



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**PROPUESTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA
LA POBLACIÓN DE IHUATZIO, MUNICIPIO DE TZINTZUNTZÁN,
MICHOACÁN.**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA

CRECENCIANO RAFAEL GARCIA

ASESOR

M.C. RICARDO RUIZ CHÁVEZ

Morelia Michoacán, octubre 2012



PROPUESTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIÓN DE IHUATZIO, MUNICIPIO DE TZINTZUNTZAN MICHOACÁN,

1.- INTRODUCCIÓN	1
2.- OBJETIVOS	3
2.1. OBJETIVO GENERAL	3
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
3.- ANTECEDENTES	4
3.1. MARCO FÍSICO.....	4
3.1.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA	9
3.1.2. HIDROGRAFÍA.....	10
3.1.3 CLIMATOLOGÍA.....	12
3.1.4 FISIOGRAFÍA.....	14
3.1.5 GEOLOGÍA.....	15
3.1.6 USOS DE SUELO Y VEGETACIÓN.....	16
3.2 MARCO SOCIOECONÓMICO.....	18
3.2.1 POBLACIÓN.....	18
3.2.2 ACTIVIDADES ECONÓMICAS.....	19
3.2.3 TENENCIA DE LA TIERRA.....	20
3.2.4. EDUCACIÓN, VIVIENDA Y SERVICIOS.....	20
3.3. MARCO TÉCNICO.....	22
3.3.1. AGUA POTABLE (DOTACIÓN, ABASTECIMIENTO) ----	22
3.3.2. AGUA RESIDUAL (ALCANTARILLADO, COLECTORES, SUBCOLECTORES)	23

4.- ESTUDIOS PRELIMINARES	25
4.1. ELECCIÓN DEL SITIO PROPUESTO PARA LA UBICACIÓN DE LA PLANTA.....	25
4.2. VIDA ÚTIL Y PERIODO DE DISEÑO.....	30
4.3. PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN.....	30
4.4. BASES DE DISEÑO.....	38
4.4.1 CARACTERÍSTICA DEL AGUA RESIDUAL.....	38
4.4.2. GASTO DE PROYECTO.....	41
5.- ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO	47
5.1. ANÁLISIS DE MÉTODOS DE TRATAMIENTO	47
5.1.1 ZANJAS DE OXIDACIÓN	47
5.1.2 TANQUES IMHOFF.....	47
5.1.3 CAMPOS DE ABSORCIÓN.....	48
5.1.4 MONTÍCULOS DE EVAPOTRANSPIRACIÓN.....	48
5.1.5 IRRIGACIÓN.....	48
5.1.6TANQUES SÉPTICOS.....	49
5.1.7 POZOS DE ABSORCIÓN.....	50
5.1.8 LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.....	51
5.1.9 LAGUNAS FACULTATIVAS.....	53
5.1.10 LAGUNAS DE MADURACIÓN.....	54
5.1.11 FILTRACIÓN INTERMITENTE DE ARENA.....	56
5.1.12 INFILTRACIÓN RÁPIDA.....	57

5.2. TREN DE TRATAMIENTO PROPUESTO-----	59
5.3. FACTIBILIDAD TÉCNICA DE LA ALTERNATIVA-----	61
5.4. ELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DEFINITIVA-----	63
6.- DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO-----	64
6.1. PRE TRATAMIENTO-----	71
6.2. TRATAMIENTO PRIMARIO-----	81
6.3. TRATAMIENTO SECUNDARIO-----	83
6.4. REQUERIMIENTO DE SUPERFICIE DE LA PLANTA PROPUESTA-----	97
7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES-----	99
8.- BIBLIOGRAFÍA-----	101

1.- INTRODUCCIÓN

La propuesta de la planta de tratamiento de Ihuatzio, municipio de Tzintzuntzán, Michoacán, es considerado de suma importancia ya que en su mayoría la población vierte sus aguas residuales al subsuelo, mediante fosas sépticas; por consecuencia, estas provocan la contaminación de las aguas subterráneas, que a su vez, la población lo utiliza para su consumo personal, ya que existen una infinidad de pozos en la comunidad, como lo es el pozo profundo que abastece la propia población.

Por esta razón, se advierte la necesidad de evitar este tipo de contaminación tanto a las aguas subterráneas, como también la contaminación del Lago de Pátzcuaro, por medio de las descargas que son vertidas hacia el lago, así como también los debidos a escurrimiento natural que por consiguiente arrastra una gran cantidad de basura y materiales finos. Es por lo anterior, que el deterioro de la calidad del agua del Lago de Pátzcuaro se ha incrementado en las últimas décadas, entre otras causas, también el aumento de la población que con lleva una mayor producción de aguas residuales domésticas, además de las generadas en el sector agropecuario, mismas que al no ser restablecida su calidad, aportan contaminantes orgánicos e inorgánicos, nutrientes, microorganismos patógenos, residuos de fertilizantes y plaguicidas, así como el azolvamiento del lago han incrementado la contaminación del suelo y del agua, debido a un patrón inadecuado de asentamientos humanos, la modificación del hábitat de flora y fauna silvestre y la reducción de la recarga de acuíferos.

Prácticamente, en toda la rivera sucede algo similar en cada una de las poblaciones, aunque en varias poblaciones ya se han implementado varios tipos de plantas de tratamiento, buscando en la medida de lo posible que se adapte a las condiciones del lugar, ya que existen una infinidad de plantas de tratamiento que por la falta de recursos económicos no es posible la construcción y/o operación en estas poblaciones, ya que el costo de la operación y el mantenimiento de estos sistemas es muy alto para el tratamiento de las aguas residuales (sistemas mecánicos), además de que un sistema tecnificado, requiere de personal calificado que mantenga en buenas condiciones la operación del sistema. Es por esta razón, que se pretende la implementación de un humedal para el tratamiento de aguas residuales de la población de Ihuatzio, para que este sea considerado como un sistema de mejoramiento del entorno medioambiental de la región.

La propuesta gira entonces alrededor de los humedales, por ser estos sistemas de tipo más natural, que demandan menores costos de operación y mantenimiento así como menor capacitación para los operadores, por lo que representan una gran alternativa para propiciar la conservación y recuperación del Lago, además de presentar la oportunidad del rehúso del agua tratada y/o el aprovechamiento de la vegetación utilizada en el tratamiento.

La implementación de flora de la región en el humedal, contribuirá a beneficiar de manera significativa, ya que no trae consigo impactos sobre la armonía visual, contribuyendo además a aumentar su distribución, abundancia y será utilizada como refugio y anidamiento de muchas otras especies de fauna. Además de que puede ser utilizada por la población para la fabricación de sus artesanías ya que en la mayoría de las personas utilizan este tipo de material.

Para su construcción no habrá cambio en el uso del suelo ya que las obras y actividades son compatibles con la su vocación natural esto traerá un efecto benéfico altamente significativo tanto en la flora como en la fauna (invertebrados, insectos, reptiles, pequeños mamíferos y aves), por contribuir a la preservación de las especies nativas aumentando su distribución y viabilidad de dispersión.

2.- OBJETIVOS

2.1. Objetivo General

Evitar la contaminación del lago de Pátzcuaro debida a descargas de agua residual proveniente de la población de Ihuatzio, por medio de la planta de tratamiento de agua residual doméstica.

2.2. Objetivos específicos

-Tratar de evitar la contaminación de cuerpos de agua tanto superficiales como subterráneos.

-Invitar a la población a utilizar el drenaje, ya que en la mayoría de estos cuentan con fosas sépticas pero no están construidas adecuadamente, o bien carecen de mantenimiento, lo que representa un riesgo de contaminación ambiental.

-Informar a la población de la importancia del la planta de tratamiento.

- Aportar la información correspondiente del porqué se pretende realizar la planta de tratamiento, así como sus beneficios que esta tendrá sobre la población.

- Tratar de evitar que los habitantes tiren el agua residual a las calles (de uso doméstico) y este sea arrastrado por el agua pluvial hacia el lago.

3. ANTECEDENTES

3.1 Marco físico

El Estado de Michoacán está conformado por 113 municipios de los cuales se encuentran divididos por 10 regiones como son: Lerma – Chápala , Bajío, Cuitzeo, Oriente, Tepalcatepec, Purépecha, Pátzcuaro-Zirahuen, Tierra Caliente, Sierra-Costa y Infiernillo es considerado un estado de gran importancia además de tener una infinidad de riquezas de su historia, su patrimonio cultural y arquitectónico, sus bellezas naturales y la estructura y funcionamiento de su gobierno estatal, así como sus municipios de los cuales se encuentra Tzintzuntzán. EL municipio pertenece a la región VII Pátzcuaro – Zirahuen, según la figura 3.1.

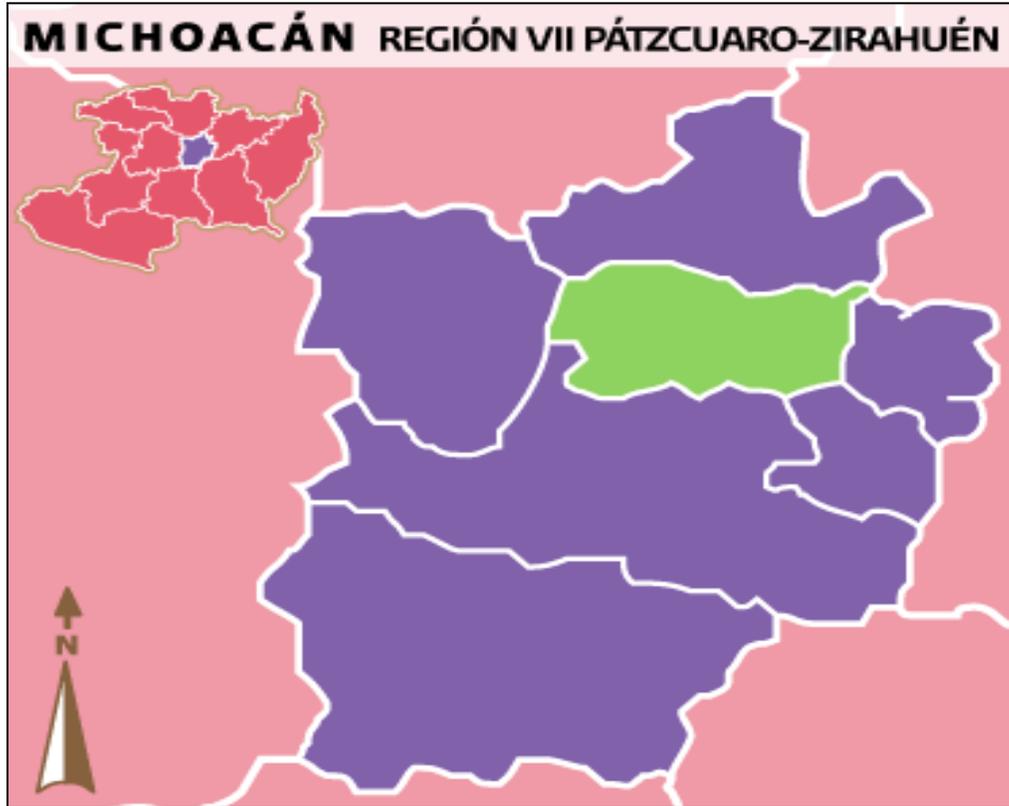


Fuente: INEGI, 2010

Figura 3.1 Regionalización del Estado de Michoacán de Ocampo

El cual se encuentra en la región de Pátzcuaro- Zirahuen donde se encuentra la población de Tzintzuntzán Se localiza al norte del Estado, en las coordenadas 19°38' de latitud norte y 101°35' de longitud oeste, a una altura de 2,050 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con Quiroga, al noroeste con Morelia, al este

con Lagunillas, al suroeste con Huiramba, al sur con Pátzcuaro, y al oeste con Erongarícuaro. Su distancia a la capital del Estado es de 53 Km.



Fuente: INEGI, 2010

Figura 3.2 Región VII donde se encuentra el municipio de Tzintzuntzán

3.1.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

El municipio de Tzintzuntzán, se encuentra en el Estado de Michoacán, en específico en la zona lacustre del lago de Pátzcuaro, se puede llegar por las carreteras Morelia – Quiroga, Morelia-Pátzcuaro, donde se llega a la desviación a Tzurumutaro, Sanabria, tal como se muestra en la figura 3.3 siguiente.



Figura 3.3 Vías de comunicación terrestre a la población de Tzintzuntzán e Ihuatzio.

CARACTERÍSTICAS MUNICIPALES

EXTENSIÓN MUNICIPAL. Su superficie es de 165.15 Km² y representa el 0.28 por ciento del total del Estado.

OROGRAFÍA. Su relieve lo conforman el sistema volcánico transversal y la depresión de Pátzcuaro y los cerros Lagarto, Tariácuri y Patambicho.

