de cloro se diseñarán como cajones de cimentación con agua en el interior, de concreto reforzado y con empujes laterales por el lado externo del suelo y por dentro del agua, aplicando las recomendaciones de Terzaghi para cimentaciones superficiales en cualquier tipo de suelo.

Considerando el empuje de las tierras, si h es la altura del muro en metros, gama el peso específico de las tierras en Kg m³ y α el ángulo del talud natural del terreno, el empuje del mismo sobre el paramento del muro, por metro lineal de éste, viene expresado por la fórmula:

$$E = \frac{1}{2} h^2 \cdot \text{gama} \cdot \text{tg}^2(45 - \alpha/2) \text{ en Kg}$$

y se encuentra aplicado a una altura sobre la base del muro igual a h/3

Teniendo el empuje y multiplicándolo por la altura, tendremos una carga uniformemente variada en kilogramos por cada metro de ancho de muro con una h(altura) determinada, desde la cúspide con intensidad 0 kg.

Los momentos de flexión se irán incrementando de acuerdo a la profundidad como M = fuerza de empuje * h/3.

CAPÍTULO IX

Conclusiones

1. La recopilación de información documental sobre la zona de influencia del proyecto es fundamental para el desarrollo del estudio.
2. La previsión del gasto de agua residual dentro del periodo de diseño es indispensable para planear el crecimiento de la planta de tratamiento, de manera que el efluente cumpla en todo tiempo con la norma oficial mexicana (NOM-001-ECOL-1996).
3. Para poder mantener un equilibrio constante del agua que circula por el río Yautepec así como su relación intrínseca con el medio circundante es necesario cumplir con los parámetros máximos permisibles de contaminantes marcados por las Normas Ecológicas vigentes. El estudio de caracterización del agua residual generada en la localidad de que se trate, es necesario para realizar el diseño funcional del sistema de tratamiento de manera racional. El omitir la realización de dicho estudio puede conducir a sobre o subdiseñar los reactores de la planta.
4. El ingeniero civil que participe en el proyecto de sistemas de tratamiento debe conocer los aspectos fundamentales de la biología de los procesos de tratamiento, ya sea que intervenga en el diseño o en la operación de la planta.
5. El tratamiento del agua residual permite salvaguardar la vida acuática y estimular el reúso del agua tratada para la floricultura, riego de jardines y lo referente a cualquier tipo de limpieza con agua tratada, como lo es auto lavados, limpieza de calles y reúso en excusados, mingitorios y riego de campos de golf, generando así mayores posibilidades de conservación del recurso hidráulico.
6. El tratamiento del agua previene problemas públicos tan preocupantes como los son enfermedades hídricas (cólera, parasitosis, amibiasis, salmonelosis, fiebre tifoidea, diarrea y disentería bacilar entre otras), así como la contaminación del suelo y subsuelo con su consiguiente contaminación a cultivos y mantos acuíferos, y malos olores en las áreas contaminadas.
7. Los gobiernos estatales y municipales deben considerar lo dispuesto por la NOM-001-ECOL-1996, en el sentido de dar tratamiento al agua residual para cumplir con los plazos establecidos al año 2005.

T A B L A 4

DESCARGAS MUNICIPALES	
FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	RANGO DE POBLACIÓN
1 de enero de 2000	mayor de 50,000 habitantes
1 de enero de 2005	de 20,001 a 50,000 habitantes
1 de enero de 2010	de 2,501 a 20,000 habitantes

BIBLIOGRAFÍA

Referencia 1.

"Wastewater Engineering", Treatment, Disposal and Reuse,
Metcalf and Eddy inc,
Editorial Mc Graw-Hill, inc, 1991.

Referencia 2.

Normas Oficiales Mexicanas 1996
NOM-001-ECOL-1996, NOM-002-ECOL-1996, **NOM-003-ECOL-1996,**
Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca

Apuntes de tratamiento de aguas residuales,
Ing. Rafael López Ruiz,
Facultad de Ingeniería, UNAM, 1998.

"Yautepec Estado de Morelos", Cuaderno Estadístico Municipal,
Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática,
1995.

Abastecimiento de Agua Potable Vol. 1,
Ing. Enrique César Valdez,
Facultad de Ingeniería, UNAM, 1994.

Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado,
Oscar M. Gonzalez Cuevas y Francisco Robles Fernández-Villegas
Editorial Limusa, 1995.