HIDROGRAFÍA. Su hidrografía está constituida por el Lago de Pátzcuaro principalmente.

CLIMA. Su clima es templado, con lluvias en verano. Tiene una precipitación pluvial anual de 989.8 milímetros y temperaturas que oscilan entre 7.9 a 23.4° centígrados.

PRINCIPALES ECOSISTEMAS. En el municipio domina el bosque mixto con pino, encino y cedro. Su fauna la representa principalmente el coyote, ardilla, armadillo, conejo y comadreja.

RECURSOS NATURALES. La superficie forestal maderable es ocupada por pino y encino y la no maderable es ocupada por arbustos de distintas especies.

CARACTERÍSTICAS Y USO DE SUELO. Los suelos del municipio datan de los períodos cenozoico, cuaternario, terciario y plioceno, corresponden principalmente a los del tipo pradera y de montaña. Su uso es primordialmente forestal y en menor proporción agrícola y ganadero.

PERFIL SOCIO DEMOGRÁFICO

GRUPOS ÉTNICOS. Según el Censo General Población y Vivienda 1990, en el municipio habitan 2548 personas que hablan alguna lengua indígena, y de las cuales 1200 son hombres y 1348 son mujeres.

Dentro de las principales lenguas indígenas podemos mencionar el Purépecha y el Ixcateco.

El II Censo de Población y Vivienda del 2005 señala que en el municipio habitan 1,743 personas que hablan alguna lengua indígena.

EVOLUCIÓN DEMOGRÁFICA. En el municipio de Tzintzuntzán en 1990, la población representa el 0.32% por ciento de total del Estado. Para 1995, se tiene una población de 12,408 habitantes, su tasa de crecimiento es del 1.69 por ciento anual y la densidad de población es de 75 habitantes por kilómetro cuadrado. El número de mujeres es relativamente mayor a de los hombres. Para el año de 1994, se han dado 391 nacimientos y 51 defunciones, también así la migración e inmigración en el municipio ha sido regular.

En el año 2000 el municipio contaba con 12,414 habitantes y de acuerdo al II Censo de Población y Vivienda del 2005 el municipio cuenta con un total de 12,259 habitantes

EDUCACIÓN. El municipio cuenta con planteles de educación inicial como son: Preescolar, primaria, secundaria, telesecundaria, además cuenta con los servicios del Instituto Nacional de Educación para los Adultos (INEA).

VIVIENDA. El II Censo de Población y Vivienda del 2005 señala que el municipio cuenta aproximadamente con 2,591 viviendas edificadas de las cuales predomina la construcción de tabique y losa de concreto, seguidas en menor proporción por las de adobe y teja, madera y otros materiales.

SERVICIOS PÚBLICOS. La cobertura de servicios públicos de acuerdo a la apreciación del ayuntamiento:

Servicio	Cobertura (%)
Agua potable	80%
Drenaje	20%
Electrificación	95%
Pavimentación	20%
Alumbrado Público	95%
Recolección de Basura	10%
Mercado	100%
Rastro	100%
Panteón	100%
Cloración del Agua	40%
Seguridad Pública	50%
Parques y Jardines	100%
Edificios Públicos	100%

ACTIVIDAD ECONÓMICA. Sus principales sectores, productos y servicios son los siguientes:

AGRICULTURA. Sus principales cultivos son: maíz, trigo, frijol y haba

GANADERÍA. Sus principales crías de ganado: bovino, porcino y aves.

INDUSTRIA. Cuenta con una industria establecida en la fabricación de alimentos, productos de madera y corcho (excepto muebles) y productos minerales no metálicos (excepto petróleo y carbón).

TURISMO. Cuenta con varias Islas como son: Pacanda, Yunuén, Tecuéna, Lago de Pátzcuaro, Yacatas de Tzintzuntzán e Ihuatzio y un Mercado de Artesanías

COMERCIO. Cuenta con comercio pequeño y mediano como son: talleres de alfarerías en baja y alta temperatura, Textiles, bordadas con motivos prehispánicos, trabajos de fibra vegetal, cestos, pantalla y figuras con motivos religiosos.

SERVICIOS. La capacidad de estos en la cabecera municipal es suficiente para atender la demanda ofreciéndose hospedaje y alimentación en hoteles, moteles, restaurantes, bungalós, además transporte turístico.

CARACTERÍSTICAS GEOGRÁFICAS DE LA POBLACIÓN DE IHUATZIO

La comunidad de Ihuatzio se localiza al norte del estado de Michoacán está situada a 2,040 metros de altitud sobre el nivel del Mar, sus coordenadas geográficas son Longitud: 19° 33' 56", Latitud: -101° 37' 02". A una distancia de 7 km., de la cabecera municipal. Cuenta con aproximadamente 3547 habitantes, de las cuales 1607 son masculinos y 1940 femeninas.

Se ubica en el margen oriental del lago de Pátzcuaro, perteneciente al municipio de Tzintzuntzán, la circundan, por el norte, el pueblo de Cucuchucho y las faldas del cerro Triaquera; al este, el lago de Pátzcuaro; por el sur el pueblo de Tzurumutaro y al este el rancho de Sanabria. Ihuatzio significa "lugar de coyotes". Esta población situada en la ribera sur del lago de Pátzcuaro ofrece a sus visitantes un clima excelente.

Fundada por los purépechas, fue utilizada como observatorio astronómico por sus primeros pobladores, además de ser un importante centro ceremonial, Ihuatzio tiene importantes monumentos de la época prehispánica, destacando las pirámides dedicadas a Curicaveri y Xaratanga.

Entre otros distintivos y bellezas, el estado de Michoacán cuenta con sus lagos, rodeados de pequeños pueblos tarascos, los que sacan de sus aguas, inmenso provecho.

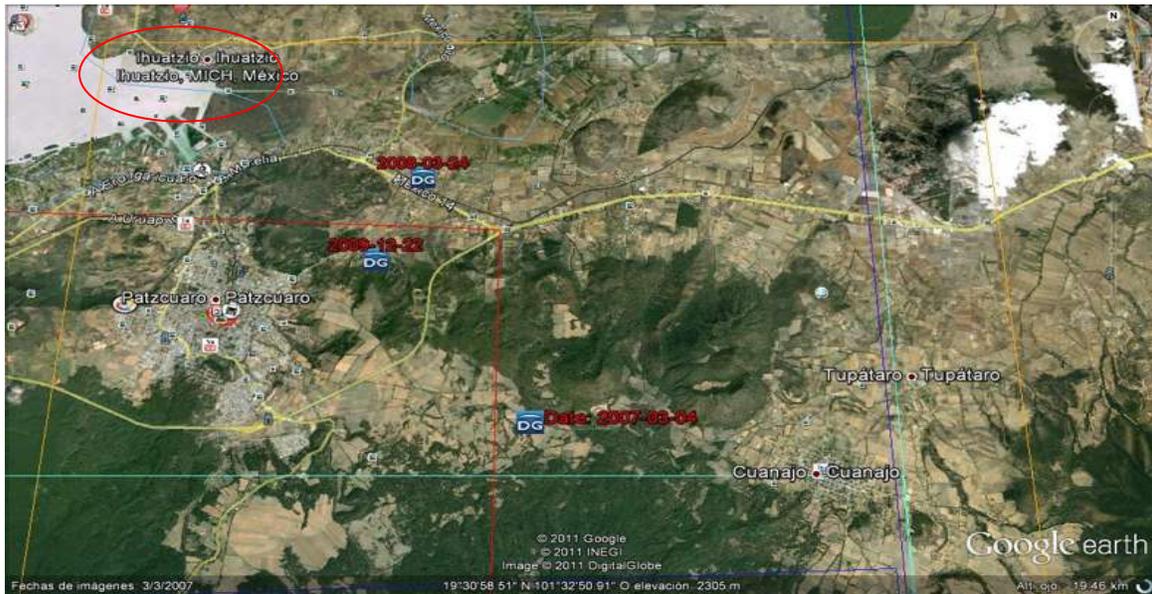
Uno de esos lagos es el manso y pintoresco Pátzcuaro, tomando de viejas culturas y atracción actual de las habitadas miradas del turista. A pocos kilómetros de la costa sur se alza la ciudad que lleva su nombre, antigua, colonial y arrebuja en el manto gris de la historia y la leyenda.

Es cabecera de distrito, y la ciudad más importante de la cuenca lacustre. Un tanto hacia el norte se encuentra la población de Tzintzuntzán, antigua capital del reino purépecha, y reducida hoy a un pequeño pueblo con pretensiones políticas de ciudad. Tzintzuntzán es la cabecera de otro municipio michoacano, al cual pertenece Ihuatzio, escenario del presente trabajo.

En la margen Norte del lago y en una pequeña bahía, se encuentra Ihuatzio, pueblo alargado que sigue el natural serpenteo de la costa. Por el norte tiene una barrera de pequeños cerros y mesetas, que son los graneros de la comunidad.

Hacia el oeste se encuentra la población de Cucuchucho, de características casi semejantes. Por el Este se extiende el ramal de carretera que comunica a Pátzcuaro con los importantes centros de población del país.

En la figura 3.4 se puede observar un gran panorama donde se localiza la población de Ihuatzio y sus diferentes accesos al sitio de estudio.



Fuente: Google Earth, 2011

Figura 3.4. Vías de acceso a la población de estudio

3.1.2 HIDROGRAFÍA

La hidrografía en la que se ubica la población de Ihuatzio, es considerada como una Cuenca endorreica, las entradas de agua al vaso del Lago de Pátzcuaro se derivan de la lluvia estacional, infiltración y escurrimiento superficial, por lo que las variaciones de nivel no son continuas, sus formaciones geológicas son de origen ígneo-tectónico, cuyo embalse aloja un volumen aproximado de 505 millones de m³ de agua, la red hidrográfica superficial es de carácter intermitente, con excepción de corrientes alimentadas por los manantiales de las riberas de las islas de Jarácuaro, Uranden, Janitzio y la península de Pomio. Se localiza sobre la Faja Volcánica Transmexicana en el estado de Michoacán. Pertenece a la vertiente Norte del estado y se incluye en la Región Hidrológica Lerma-Chápalá-Santiago RH-12G. Que se ubica aproximadamente entre las coordenadas geográficas:

Longitud 101°25´ y 102° al Oeste del Meridiano de Greenwich.

Latitud: 19°25´ y 19°45´ Norte

La zona de estudio tiene una historia natural directamente vinculada a la formación de la Faja Volcánica Transmexicana, que constituye uno de los macro eventos geológicos más importantes recientes, pues este le confirió su configuración actual a la mayor parte de nuestro país, cuya edad es menor de dos millones de años. El paulatino y diferenciado levantamiento de esta barrera montañosa generó grandes unidades geomorfológicas, entre ellas la región natural de Pátzcuaro, que incluye al sitio donde se pretende desarrollar el proyecto; la división zonal produjo a su vez por movimientos tectónicos y por el bloqueo de grandes flujos de lava, de una antigua cuenca lacustre de grandes proporciones conocida como la paleo cuenca del Río Lerma, este paulatino bloqueo cerro la comunicación hídrica superficial entre las cuencas lacustres intermontañas de Zirahuen, Pátzcuaro y Cuitzeo.

En la región los principales arroyos permanentes son el arroyo de San Gregorio y el de Chapultepec, que se alimentan de los manantiales, Chapultepec y la Alberca, localizados al Sureste de la cuenca. Otros arroyos de menor importancia son el de Santa Fe, localizado al norte, el Guani al sur de Pátzcuaro que desemboca en el muelle contaminado con aguas negras; y por último el arroyo San Miguel, que baja de la Sierra de Pichátaro, al suroeste de la cuenca, se utiliza en Erongarícuaro y desemboca al lago, también contaminado.

Las descargas más importantes de aguas negras son: dos de Pátzcuaro, Chapultepec (el volumen de este canal es regulado para fines agropecuarios), Tzintzuntzán, dos de Quiroga y dos de Erongarícuaro.

La población de Ihuatzio no tiene ríos, arroyos ni quebradas de importancia. La tierra no tiene otra fuente para calmar su inmensa sed anual, que la que proporciona el cielo por medio de las lluvias.

Llueve en forma intermitente durante los meses de junio, julio, agosto y septiembre: pequeños aguaceros que en nada pueden compararse con los torrenciales de las regiones del trópico. En diciembre y enero caen algunas lloviznas, muy frías y enfadosas para el trabajador. En raras ocasiones cae nieve, plateando por corto tiempo la cumbre de los cerros. Una de las constantes es la evapotranspiración originada por el lago, misma que ocasiona fuertes heladas en toda la cuenca. En la figura 3.5 se muestra la ubicación hidrológica del área de estudio.



Fuente: INEGI, 1998

Figura 3.5. REGION HIDROLOGICA DE LA CUENCA DEL LAGO DE PATZCUARO

3.1.3. Climatología

El clima es agradable y templado durante casi todo el año, en los meses de diciembre y enero la temperatura desciende más debajo de los 0 grados centígrados, causando perjuicios en los cultivos y en la crianza de algunos animales. En los meses de febrero y marzo se presentan corrientes de aire y ligeras ventiscas en el lago, sin producir ningún daño. Salvo que así se llame al atraso que ocasiona a los navegantes de las canoas que diariamente cruzan de costa a costa.

Por su situación geográfica y sus características topográficas se localiza dentro de la franja climática de las montañas del centro y sur de México y de la porción sur de la Altiplanicie Mexicana, en donde la Temperatura y la precipitación sufren variaciones en distancias relativamente cortas, produciendo importantes cambios climáticos en lo referente al grado de humedad. Por lo tanto, el clima de la región corresponde al templado sub húmedo con lluvias de verano que se extienden aparte del otoño, el porcentaje de lluvia invernal es inferior al 5% del total anual. El régimen térmico es de verano fresco y largo, con poca oscilación térmica; la máxima temperatura media anual es de $\pm 16^{\circ}\text{C}$; la precipitación media anual es de

1000 mm. Se registran dos estaciones climáticas definidas: la época de secas de diciembre a mayo y la de lluvias la otra mitad del año.

En el área de estudio existen por lo menos dos casetas meteorológicas administradas por la Comisión Nacional del Agua: Pátzcuaro y Santa Fe de la Laguna, La estación meteorológica más cercana al sitio del proyecto arroja los siguientes datos de temperatura y precipitación pluvial:

Tabla 3.1. Parámetros climatológicos temperatura media mensual estación Pátzcuaro, se tomaron los últimos 10 años que fueron registrados (1990-2009)

TABLA 3.2 PARÁMETRO CLIMATOLÓGICO: LLUVIA TOTAL MENSUAL, ESTACION PÁTZCUARO

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
0	0	-99999	3	68.2	175.6	107.7	300.6	78.5	34.3	13	9
0	35	0	7.6	110	174.1	229.5	237.1	129.7	75	2	10.2
2	0	36.2	17.7	137.5	210	332.4	303	178.8	43.3	1.7	4.5
42	26	0.01	5.02	58.01	122.01	166	112.61	182	107.52	78	3
33.6	0	0	0	25.7	201.2	155.4	225	158.5	98.3	35.4	0
19.5	0	35.2	17	78.1	242.9	205.3	218.3	292.7	94.8	0	5.3
9.2	8.3	48.6	0.7	0	46.8	243.8	158.3	193	39.8	5.4	1.1
18.9	0.4	0	4.8	84.5	167.2	209.9	162.7	174.2	160.9	0	4
11.3	20.1	0	0	17.3	95.3	95.3	120.6	120.6	239	145.7	0
0.5	0	0	1.3	9.9	99.2	173.5	195.5	257.9	40.3	0	0
161.4	4.1	0.9	1.3	80.1	83.8	205.7	172.6	168.7	59.2	0	6.3

TABLA 3.3. PARÁMETRO CLIMATOLÓGICO: TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES ESTACIÓN SANTA FE, QUIROGA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
13.47	16.68	18	16.408	21.677	19.75	18.774	19.47	16.983	17.346	17.7	-9999
15.25	17.70	18.419	19.416	20.467	20.79	-9999	21.92	21.216	19.596	17.975	17.701
14.57	16.15	18.064	19.275	20.621	21.44	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999
-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	19.32	19.5	19.67	20.15	-9999	-9999	-9999
18.53	18.33	21.225	21.808	22.758	20.12	21.26	21.67	-9999	-9999	18.758	-9999
15.5	15.06	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999
12.83	10.88	14.774	16.616	17.209	18.39	17.01	18.14	16.883	17.161	17.85	17.919
18.04	18.05	14.709	21.733	22.854	17.925	17.79	19.34	16.375	16.064	17.175	16.274
11.23	11.91	16.943	17.558	16.209	15.98	16.64	17.61	17.075	16.693	18.258	16.54
15.79	17.16	16.016	16.466	16.516	17.03	17.39	17.32	-9999	-9999	-9999	-9999

TABLA 3.4. PARÁMETROS CLIMATOLÓGICOS LLUVIA TOTAL MENSUAL ESTACIÓN SANTA FE, QUIROGA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
0	0	0	0	14.7	151.4	46.9	86	34.3	128	0	-9999
0	0	0	0	0	62.6	-9999	84.5	15	43.8	0	0
0	0	0	0	0	46.8	-999	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999
-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	158.8	199.1	-9999	85.5	-9999	-9999	-9999
0	0	0	0	16	136.7	298.7	-9999	-9999	-9999	26	-9999
0	0	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999	-9999
32.5	0	5.7	0	24	147.3	209.9	227.6	115.9	69.5	0	11.9
0	0	30.6	0	0	22.2	208.7	237.2	51.8	34.3	0	0
53.8	0	8.5	0	17.8	76.6	214.7	271.6	197.6	117.3	0	0
0	32.6	0	8.8	7.4	113.9	171.8	212.2	-9999	-9999	-9999	-9999



Fuente: INEGI, 1995

Figura 3.6. Carta climatológica

3.1.4. FISIOGRAFÍA

Por la parte Norte se extiende una pequeña cordillera, a la cual los campesinos le dan el nombre genérico de “El Cerro”, distinguiendo la parte más elevada con la designación de “El Cerro Grande” y la más baja con el de “El Cerrito”. Geográficamente esta altura, la única que se encuentra en el lugar, se denomina “Cordillera del Coyote”. Nada más podríamos decir de la hidrografía, que no sea una referencia al lago de Pátzcuaro;

3.1.5. GEOLOGÍA

La Región está constituida principalmente por rocas volcánicas Plio-Cuaternarias de la Era Cenozoica representada fundamentalmente por rocas tipo ígneo, como los basaltos ande síticos y el aluvión que caracteriza a los volcanes del estado de Michoacán. El sitio presenta suelos de tipo Aluvión y en rocas ígneas, específicamente basaltos.

Aluvión: Deposito de tierra, arena o fragmentos de roca transportados por las corrientes, que queda después de retirarse las aguas.

Basalto: Roca ígnea extrusiva, básica de color gris oscuro o negro y de estructura angular. Formada a partir de la lava de volcanes del terciario, forma domos, mantos, coladas; es característica su desintegración en forma de bastoncitos.

El área de estudio se localiza dentro del campo volcánico Michoacán-Guanajuato o corredor tarasco, lugar donde se han desarrollado más de 1000 conos volcánicos de tipo mono magnético. La distribución de este vulcanismo obedece a estructuras NE-SO. En la región se reconocen domos, volcanes semiescudo, volcanes lava, domos resurgentes y volcanes de ceniza y lava como el Paricutín. El vulcanismo más reciente de la cuenca lo forma el volcán La Taza, el cual es un cono muy semejante al volcán Paricutín, es decir conformado de un cono de cenizas y derrames de lava. Este evento magmático ocasionó un levantamiento de secuencias lacustres de más de 40 m.

El sitio del propuesto se encuentra en la rivera del Lago de Pátzcuaro, que presenta pendiente poco pronunciado rodeado en su mayor parte por lomeríos y al noroeste con elevaciones hasta 2, 600 m.s.n.m, en el sitio del proyecto no existen fallas y fracturamientos tal como se aprecia en la figura 3.20



Fuente: INEGI, 1995

Figura 3.7 carta geológica del área de estudio

3.1.6. USOS DE SUELO Y VEGETACIÓN

El uso del suelo comúnmente es utilizado en la agricultura donde se cultivan el trigo, el maíz y el frijol aunque ninguno de estos produce lo suficiente para el consumo local, y de vida a la erosión y las heladas están dejando la tierra en condiciones lamentables por esta razón se están dejando abandonadas, Además debido al crecimiento de la población estos se están desplazando con rapidez y utilizando el suelo para la construcción de viviendas.

Vegetación

En los alrededores de la población la flora está representada por hierbas y arbustos de poco o ninguna importancia. En las alturas del cerro “el coyote”, se encuentran escasos bosques, existen algunos árboles maderables tales como los pinos, robles y encinos, los que están próximos a ser extinguidos por la voracidad de los fogones hogareños, tanto de Ihuatzio como de Tzintzuntzán. El tule, planta cotizada por su frecuente uso en las industrias caseras donde este se encuentra en toda la orilla del lago.

Las máximas elevaciones (2,800-3,200) m.s.n.m. se encuentran representadas por bosques de pinabete (*Abies religiosa*) con algunas asociaciones de pino (*Pino pseudostobus*) y aile (*Agnus arguta*)

Las pendientes altas de la sierra (2,300-2,800 m.s.n.m) están representadas por el bosque de pino (*pinus leiophylla*, *P. Michoacana*, *P. pseudostrobus* y *P. montezumae*), bosque de encino y pino –encino (*Pino leiophylla* y *Q. castanea*); (*P. montezumae* y *Q. rugosa*). Otras especies arbóreas de interés comercial son el sirimo (*Tilia Mexicana*); el limoncillo (*Clethra mexicana*) y el limoncillo (*Terstroemia pringler*), estos últimos casi erradicados de la región.

Las áreas deforestadas y erosionadas localizadas en estas elevaciones y con pendientes pronunciadas sostienen una vegetación robusta (*Bursera cunneata*), el maguey (*Agave spp*), el palo santo (*Senecio preacox*) y *Clusia salvinii*.

En la sierra de pendientes bajas (2, 100- 2, 300 m.s.n.m.) se encuentran asociadas principalmente pastos y vegetación secundaria herbácea como el huizache (*Acacia pennulata*), tsambas (*Yucca filifera*), paré (*opuntia ss*), maguey (*Agave spp*), uña de gato (*Mimosa buncifera*), Chiquito (*Croton calvensces*) y la vegetación de tipo agrícola (maíz, frijol, trigo, lenteja y otros mas)

En la parte más externa del lago así como cerca de la tierra firme se desarrolla una comunidad densa de *Eleocharis montevidens*, *Sagitaria graminea*, *S. latifolia*, *Scirpus americanus*, *S. validus*, *Typha domingensis* y *T. latifolia*, a esta asociación se le conoce como tular. Hacia el centro del lago al aumentar la profundidad del agua la comunidad anteriormente descrita se hace menos densa y se generan plantas acuáticas con hojas flotantes como *Eichornia crassipes*, *Nymphaea mexicana* y otros representantes de los géneros *Lemna*, *Wolffia* y *Wolffiella*. Por último en lo más profundo de las aguas se encuentran plantas acuáticas sumergidas representadas por *Ceraphyllum demersum*, *Najas guadalupensis* y *Potamogetum illioensis*)



Figura 3.8. Carta edafológica del área de estudio

3.2 MARCO SOCIECONOMICO

3.2.1. POBLACION

De acuerdo al censo general, levantado en el año de 1900 es de 1267 habitantes con 633 mujeres y 634 de hombres, donde pertenecía al municipio de Pátzcuaro siendo clasificada como pueblo, fue hasta el año de 1930 de acuerdo al decreto No. 2 el 24 de septiembre del mismo año pasa al municipio de Tzintzuntzán hasta la actualidad es clasificada como categoría indefinida, tal como se muestra en las tablas 3.5. y 3.6.

Tabla 3.5. Registro histórico de la población de Ihuatzio

Nombre de Localidad	Nombre del Municipio	Categoría	Origen de Modificación
Ihuatzio	Pátzcuaro	Pueblo	Censo de 1900.
Ihuatzio	Pátzcuaro	Pueblo	Censo de 1910.
			Cambio de nombre de la localidad.
Ihuatzio	Pátzcuaro	Pueblo	Censo de 1921.
			Cambio de nombre de la localidad.
Ihuatzio	Pátzcuaro	Pueblo	Censo de 1930.

Ihuatzio	Pátzcuaro	Pueblo	Decreto No. 2 del 24 de septiembre de 1930.
			Pasa al municipio Tzintzuntzan 100.
Ihuatzio	Tzintzuntzán	Pueblo	Censo de 1940.
Ihuatzio	Tzintzuntzán	Pueblo	Censo de 1950.
Ihuatzio	Tzintzuntzán	Pueblo	Censo de 1960.
Ihuatzio	Tzintzuntzán	Pueblo	Censo de 1970.
Ihuatzio	Tzintzuntzán	Pueblo	Censo de 1980.
Ihuatzio	Tzintzuntzán	Indefinida	Censo de 1990.
Ihuatzio	Tzintzuntzán	Indefinida	Conteo de 1995.
Ihuatzio	Tzintzuntzán	Indefinida	Censo de 2000.
Ihuatzio	Tzintzuntzán	Indefinida	Conteo de 2005.

Fuente: INEGI, 2010

Tabla 3.6. Registro histórico de datos censales de la población de Ihuatzio

Evento Censal	Fuente	Total de Habitantes	Hombres	Mujeres
1900	Censo	1267	633	634
1910	Censo	1073	515	558
1921	Censo	1074	555	519
1930	Censo	1148	590	558
1940	Censo	1206	647	559
1950	Censo	1417	724	693
1960	Censo	1606	827	779
1970	Censo	2058		
1980	Censo	2946	1477	1469
1990	Censo	2857	1357	1500
1995	Conteo	3204	1484	1720
2000	Censo	3271	1502	1769
2005	Conteo	3547	1607	1940
2010	Censo	3575	1620	1955

Fuente: INEGI, 2010

3.2.2. ACTIVIDADES ECONOMICAS

La agricultura, ganadería, pesca, artesanía y el comercio son las actividades económicas más importantes de esta población.

LA AGRICULTURA; es primitiva y pobre, y muy poca gente se dedica a esta actividad debido a que las tierras soy muy poco productivas.

LA GANADERÍA; el ganado es muy reducido, unas cuantas vacas de muy mala calidad y mal alimentadas, producen leche para un reducido número de familias, la población no acostumbra consumir el producto de estos animales.

LA ARTESANÍA; Las artesanías no son muchas; tejen petates de tule, canastas y táscales de carrizo. El petate es una industria casera muy generalizada. Este trabajo se realiza cuando no hay ninguna ocupación agrícola. Existe otra industria pequeña que es digna de la curiosidad; todas las mañanas, en pintoresca regata de canoas, van de quince a veinticinco mujeres, remando en dirección a Pátzcuaro. Son las amas de casa que llevan su cargamento de tortillas, elaborada durante las primeras horas de la mañana.

EL COMERCIO; Se conserva aun algunas de las formas rudimentarias que el indígena tenía para comerciar. El sistema de canje, no solo para las relaciones internas, sino también para el comercio mayor en el mercado de patzcuaro. La ayuda mutua, consiste en facilitar al vecino productos para su alimentación o para sus trabajos, a condición de que sean devueltos cuando la necesidad lo requiera. los productos de la pesca, las hortalizas cereales y leguminosas, son vendidos en el mercado de Pátzcuaro, los días viernes de cada semana. Aunque en ocasiones se recurre al sistema de canje o trueque, de los productos que no se pueden vender al contado.

3.2.3. TENENCIA DE LA TIERRA

La tierra es tenida por sistema ejidal y por el de propiedad privada; en ambos casos la parcela es chica y su rendimiento no alcanza cubrir las necesidades del hogar campesino.

Estas parcelas se encuentran alrededor del poblado, a muy poca distancia y accesibles por caminos mas o menos transitables. No esta demás decir que toda vía existen dos personas que poseen tierras en cantidades regulares, las mismas que emplean braceros por un jornal reducido y que dan tierras a medieros o arrendatarios

3.2.4 EDUCACIÓN, VIVIENDA Y SERVICIOS

Aparte de que hay 341 analfabetos de 15 y más años, 28 de los jóvenes entre 6 y 14 años no asisten a la escuela.

De la población a partir de los 15 años 264 no tienen ninguna escolaridad, 1019 tienen una escolaridad incompleta. 610 tienen una escolaridad básica y 496 cuentan con una educación post-básica.

Un total de 304 de la generación de jóvenes entre 15 y 24 años de edad han asistido a la escuela, la mediana escolaridad entre la población es de 7 años.

La educación se imparte a través de un preescolar dos primarias turno matutino y un vespertino como también una secundaria técnica. La enseñanza, de conformidad a las leyes mexicanas, es laica, gratuita y obligatoria; se desenvuelve con sujeción a los programas oficiales que son generales para escuelas urbanas, semiurbanas y rurales. Se nota en ella, quizá por falta de orientación y dirección. Una ausencia absoluta de métodos eficaces, carencia de material didáctico, etc. Los niños, futuros ciudadanos, antes que adquirir hábitos de higiene, Habilidades y destrezas, ejercitan más la memoria repitiendo lo que sus maestros dictan o el contenido de algunos textos de Historia, Geografía, Aritmética, Castellano. Con esta forma de enseñanza, antipedagógica, por cierto, los alumnos aprenden conocimientos rudimentarios, Y abandonan la escuela, a veces venciendo el último grado, sin una base sólida y firme para poder afrontar los problemas de su propia comunidad.

La escuela cuenta, por iniciativa del profesorado, con una “Asociación de Padres de Familia”, La que es inoperante, hasta cierto punto podemos decir que no cumple con las atribuciones que tiene frente a la escuela y para la escuela. De seguro que su organización se debe a la necesidad que tiene el director de cumplir con un requisito impuesto por las leyes educacionales.

En Ihuatzio hay un total de 734 hogares. De estas 663 viviendas, 78 tienen piso de tierra y unos 49 consisten de una sola habitación.

620 de todas las viviendas tienen instalaciones sanitarias, 612 son conectadas al servicio público, 646 tienen acceso a la luz eléctrica.

La vivienda consiste en pequeñas casas de paredes muy gruesas, levantadas con adobe y techadas con teja de barro. Raras son las casas que poseen piso de cemento, más raras aun son las que cuentan con una letrina. La vivienda se reduce a dos piezas como máximo, donde se desenvuelven las veinticuatro horas de la vida hogareña. Casi todas tienen la cocina separada; el fogón está ubicado en el suelo con un pequeño cerco de piedra y tierra, Sobre el cual sostienen el comal para “echar” las tortillas. En torno a este fogón se reúne la familia durante las horas de comida y en las épocas de mucho frío y lluvia. El dormitorio no existe como parte separada; en una de las piezas tienden petates, sobre los cuales duerme toda la familia junta. Todas las casas tienen patio amplio, cercado con murallas de piedras superpuestas, y algunas cuentan con corrales para el ganado.

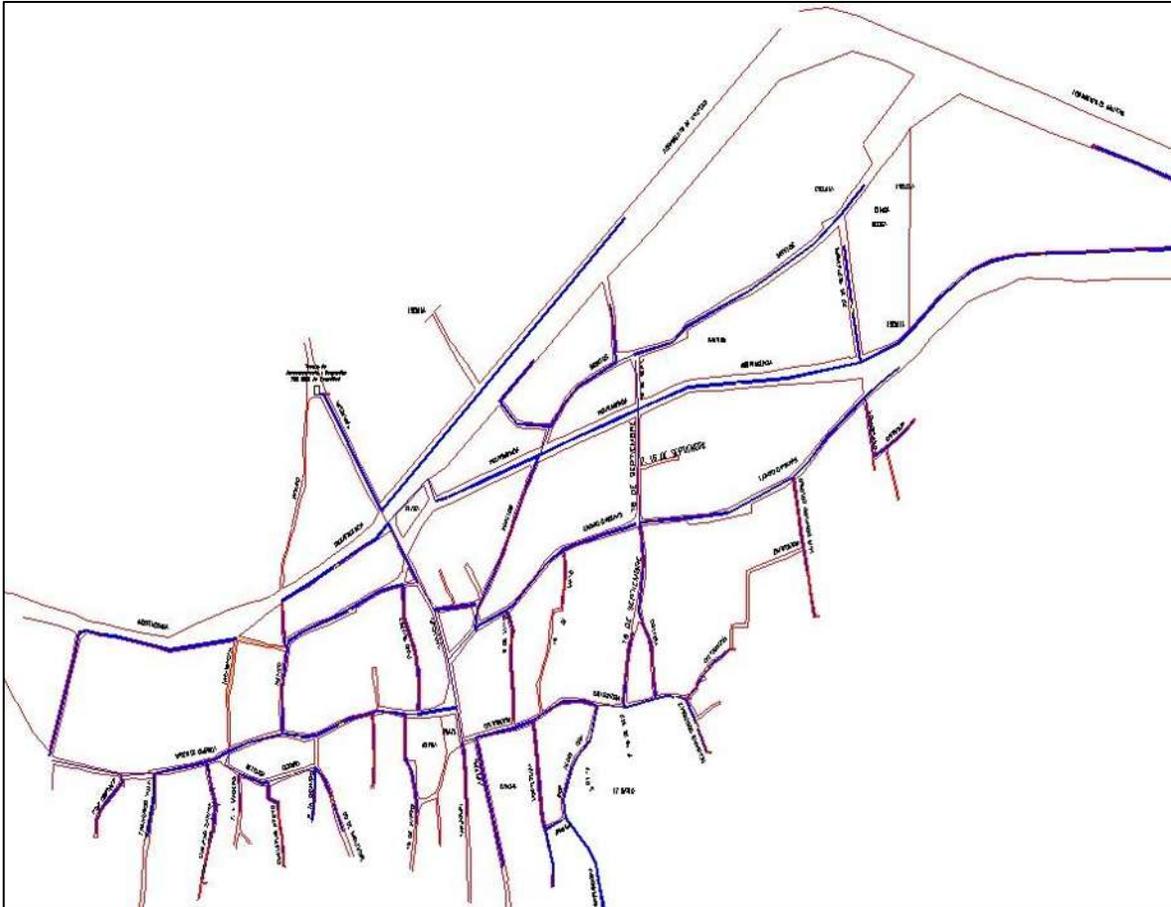
Un 25% de las casas disponen de pozos para el servicio de agua potable. Son excavaciones poca profundas, cubiertas en la mayoría de los casos, con pedazos de madera; muy pocos tienen brocal.

En cuanto a la red de drenaje se considera un 30% de su distribución en la población distribuida en las principales calles más transitables

3.3. MARCO TÉCNICO

3.3.1. AGUA POTABLE (dotación, abastecimiento)

El agua potable en la comunidad se considera cuenta con una cobertura del 80% como se muestra en el plano de la comunidad fig. 3.9, aunque la distribución y abastecimiento se realiza por medio de tandeos, es decir 3 días para un barrio (asunción) y los otros días para (el sagrado corazón de Jesús), el pozo se localiza en la entrada de la comunidad y esta es bombeado con un motor de 30 caballos de fuerza con una extracción de 3,600 litros por minuto hacia un tanque de almacenamiento que se encuentra en la parte alta de la población con una capacidad de 200,000 litros, una vez llenado se distribuye por medio del sistema de gravedad, logrando abastecer una parte de la comunidad.



Fuente: municipio de Tzintzuntzán 2011.

Figura 3.9. Distribución de la red de agua potable

3.3.2. AGUA RESIDUAL (alcantarillado, colectores, subcolectores)

El servicio referente al alcantarillado es muy poco, ya que empezó su construcción en el año 2010 y parte del 2011, por esta razón se considera con un 30% de su construcción total, es importante mencionar que actualmente este solo es utilizada para el agua pluvial, ya que la población que cuenta con este servicio, no se han conectado totalmente, solo cuentan con su registro para posteriormente conectarse a la red, aunque los desechos residuales son solo domésticos (residuos fecales y aguas que son utilizadas para el quehacer doméstico), en la figura 3.10 se observa claramente la parte que cuenta con este servicio, todo el agua residual descargará por la calle hirepan donde se pretende realizar la construcción de la planta residual, es ahí donde se identifica un emisor para entregar las aguas residuales a tratar.

4.- ESTUDIOS PRELIMINARES

4.1. ELECCION DEL SITIO PROPUESTO PARA LA UBICACIÓN DE LA PLANTA

La elección del sitio para la construcción de la planta fue considerada por la topografía del terreno, a simple vista el terreno está deslindado por los vecinos, ya que por esta parte bajan los animales que utilizan como abrevadero la orilla del lago y por consiguiente estos suelen ocasionar daños a los terrenos aledaños pero se puede considerar con terreno suficiente para su construcción.

En las figuras 4.1, 4.2 y 4.3 se muestra el sitio disponible para la ubicación del sistema de tratamiento, como también se puede observar los brocales de los pozos de visita construidos, este detalle se puede apreciar en las figuras 4.3, 4.4 y 4.5 correspondiente al sistema de alcantarillado que actualmente se encuentra, además se puede apreciar la vegetación característica que se encuentra en la orilla del lago, detalle mostrado en las figuras 4.6 y 4.7.



Figura 4.1. Terreno en la zona de descarga de las aguas residuales



Figura 4.2 Terreno que se pretende utilizar para la construcción de la planta de tratamiento



Figura 4.3. Deslinde del terreno propuesto por ambos lados, mediante cerco de mampostería.

Se puede observar unos registros del drenaje Fig. 4.4. y 4.5.



Figura 4.4 Registro del drenaje que se encuentra en la comunidad y que serán utilizados para el alcantarillado de las aguas residuales



Figura 4.5 Pozo de visita del colector, el cual se encuentra próximo al lago y corre el riesgo de quedar inundado al subir el nivel del lago

La Vegetación característica en la orilla del lago, es conformada por carrizo, chuspata, tule y lirio Fig. 4.6 y 4.7



Figura 4.6 tipo de vegetación, se puede observar carrizo



Figura 4.7 Lirio y tule como vegetación que se desarrolla en la orilla del lago
Estado actual del lago de Pátzcuaro fig. 4.8 y 4.9



Figura 4.8 Se observa como ha disminuido el nivel del agua y el tipo de vegetación que tiene en la superficie.



Figura 4.9 Calidad del agua que presenta el agua en la orilla del lago

4.2 VIDA ÚTIL Y PERIODO DE DISEÑO

La vida útil, es el tiempo que se espera que la obra sirva a los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómicos su uso, o bien que la obra requiera ser eliminada por insuficiente.

Se considera entonces, que el periodo de diseño será el intervalo de tiempo durante el cual la obra llegará a su nivel de saturación, este periodo debe ser igual o menor a la vida útil.

Los periodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos, los cuales están en función del costo del dinero, esto es, a mayor tasas de interés menor periodo de diseño; sin embargo, no se pueden desatender los aspectos financieros, por lo que en la selección de periodo de diseño se deben considerar ambos aspectos. En la tabla 4.2 se muestran diversos periodos de diseño en función de la población.

Tabla 4.2 Periodos de diseño mínimos para diferentes rangos de habitantes.

Para localidades de hasta 400 habitantes	5 años
Localidades de 400 hasta 1500 habitantes	10 años
Localidades de 1500 hasta 7000 habitantes	15 años
Localidades mayores a 7000 habitantes	20 años

Fuente: MAPAS, 2007

Para el caso de la población de Ihuatzio, le corresponde el periodo de diseño de 15 años, como mínimo, aunque se tomó como periodo de diseño 20 años, para garantizar un servicio a futuro cubriendo diversas fluctuaciones que los métodos estadísticos no consideran, como el caso de población migrante que retorna en épocas decembrinas, la población en temporadas religiosas, etc.

4.3 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN

CÁLCULO DE LA POBLACIÓN DE DISEÑO

Para el diseño de los sistemas de abastecimiento de agua potable y de alcantarillado es importante estimar la población futura, que se denomina población de proyecto reflejando el número de habitantes que se tendrá en el último día de periodo de diseño. Es indiscutible que en la mayor aproximación que se logre en la predicción de la población dependerá que la obra cumpla con su cometido. Es importante señalar que las condiciones socioeconómicas tienen una influencia decisiva sobre los factores de crecimiento de población. Los atractivos de una comunidad (agua, alcantarillado, calles pavimentadas, comercios, zonas

de recreación), tanto como lugar para vivir como para trabajar, como también es importante indicar la capacidad de expansión de terreno disponible para saber si una predicción resulta razonable.

Una vez recopilada toda la información disponible de los sistemas de agua potable y alcantarillado en funcionamiento, se hizo una síntesis que proporcione un diagnóstico de los sistemas, señalando sus características más importantes, sus deficiencias y los requerimientos de rehabilitación, sustitución o expansión.

Población actual

Utilizando la información que proporciona el Instituto Nacional de Estadística, Geográfica e Información (INEGI), relativa a cuando menos los últimos cinco censos disponibles, se realizó la proyección de la población, al término del periodo de diseño en que se ejecutan los estudios y proyectos.

Tabla 4.1 Datos obtenidos del INEGI fueron los siguientes.

Evento	AÑO	POBLACIÓN
Censo	1970	2058
Censo	1980	2946
Censo	1990	2857
Conteo	1995	3204
Censo	2000	3271
Conteo	2005	3547
Censo	2010	3575

Al diseñar un sistema de abastecimiento de agua, alcantarillado se tiene que buscar una estimación de la población futura. En nuestro caso, será para la propuesta de la planta de tratamiento, por esta razón se tomará en cuenta el alcantarillado. Este número de habitantes futuros comprende la cantidad de ellos hasta el último día del periodo de diseño que se fijo.

La población de proyecto se proyectó para un periodo de diseño de 20 años, tomando en cuenta el crecimiento histórico registrado de 1970 a 2010, la fuente de información oficial para la obtención de estos datos, fue de acuerdo a los censos levantados por el Instituto Nacional de Estadística Geográfica e información (INEGI) y de la información recopilada en campo.

Se utilizaron diferentes métodos de estimación de población para lograr proyectar los 20 años de diseño los cuales son; método aritmético, método geométrico, mínimos cuadrados.

MÉTODO ARITMÉTICO

En este método se considera que el incremento de población es constante y consiste en obtener el promedio anual de años anteriores y aplicarlos al futuro en base a las formulas siguiente;

$$P_f = p_a + I n$$

P_a = población actual

L = incremento promedio; $\sum I_d / n_d$

$$L_d = (P_d - P_{d-1}) / N$$

DONDE;

L_d = incremento decenal

P_d = población de cada decena

$P(D-l)$ = población de la decena anterior

N = A años transcurridos desde P_d y $P(D-l)$

Tabla 4.3 método aritmético

No	AÑO	POBLACION	INCREMENTO
	1980	2946	
1	1990	2857	-8.90
2	1995	3204	69.40
3	2000	3271	13.40
4	2005	3547	55.20

$$I = 32.275$$

Aplicando la formula de $P_f = p_a + I N$

Tabla 4.4. Datos obtenidos para la proyección de población

AÑO	POBLACION
2012	3773
2013	3805
2015	3870

2020	4031
2025	4193
2030	4354
2032	4418

MÉTODO GEOMÉTRICO

El principio en el que se basa este método es el de considerar que la población tendrá un incremento análogo, al que sigue un capital aumentado en sus interés, esto siguiendo la formula de interés compuesto en el que el rédito es el factor de crecimiento.

$$Pf = Pa (1 + r)^n$$

Pf = población futura

Pa = población actual

r = Taza de crecimiento

n = años transcurridos

$$(1 + r) = (PD / (P(D-1))^{1/n}$$

DONDE;

PD = población de cada decena

P (D-1) = población de la decena anterior

.n = Años transcurridos desde PD Y P (D-1)

Tabla 4.4 datos requeridos para la aplicación del método geométrico

N _o	AÑO	POBLACION	(1 + r)
	1980	2946	
1	1990	2857	0.99693708
2	1995	3204	1.02319039
3	2000	3271	1.00414772
4	2005	3547	1.01633324
			4.0406084

$$(1 + r)_{prom} = 1.010152108$$

Aplicando la formula de $P_f = p_a (1 + r)^n$

Tabla 4.5 datos calculados para la proyección de la población

AÑO	POBLACION
2012	3807
2013	3846
2015	3924
2020	4127
2025	4341
2030	4566
2032	4659

METODO DEL MINIMO CUADRADO

Donde al derivarse con respecto a cada uno de los coeficientes se obtienen ecuaciones normales y se resuelven en forma simultanea

$$a_1 = (n \sum X_i Y_i - \sum x_i y_i) / n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2$$

$$a_0 = \bar{y} - a_1 \bar{x}$$

Tabla 4.6 datos requeridos para la aplicación del método de mínimos cuadrado

N0	AÑO	POBLACION			
	1960	(Yi)	xi	xi ²	xiyi
1	1980	2946	20	400	58920
2	1990	2857	30	900	85710
3	1995	3204	35	1225	112140
4	2000	3271	40	1600	130840
5	2005	3547	45	2025	159615
	SUMA	15825	170	6150	547225

sustituyendo en la ecuación de "a" y "b"

$$\begin{array}{l}
 n= \quad 5 \qquad \qquad \qquad \sum X_i Y_i = \quad 547225 \qquad \sum X_i^2 = \\
 \sum x_i = \quad 170 \qquad \qquad \qquad \bar{x} = \quad 34 \\
 \sum Y_i = \quad 15825 \qquad \qquad \qquad \bar{y} = \quad 3165 \\
 \\
 \text{valor de} \qquad \qquad \qquad \text{valor de} \\
 a_1 = \quad 24.7972973 \quad a_0 = \quad 2321.8918
 \end{array}$$

Tabla 4.7. Cálculos obtenidos para la proyección de la población

AÑO	POBLACION
2012	3611
2013	3636
2015	3686
2020	3810
2025	3934
2030	4058
2032	4107

Con base en los cálculos anteriores, realizado por medio de 3 métodos, se tomó el promedio para determinar la población proyecto;

Tabla 4.8. Resumen de los métodos utilizados

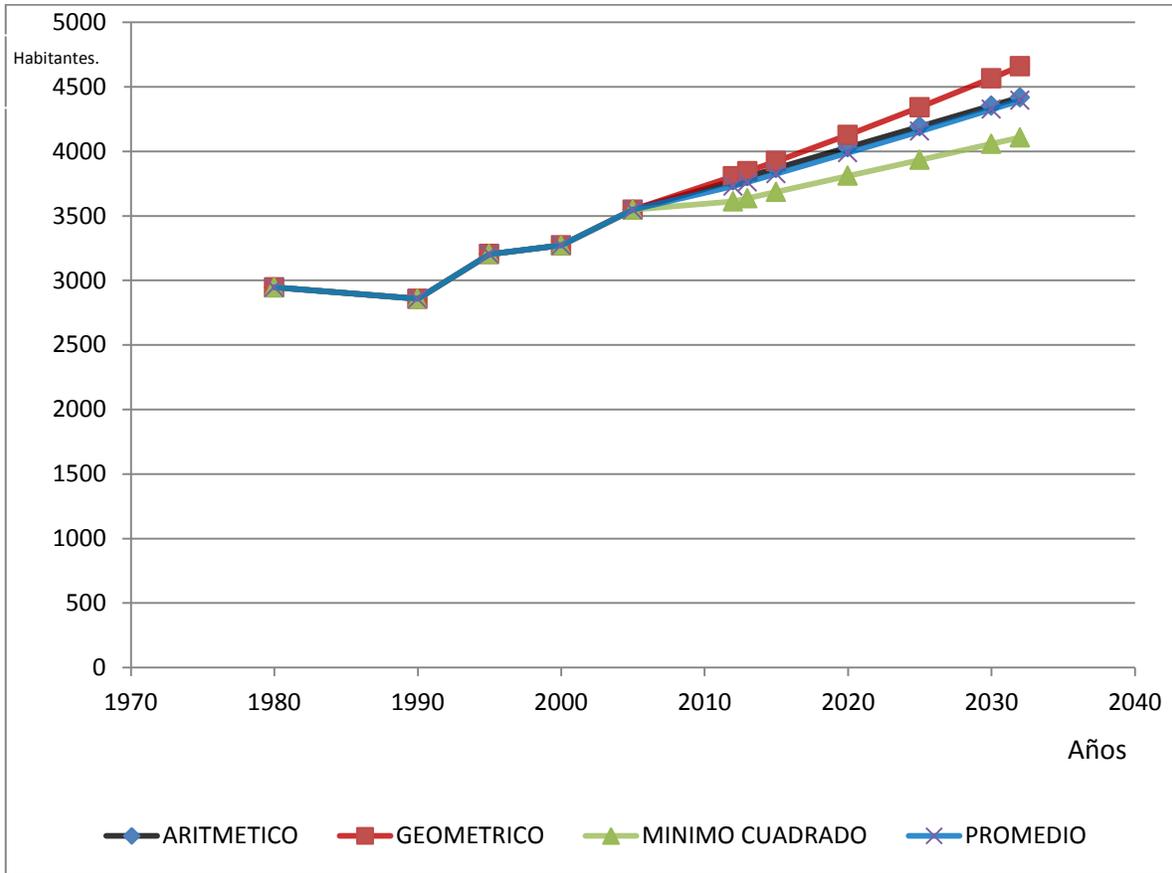
Métodos utilizados	AÑOS						
	2012	2013	2015	2020	2025	2030	2032
Aritmético	3773	3805	3870	4031	4193	4354	4418
Geométrico	3807	3846	3924	4127	4341	4566	4659
Mínimo cuadrado	3611	3636	3686	3810	3934	4058	4107
Suma	11191	11287	11479	11968	12467	12978	13185
Promedio	3730	3762	3826	3989	4156	4326	4395
<i>Población de proyecto</i>							4395

Tabla 4.9. Datos que se utilizaran para la proyección de población

METODOS					
No	AÑO	ARITMETICO	GEOMETRICO	MINIMO CUADRADO	PROMEDIO
	1980				2946(INEGI)
	1990				2857(INEGI)
	1995				3204(INEGI)
	2000				3271(INEGI)
	2005				3547(INEGI)
1	2012	3773	3807	3611	3730
2	2013	3805	3846	3636	3762
3	2014	3837	3885	3661	3794
4	2015	3870	3924	3686	3826
5	2016	3902	3964	3711	3859
6	2017	3934	4004	3735	3891
7	2018	3967	4045	3760	3924
8	2019	3999	4086	3785	3957
9	2020	4031	4127	3810	3989
10	2021	4063	4169	3835	4022
11	2022	4096	4211	3859	4055
12	2023	4128	4254	3884	4089
13	2024	4160	4297	3909	4122
14	2025	4193	4341	3934	4156
15	2026	4225	4385	3959	4189
16	2027	4257	4430	3983	4223
17	2028	4289	4475	4008	4257
18	2029	4322	4520	4033	4292
19	2030	4354	4566	4058	4326
20	2031	4386	4612	4083	4360
21	2032	4418	4659	4107	4395

POBLACIÓN DE PROYECTO; 4395 HABITANTES PARA EL AÑO 2032

FIGURA 4.10 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PROYECCIÓN DE POBLACIÓN PARA LA COMUNIDAD DE IHUATZIO MPIO. DE TZINTZUNTZAN, MICH.



4.4 Bases de diseño

4.4.1 Características del agua residual

Sustancias químicas (composición)

Las aguas servidas están formadas por un 99% de agua y un 1% de sólidos en suspensión y solución. Estos sólidos pueden clasificarse en orgánicos e inorgánicos.

Los sólidos inorgánicos están formados principalmente por nitrógeno, fósforo, cloruros, sulfatos, carbonatos, bicarbonatos y algunas sustancias tóxicas como arsénico, cianuro, cadmio, cromo, cobre, mercurio, plomo y zinc.

Los sólidos orgánicos se pueden clasificar en nitrogenados y no nitrogenados. Los nitrogenados, es decir, los que contienen nitrógeno en su molécula, son proteínas, ureas, aminas y aminoácidos. Los no nitrogenados son principalmente celulosa, grasas y jabones. La concentración de orgánicos en el agua se determina a través de la DBO₅, la cual mide material orgánico carbonáceo principalmente, mientras que la DBO₂₀ mide material orgánico carbonáceo y nitrogenado.

Características bacteriológicas

Una de las razones más importantes para tratar las aguas residuales o servidas es la eliminación de todos los agentes patógenos de origen humano presentes en las excretas con el propósito de cortar el ciclo epidemiológico de transmisión. Estos son, entre otros:

- Coliformes totales
- Coliformes fecales
- Salmonellas
- Virus

Materia en suspensión y materia disuelta

A efectos del tratamiento, la gran división es entre materia en suspensión y materia disuelta.

- La materia en suspensión se separa por tratamientos fisicoquímicos, variantes de la sedimentación y filtración. En el caso de la materia suspendida sólida se trata de separaciones sólido - líquido por gravedad o

medios filtrantes y, en el caso de la materia aceitosa, se emplea la separación líquido-líquido, habitualmente por flotación.

- La materia disuelta puede ser orgánica, en cuyo caso el método más extendido es su insolubilización como material celular (y se convierte en un caso de separación sólido-líquido) o inorgánica, en cuyo caso se deben emplear caros tratamientos fisicoquímicos como la ósmosis inversa.

Los diferentes métodos de tratamiento atienden al tipo de contaminación: para la materia en suspensión, tanto orgánica como inorgánica, se emplea la sedimentación y la filtración en todas sus variantes. Para la materia disuelta se emplean los tratamientos biológicos (a veces la oxidación química) si es orgánica, o los métodos de membranas, como la ósmosis, si es inorgánica.

Principales parámetros

Los parámetros característicos, mencionados en la Norma Oficial Mexicana (NOM-001-SEMARNAT-1996), son:

- pH
- Coliformes fecales
- Huevos de helminto
- Temperatura
- Grasas y aceites
- Materia flotante
- Sólidos sedimentables
- Sólidos suspendidos totales (SST)
- Materia orgánica valorada como DBO
- Nitrógeno total
- Fósforo total
- Metales pesados: Arsénico, Cadmio, cianuro, Cobre, Cromo, Mercurio, Níquel, Plomo, Zinc.

COMPOSICION DE LAS AGUAS RESIDUALES

La composición de las aguas residuales se refiere a las cantidades de constituyente físicos, químicos y biológicos presentes en las aguas residuales. En este apartado se presentan datos sobre los diferentes constituyentes de las aguas residuales y de los lodos de las fosas sépticas. También se incluyen comentarios acerca de la necesidad de profundizar en la caracterización de las aguas residuales y sobre la incorporación de minerales que produce durante los diversos usos del agua.

CONSTITUYENTES DEL AGUA RESIDUAL Y DEL LÍQUIDO SÉPTICO

La tabla 4.10 presenta datos típicos de los constituyentes encontrados en el agua residual domestica. En función de las concentraciones de estos constituyentes, podemos clasificar el agua residual como concentrada, media o débil. Tanto los constituyentes como sus concentraciones presentan variaciones en función de la hora del día, el día de la semana, el mes del año y otras condiciones locales. Los datos de la tabla 4.10 son solamente una guía, y no sirven como base del proyecto. El líquido séptico es el lodo producido en los sistemas de evacuación de aguas residuales individuales, principalmente fosas sépticas y pozos negros. Las cantidades y constituyentes del fango séptico varían ampliamente. Las mayores variaciones se producen en comunidades en las que no existe un control adecuado sobre la recolección y evacuación de los residuos.

NECESIDAD DE ANÁLISIS ESPECIALIZADOS

En general, los constituyentes citados en la tabla 4.10 son aquellos cuyo análisis se suelen hacer de forma más o menos rutinaria. En el pasado, se creía que estos constituyentes eran superficiales para caracterizar el agua residual.

Para el caso específico del diseño de un sistema de tratamiento, es necesario realizar un muestreo compuesto, mismo que refleje las diferentes fluctuaciones de gasto y concentración de la descarga.

TABLA 4.10. COMPOSICION TIPICA DE AGUA RESIDUAL DOMESTICA BRUTA

contaminantes	Unidades	concentración		
		débil	media	fuerte
Sólidos totales (ST)	mg/l	350	720	1,200
Disueltos, totales (SDT)	mg/l	250	500	850
Fijos	mg/l	145	300	525
Volátiles	mg/l	105	200	325
Sólidos en suspensión (SS)	mg/l	100	220	350
Fijos	mg/l	20	55	75
volátiles	mg/l	80	165	275
Sólidos sedimentables	ml/l	5	10	20
Demanda bioquímica de oxígeno, ml/l 5 días, 20 °C (DBO ₅ 20 °C)	mg/l	110	220	400
Carbono orgánico total (COT)	mg/l	80	160	290
Demanda química de oxígeno (DQO)	mg/l	250	500	1000
Nitrógeno (total en la forma N)	mg/l	20	40	85
Orgánico	mg/l	8	15	35
Amoniaco libre	mg/l	12	25	50
Nitritos	mg/l	0	0	0

nitratos	mg/l	0	0	0
Fosforo (total en forma de P)	mg/l	4	8	15
Orgánica	mg/l	1	3	5
inorgánica	mg/l	3	5	10
Cloruros	mg/l	30	50	100
Sulfatos	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	50	100	200
Grasa	mg/l	50	100	150
Doliformes totales	nº/100ml	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹
Compuestos orgánicos volátiles (COVs)	mg/l	<100	100-400	>400

Fuente: Metcalf & Eddy, 1996.

4.4.2 GASTO DE PROYECTO

DOTACIÓN

Es el volumen de agua que considera el consumo de todos los servicios que se hacen por habitante por día, incluyendo perdidas físicas. La dotación se obtiene a partir de las demandas, se determina para cada año dentro del periodo de diseño, dividiéndose la demanda total entre el número total de habitantes de la zona en estudio en el año considerado, en unidades de (lt/hab/día).

La dotación es el resultado de la división de la suma de las demandas requeridos por la población total de la localidad.

En nuestro caso se considera 100 lt/hab/día

APORTACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

La aportación es el volumen diario de aguas residuales que se pretende entregar a la red de alcantarillado. La aportación es un porcentaje del valor de la dotación, ya que existe un volumen de líquido que no tributa a la red de alcantarillado, como el consumo humano, riego de jardines, lavado de coches, etc.

Considerando lo anterior, se adopta como aportación de aguas negras el 75% de la dotación de agua potable en (lt/hab/día), considerando que el 25% restante se consume antes de llegar a las atarjeas. (75 lt/hab/día)

En las localidades que tienen zonas industriales con un volumen considerable de aguas residuales, se debe obtener el porcentaje de aportación para cada una de estas zonas, independientemente de las anteriores.

Al igual que los consumos, el cálculo de las aportaciones se realiza para las condiciones actuales y futuras de la localidad.

COEFICIENTE DE VARIACION

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborales y otras actividades.

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni durante el día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria. Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento de agua potable y tomar como referencia de este el agua residual, es necesario obtener los gastos máximo diario y gasto máximo horario, los cuales se determinan multiplicando el coeficiente de variación diaria por el gasto diario respectivamente.

Para el caso de comunidades rurales se recomienda la aplicación de los valores siguientes:

CONCEPTO	VALOR
Coeficiente de variación diaria(CVd)	1.20
Coeficiente de variación horaria(CVh)	1.50

GASTO MEDIO DIARIO

Cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

La expresión que define el gasto medio diario es la siguiente:

$$Q_{med} = (P * D)/86,400$$

Q_{med} = gasto medio diario, en lt/seg

P = Numero de habitantes

D = Dotación, en Lt/hab/día

86,400 = segundos por día

GASTO MAXIMO DIARIO

Es el caudal que debe proporcionar la fuente de abastecimiento, y se utiliza para diseñar la obra de captación, su equipo de bombeo, la conducción y el tanque de regulación y almacenamiento.

Este gasto se obtiene como:

$$Q_{md} = CV_d * Q_{med}$$

Q_{md} = gasto máximo diario, en lt/seg

CV_d = coeficiente de variación diaria

Q_{med} = Gasto medio diario, lt/seg

GASTO MAXIMO HORARIO

Es el gasto requerido para satisfacer las necesidades de la población en el día de máximo consumo y a la hora máximo consumo

Este gasto se utiliza, para calcular las redes de distribución. Se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{mh} = CV_h * Q_{md}$$

Q_{mh} = gasto máximo horario, en lt/seg

CV_d = Coeficiente de variación diaria

Q_{md} = Gasto máximo diario, en lt/seg

GASTO MEDIO

Es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año.

La CNA considera que el alcantarillado debe construirse herméticamente, por lo que no se adicionara al caudal de aguas negras el volumen por infiltración.

En función de la población y de la aportación, el gasto medio de aguas negras en cada tramo de la red, se calcula como:

$$Q_{med} = A_p P / 86400$$

Q_{med} = Gasto medio de las aguas negras en lt/seg

A_p = Aportación de las aguas negras en lt/hab/día

P = población, en número de habitantes

86,400 = segundos al día

Para localidades como zonas industriales, que aportan al sistema de alcantarillado volúmenes considerables, se debe adicionar al gasto medio, el gasto de aportación obtenido.

GASTO MINIMO

El gasto mínimo es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en un conducto. Se acepta que este valor es igual ala mitad del gasto medio.

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

El límite inferior del gasto mínimo es de 10.5 lt/seg, lo que significa que en los tramos iniciales de las redes de alcantarillado, cuando resulten valores de gastos mínimo menores a 1.5 lt/seg, se debe usar este valor en el diseño. Es conveniente mencionar, que 1.5 lt/seg es el gasto que genera la descarga de un excusado con tanque de 16 litros (excusado tradicional).

GASTO MAXIMO INSTANTANEO

El gasto máximo instantáneo es el valor de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Para evaluar este gasto se considera criterios ajenos a las condiciones socioeconómicas de cada lugar.

El gasto máximo instantáneo se obtiene a partir del coeficiente de Harmon (M):

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

P = población servida acumulada hasta el punto final (aguas abajo) del tramo de tubería considerada en miles de habitantes.

El coeficiente de variaciones máxima instantánea, se aplica considerando que:

- En tramos con una población acumulada menor a los 1000 habitantes, el coeficiente M es constante e igual a 3.8.
- Para una población acumulada mayor que 63,454, el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17 es decir, se acepta que su valor a partir

de esa cantidad de habitantes, no sigue la ley de variación establecida por Harmon.

Lo anterior resulta de considerar al alcantarillado como un reflejo de la red de distribución de agua potable, ya que el coeficiente “M” se equipara con el coeficiente de variación del gasto máximo horario necesario en un sistema de agua potable, cuyo límite inferior es de $1.4 \cdot 1.55 = 2.17$

Así la expresión para el cálculo del gasto máximo instantáneo es:

$$Q_{\text{maxins}} = M Q_{\text{med}}$$

Q_{maxins} = Gasto máximo instantáneo, en lt/seg.

M = coeficiente de Harmon o de variación máxima instantánea.

GASTO MAXIMO EXTRAORDINARIO

Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forma parte de las descargas normales, como por ejemplo bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, etc.

En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos, ya que brinda un margen de seguridad para prever los excesos en las aportaciones que puede recibir la red, bajo estas circunstancias.

En los casos en que se diseña un sistema nuevo apegado a un plan de desarrollo urbano que impida un crecimiento desordenado y se prevea que no existan aportaciones pluviales de los predios vecinos, ya que estas serán manejadas por un sistema de drenaje pluvial por separado, el coeficiente de seguridad será 1.0.

En los casos en que se diseñe la ampliación de un sistema existente de tipo combinado, previendo las aportaciones extraordinarias de origen pluvial, se podrá usar un coeficiente de seguridad de 1.5.

La expresión para el cálculo de gasto máximo extraordinario resulta:

$$Q_{\text{max ext}} = CS Q_{\text{max inst}}$$

$Q_{\text{Max ext}}$ = gasto máximo extraordinario, en lt/seg

CS = Coeficiente de seguridad

$Q_{\text{max inst}}$ = gasto máximo instantáneo, en lt/seg

Al considerar los gastos para la dotación de agua potable y de alcantarillado se procederá calcular cada uno de estos

TABLA 4.11. GASTOS DEL AGUA POTABLE

Años	2012	2015	2020	2025	2030	2032
Población	3730	3826	3989	4156	4326	4395
Gasto medio diario	4.32	4.43	4.62	4.81	5.01	5.09
Gasto máximo diario(lt/s) cvd 1.2	5.18	5.31	5.54	5.77	6.01	6.10
Gasto máximo horario (lt/s) cvd 1.5	7.77	7.97	8.31	8.66	9.01	9.16

TABLA 4.12. DATOS DE PROYECTO DE ALCANTARILLADO QUE APORTARA A LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Años	2012	2015	2020	2025	2030	2032
población	3730	3826	3989	4156	4326	4395
Aportación de agua residual (75%)	75	75	75	75	75	75
Gasto Medio (lt/s)	3.24	3.32	3.46	3.61	3.76	3.82
Gasto Mínimo (lt/s)	1.62	1.66	1.73	1.80	1.88	1.91
Gasto Máximo Instantáneo	10.88	11.13	11.55	11.97	12.40	12.58
Gasto Máximo Extraordinario	16.32	16.60	17.32	17.96	18.60	18.86

5.- ANÁLISIS DE ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO

En este capítulo se enfoca al análisis de tecnología que existen para la evacuación de excretas y tratamiento de aguas residuales en pequeñas comunidades rurales. Los criterios básicos para la selección de las tecnologías de saneamiento son:

- . Que sean de bajo costo de inversión, operación, mantenimiento y que requieran un mínimo de personal calificado para operarlos.
- . Aplicable a pequeños rangos de población.
- . Consumo mínimo de energía.

Por tal razón, algunas de las tecnologías aplicables para este tipo de comunidades son: letrinas ventiladas de doble cámara, letrinas multium, tanque séptico y pozos de absorción, lagunas estabilización, filtros intermitentes de arena, lechos de hidrofitas y por ultimo infiltración rápida; todos ellos se caracterizan por ser procesos en donde se lleva a cabo la degradación biológica de la materia orgánica.

Además de estas tecnologías existen la zanga de oxidación, tanque de imhoff, campos de absorción, montículos de evapotranspiración e irrigación; sin embargo, estos sistemas presentan algunas desventajas que los hacen menos apropiados al medio rural mexicano que la tecnología antes mencionada.

5.1 ANÁLISIS DE MÉTODOS DE TRATAMIENTO

5.1.1 ZANJAS DE OXIDACIÓN

Están basadas en la aplicación de un proceso de tratamiento biológico de lodos activados por a aeración extendida en la cual se suministra oxígeno por medio de reactores. La unidad consiste en un canal en forma de circuito cerrado, de 0.9 a 1.8 m. de profundidad con paredes de 45° de pendiente y a ere adores mecánicos, en uno o varios puntos a lo ancho de la zanja. La desventaja de este proceso es de que requiere consumo de energía de 1 a 3 kg/DBO/Hwh y se emplea para poblaciones de 1000 a 10000 habitantes (CNA, 1994)

5.1.2 TANQUES IMHOFF

Son unidades en las que se combinan los procesos de sedimentación y digestión de lodos en dos cámaras independientes, una en la parte superior para la sedimentación y otra en la inferior para la digestión de lodos. Las dos cámaras están separadas por un deflector en cuyo centro se tiene una abertura por donde pasan los sedimentos a la cámara de digestión, a vitando al mismo tiempo la

ascensión de gases que a su vez almacenan en la cámara de espuma que circunda a la sedimentación. La construcción de tanque imhoff es mas costosa que la de las fosas sépticas y el rango de población para el que se recomiendan estas unidades es de 500 a 5000 habitantes

5.1.3 CAMPOS DE ABSORCIÓN

Consiste en un conjunto de líneas de tubos de concreto perforado, tendidos en forma tal que el escurrimiento de agua residual proveniente del tanque séptico se distribuya eficientemente en el terreno. El efluente se recoge en drenes en el fondo, conectados en un pozo de absorción para su disposición final. Una desventaja de este sistema es que necesita una carga hidráulica aceptable para su operación, generalmente cercana a 2 m.

5.1.4 MONTÍCULOS DE EVAPOTRANSPIRACIÓN

Constituye una alternativa de disposición del efluente de un tanque séptico, principalmente en zonas en las que el nivel de superficie o la capacidad de pre colación del suelo es deficiente. Un montículo de evapotranspiración consiste en un monte sobre la superficie del suelo formado con arena o algún otro material poroso sobre el cual se distribuye el agua residual que posteriormente pasara a través de las capas de suelo.

5.1.5 IRRIGACIÓN

Este es el método que se emplea con mayor frecuencia cuando se trata de pequeñas fosas sépticas al servicio de viviendas y establecimientos. Consiste en dispersar el efluente del depósito en la capa superior del terreno por medio de tuberías conjuntas abiertas, colocadas en zanjas cubiertas de tierra. De este modo el efluente purifica por la acción de las bacterias aerobias saprofitas que existen en el suelo y se infiltran por el terreno. Este procedimiento se puede utilizar si el subsuelo no es poroso, si el nivel de las aguas subterráneas está a menos de 1.2m de la superficie, o si existe peligro de contaminación de los manantiales de agua potable,

De los ocho sistemas de tratamiento planteados para agua residual, seis inician el arreglo con un tanque séptico debido a que constituye la opción de saneamiento más económica. Además de sus bajos requerimientos de área. La instalación del tanque séptico como primer elemento de cada arreglo permite acondicionar las aguas bajo la carga de sólidos suspendidos asegurando así una mayor eficiencia en la calidad global del efluente obtenido.

5.1.6 TANQUES SÉPTICOS

La acción séptica o septización es un proceso biológico natural en el que las bacterias u otras formas vivas microscópicas en ausencia de oxígeno transforman la materia orgánica (que se encuentra en el agua residual principalmente como proteínas, carbohidratos y grasas) a materiales poco oxidados que son los productos de degradación entre ellos metano, anhídrido carbónico, nitritos y nitratos.

La principal ventaja de la acción séptica en el tratamiento de aguas residuales es la cantidad relativamente pequeña de lodo que hay que manejar, sobre todo cuando se compara con el producido en los procesos de sedimentación primaria o de tratamiento químico. A pesar que el tiempo de retención para los sedimentos es de 2 h y el de un tanque séptico es de mínimo 24 h, el lodo que se genera en éste último es de 75 a 80% menor que el de unos sedimentados debido a que en el interior del tanque séptico los microorganismos mineralizan al lodo acumulado.

Las aguas negras sin ningún tratamiento taponarían rápidamente cualquier tipo de Suelo, el tanque séptico acondiciona estas aguas para que se puedan infiltrar con Mayor facilidad en el subsuelo; por lo tanto, su función más importante es conservar la capacidad de absorción del área en que se disponga. Para proporcionar esta protección, el tanque séptico debe cumplir con tres funciones:

1. **ELIMINACIÓN DE SÓLIDOS:** al verter aguas negras en el subsuelo, éste se taponará

Mientras más sólidos suspendidos contengan estas aguas, pero si antes pasan por un tanque séptico en el que se reduzca la velocidad de flujo, los sólidos mayores sedimentarán en el fondo mientras que los ligeros se elevarán a la superficie y el efluente será un líquido clarificado.

2. **TRATAMIENTO BIOLÓGICO:** en el interior del tanque se desarrollará el proceso anaerobio, por medio del cual la materia orgánica se transforma en líquidos y gases.

3. **ALMACENAMIENTO DE NATAS Y LODOS:** los lodos son el resultado de la sedimentación de partículas sólidas en el fondo del tanque, mientras que la nata es la porción parcialmente sumergida de sólidos flotantes aglomerados en la superficie del fluido. Los lodos y en menor proporción las natas, reducen su volumen con la digestión por parte de los microorganismos, sin embargo, queda un residuo de sólidos inertes al que debe proporcionarse un espacio de almacenamiento para evitar que el efluente los arrastre fuera del tanque (Heredia,

1981; Davis, 1991; U.S. Department of Health, Education and Welfare, 1967; Perkins, 1990).

Un tanque séptico es un depósito (que puede ser de uno o más compartimientos), Impermeable, de escurrimiento continuo y forma rectangular o cilíndrica que recibe, además de la excreta y agua residual proveniente de los inodoros, aguas grises de origen doméstico. Su construcción es generalmente subterránea y puede hacerse de piedra, ladrillo, hormigón u otro material resistente a la corrosión. En algunos diseños el depósito está equipado con pantallas o deflectores colgantes tanto en la entrada, para conseguir una distribución eficaz del agua y evitar altas velocidades, como en la salida, para evitar que escape la capa de espuma y nata que se forman durante su funcionamiento (Duncan, 1982; Hopkins, 1951; Unda, 1993).

El uso de tanques sépticos como sistema de saneamiento ofrece una serie de Ventajas y desventajas y son los siguientes:

VENTAJAS

- Debido a que no tienen partes mecánicas, necesitan muy poco mantenimiento y un grado reducido de atención.
- La cantidad de lodo generado durante su operación es poco significativa.
- Puede tratar cualquier agua residual doméstica como la procedente de baños y cocinas, sin riesgo de alterar su funcionamiento normal.

DESVENTAJAS

- Requieren de la existencia de abastecimiento de agua por tuberías.
- Son más caros que otros sistemas de tratamiento in situ.
- Necesitan un suelo con área suficiente y de naturaleza permeable que permita la absorción del efluente.

5.1.7 POZOS DE ABSORCIÓN

Constituyen un método para la disposición final de aguas residuales (preferentemente tratadas) por medio de su infiltración en terrenos porosos.

Proporciona al agua un tratamiento físico y biológico a través de la infiltración en el Suelo.

Los pozos de absorción consisten en una excavación en el terreno con revestimiento de juntas abiertas: por lo general el pozo tiene de 2 a 3.5 m de diámetro y de 3 a 6 m de profundidad; es de forma cónica y preferentemente debe ademarse con tabique, block o piedra, dejando huecos entre estos para permitir la infiltración del líquido; en la parte exterior del ademe se coloca perimetralmente

una capa con espesor de 15 a 30 cm de grava o roca limpia de 8 cm de diámetro; en el fondo del pozo. Y en dirección al subsuelo la profundidad de la capa es de 30cm. es el pozo se adema, debe rellenarse con grava del mismo diámetro y hasta una profundidad de 60cm; en caso contrario, se recomienda llenar hasta $\frac{3}{4}$ de su altura con piedra de diámetro regular (0.2 m como mínimo) con el objeto de que el pozo no se derrumbe y distribuir en el subsuelo el efluente.

5.1.8 LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Como una alternativa de la descarga directa a un cuerpo receptor que generalmente requiere el cumplimiento de una calidad que sólo pueden ofrecer las tecnologías de alto costo. En este aspecto, las lagunas de estabilización como tecnologías de tratamiento de aguas residuales de bajo costo, han probado su factibilidad de utilización, sobre todo en lugares con climas cálidos o semicálidos y donde no existen recursos económicos suficientes para instalar sistemas de tratamiento más costosos.

Las lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales, con relación a otros sistemas convencionales, son una buena alternativa para remover patógenos (bacterias y protozoarios que pueden causar enfermedades a los humanos) y helmintos (gusanos que se desarrollan en los intestinos), por lo que no es necesario adicionar cloro al efluente para su desinfección, lo que los hace más atractivos por la reducción de costos, tanto en partes mecánicas como en la operación y mantenimiento.

Los principales objetivos del tratamiento mediante lagunas de estabilización son los siguientes:

- Reducción de la materia orgánica.
- Minimizar la descarga de organismos patógenos e indicadores.
- Remoción de nutrientes.
- Rehusó del efluente tratado

De acuerdo a su contenido de oxígeno, las lagunas de estabilización se clasifican Como:

- ANAEROBIAS. Ausencia de oxígeno (O₂) en todo el estanque. Proceso de biodegradación con microorganismos anaerobios.

- FACULTATIVAS. Presencia de O₂ en la superficie de la masa líquida. Ausencia de O₂ en el fondo de la laguna. Proceso con microorganismos aerobios, anaerobios y facultativos.
- AEROBIAS o de Presencia de O₂ en toda la masa líquida. Proceso con microorganismos aerobios.

En función del lugar que ocupan con relación a otros procesos, las lagunas se Agrupan como:

- Primarias o de aguas residuales crudas.
- Secundadas si reciben efluentes de otros procesos de tratamiento.
- De maduración si su propósito es disminuir el número de organismos patógenos .

De acuerdo con el propósito del tratamiento de las aguas residuales, estos sistemas se clasifican en:

- Lagunas para remoción de sólidos y carga orgánica.
- Lagunas para remoción de microorganismos patógenos (de maduración).
- Lagunas para criterios múltiples de calidad del efluente.

Los arreglos de un sistema lagunar pueden comprender una laguna única (facultativa) o lagunas en serie (anaerobia, facultativa y maduración). Es recomendable construir series del mismo tipo para permitir una operación en paralelo. Si se desea un mayor grado de tratamiento para una reducción mayor de organismos patógenos, el arreglo anaerobia-facultativa-maduración es el más conveniente.

Las lagunas de estabilización son sistemas de tratamiento de desechos que Consisten en estanques abiertos (construidos en tierra), usualmente de 1.0 a 5.0 m de profundidad y reciben aguas residuales crudas o tratadas parcialmente. El grado de tratamiento recibido está en función del número de lagunas en serie y del tiempo de retención del agua residual en cada sistema.

En estos sistemas se lleva a cabo la oxidación de la materia orgánica mediante una combinación de sedimentación, digestión y conversión de desechos orgánicos por bacterias y algas, el proceso puede ser anaerobio, aerobio o una combinación de ambos.

Lagunas anaerobias

Una laguna anaerobia (primera laguna) se caracteriza por su profundidad (2 a 5 m), pequeña superficie (que limita la difusión del oxígeno de la atmósfera), carencia de algas, procesos fotosintéticos que liberan oxígeno y presencia de bacterias que no requieren oxígeno disuelto para la descomposición de la materia orgánica. Es por esta razón que el proceso de tratamiento es en su totalidad anaerobio.

Este sistema recibe altas cargas orgánicas con el propósito de favorecer el crecimiento de bacterias que no requieren de oxígeno disuelto para realizar la digestión anaerobia. Dicha digestión consta de tres etapas: la primera es la hidrólisis y fermentación ácida llevada a cabo por organismos formadores de ácidos que atacan las sustancias orgánicas y las transforman en ácidos orgánicos, alcoholes y dióxido de carbono; las bacterias responsables de esta etapa pertenecen a diferentes grupos y pueden ser anaerobias, facultativas o estrictas. La segunda etapa es la homoacetogénesis, en la cual los productos de fermentación producidos anteriormente son convertidos en acetato, hidrógeno y CO₂ por un grupo de bacterias denominadas «bacterias acetogénicas», productoras obligatorias de hidrógeno. La última etapa, la metanogénesis, la realiza un grupo de bacterias metanogénicas que son anaerobias estrictas que requieren potenciales de óxido-reducción inferiores a -330 mV. Estas bacterias oxidan los bicarbonatos y el acetato en carbonatos y metano; son sensibles a variaciones de carga, pH y temperatura.

Estas lagunas funcionan como tanques sépticos abiertos, siendo su objetivo principal remover la DBO mediante la sedimentación de sólidos sedimentables y la Subsecuente digestión anaerobia en la capa de lodos resultante, la digestión es Particularmente intensa a temperaturas por arriba de los 15°C cuando la superficie Lagunar burbujea liberando el biogás; la producción de metano se incrementa siete veces por cada 5°C de aumento de temperatura.

5.1.9 LAGUNAS FACULTATIVAS

Se caracterizan por presentar condiciones aerobias por su gran área superficial en la capa superior de la masa líquida y su poca profundidad (1.2 -2.4 m) disminuyendo su concentración de oxígeno hacia el fondo de la laguna que es normalmente anaerobio. Todos estos puntos en combinación, permiten la oxigenación de la laguna a partir de dos fuentes: re aireación superficial y generación de oxígeno por las algas.

En estas lagunas resulta determinante que dentro de un ambiente facultativo se

Establezca una relación simbiótica entre las algas productoras de oxígeno y los grupos de bacterias aerobias, facultativas y anaerobias, ya que en tales condiciones se podrá tener en las zonas superiores el crecimiento abundante de algas que pueden saturar las lagunas con oxígeno disuelto aprovechando previamente el amoníaco y el dióxido de carbono generado en la descomposición bacteria] aerobia, así como la energía luminosa para llevar a cabo la fotosíntesis, con lo cual podrá contarse con una fuente natural y económica de producción de oxígeno molecular, indispensable para la estabilización de la materia orgánica por medio de la biodegradación por parte de las bacterias aerobias y facultativas.

Es necesario destacar que en estos sistemas también resulta de gran relevancia que la descomposición bacterial anaerobia se lleve a cabo en las capas del fondo de las lagunas, siendo las bacterias productoras de metano las responsables de una alta remoción de la DBO contenida en los sólidos sedimentables. Por lo tanto, puede decirse que en estos sistemas la oxigenación por fotosíntesis y la fermentación con producción de metano son los dos procesos que resultan clave para lograr la reducción significativa de la DBO.

5.1.10 LAGUNAS DE MADURACIÓN

Son lagunas de estabilizaciones aerobias de muy baja tasa, terciarias o de pulimento. Reciben el efluente de la laguna facultativa o de otro proceso de tratamiento secundario, como por ejemplo lodos activados o biofiltros. Su función principal es la eliminación de microorganismos patógenos y proveer un efluente de alta calidad. La carencia de nutrientes, la luz solar y la presencia de depredadores hacen que el número de patógenos disminuya rápidamente.

Son generalmente diseñadas con profundidades de 1 a 1.5 m, por lo que en estas Lagunas no hay una zona anaerobia, solamente existe una zona aerobia, la cual tiene la función de remover los microorganismos patógenos excretados, lo que ocurre por sedimentación de algunas bacterias o muerte ocasionada por la luz solar, pH oxígeno disuelto y foto-oxidación

Las lagunas de maduración, si bien eliminan los microorganismos patógenos, Permiten la proliferación de algas que serán caracterizadas en el efluente como Sólidos en suspensión. Esto, sin embargo, no representa un problema, ya que las Algas se incorporarán a la biota del cuerpo receptor

Las lagunas de estabilización ofrecen las siguientes ventajas, siempre y cuando

Exista disponibilidad de terreno y su costo no sea excesivo:

- Son un proceso sencillo que no requiere de personal altamente capacitado para su operación y mantenimiento.
- Es probablemente el proceso de tratamiento que presenta menos problemas, Siempre y cuando se asegure un mínimo de atención a su operación y Mantenimiento.
- Tienen los menores costos de capital, construcción, operación y Mantenimiento que cualquier otro proceso de tratamiento a nivel secundario.
- No requieren de equipo de alto costo.
- Requieren de poca energía eléctrica (bombeo del agua residual).
- Entregan efluentes de calidad igual o superior a algunos procesos Convencionales de tratamiento.
- Tienen capacidad amortiguadora para las variaciones en las cargas Hidráulicas y orgánicas.
- Son duraderas y fáciles de operar.
- Ofrecen altas eficiencias en la remoción de microorganismos patógenos.
- Presentan pocos problemas en el manejo y disposición de lodos.
- Aplicación del agua tratada para rehusó en agricultura y acuicultura.
- En climas cálidos tienden a ser más eficientes.

Las desventajas de este proceso son:

- Requieren de extensas áreas de terreno para su ubicación.
- En lagunas anaerobias existe la potencialidad de proliferación de olores Desagradables en caso de existir alta carga orgánica mayor que la carga de Diseño y sulfatos mayores a 500 mg/l.
- Pueden contaminar el manto freático.
- Pueden entregar un efluente con gran cantidad de sólidos suspendidos
- Requieren de una ubicación lejana a la población.
- En climas fríos tienden a ser menos eficientes.

5.1.11 FILTRACIÓN INTERMITENTE DE ARENA

Los filtros intermitentes son lechos profundos de arena o de algún otro material finamente granulado, disponible para el tratamiento de aguas residuales municipales que previamente han recibido pre tratamiento, es decir, que han sido tratadas por un tanque séptico o una laguna facultativa.

El principal objetivo del proceso de filtración intermitente de arena es la aplicación de un método sencillo y confiable de purificación de aguas residuales domésticas por medio de la eliminación de microorganismos y materia en suspensión contenido en el agua, además de presentarse como una alternativa para combinarse con otros sistemas de tratamiento para elevar la calidad del efluente.

La filtración intermitente de arena es un proceso de purificación del agua, el cual consiste en hacer pasar el agua residual a través del lecho filtrante de arena u otro material finamente granulado, reteniéndose de esta manera la materia orgánica y los sólidos suspendidos presentes en el agua residual.

La acción de los filtros intermitentes de arena es en parte mecánica y biológica, el funcionamiento mecánico ocurre en el lecho de arena, el cual por el tamaño y graduación definidos de la misma se realiza una filtración fina reteniendo las partículas de los sólidos suspendidos, así como la materia coloidal y bacterias presentes en el agua residual. La filtración, como ya se ha recalado, es consecuencia de la finura del medio de arena, debido a los poros pequeños y al desarrollo de organismos en los lodos acumulados permitiendo la formación de materia biológica sobre la superficie o por debajo de ésta, ayudando así no sólo al proceso de filtración sino que se presta la mejor oportunidad, en conjunto con la arena para la acción biológica.

Las principales ventajas de un sistema de filtración intermitente de arena son las siguientes:

- Puede utilizarse como un arreglo en sistemas lagunares para pulir efluentes.
- Costos relativamente bajos.
- Operación y mantenimiento sencillo al alcance de las comunidades rurales.
- El efluente tratado no requiere sedimentación posterior.
- Adaptable a comunidades pequeñas.
- Obtención de una alta calidad del efluente apta para reúso agrícola.

Entre las principales desventajas del sistema se pueden mencionar las siguientes:

- Medianos requerimientos de área.
- Aplicación para pequeños flujos de agua.
- Requiere cantidades de arena considerables.

Probablemente los costos relativamente bajos para algunos podrían ser Considerados más como una desventaja que una ventaja, debido a que esta Tecnología requiere de áreas extensas de terreno para su instalación, además de Arena para su funcionamiento después de cada periodo de limpieza, de tal modo que los costos de construcción y mantenimiento pueden resultar elevados.

5.1.12 INFILTRACIÓN RÁPIDA

Un lecho de hidrófilas se refiere a aquellas zonas naturales que se caracterizan por mantenerse húmedas o inundadas durante casi todo el año, y en donde se reproducen diferentes tipos de vegetación que mediante complejos procesos físico-químicos y biológicos mantienen el equilibrio ecológico, y cuya capacidad intrínseca para remover los contaminantes del agua los convierte en un importante sistema alternativo de tratamiento de aguas residuales.

Los lechos de hidrófilas tienen capacidad de tratar agua residual doméstica desde Uno hasta dos mil habitantes, por lo que se ha enfocado su uso a pequeñas poblaciones rurales, principalmente. Pueden construirse con un alto nivel de control que permite facilidades experimentales del tratamiento con una composición de substrato bien definida, tipo de vegetación y flujo modelo. Además, puede elegirse la colocación del sistema, el tamaño y, lo más importante, el control hidráulico y el tiempo de retención

En los lechos de hidrófitas se llevan a cabo procesos biológicos, físicos y químicos que conjuntamente remueven los contaminantes del agua residual; entre Ellos, sólidos suspendidos, demanda bioquímica de oxígeno y nutrientes como Nitrógeno y fósforo. Los factores que determinan la efectividad de dichos procesos en los lechos de hidrófitas para la remoción de los contaminantes contenidos en el agua residual son las plantas seleccionadas, los microorganismos y el suelo.

Los lechos de hidrófitas de flujo subterráneo pueden tener en algunos lugares varias ventajas comparados con los sistemas de tratamientos convencionales y avanzados, Algunas de ellas son:

- Bajo costo de construcción, operación y mantenimiento.
- Bajo requerimiento de energía.
- No requieren de personal altamente calificado para su operación.
- Proporcionan un tratamiento efectivo y confiable.
- Ambientalmente son aceptables con potencial para la conservación de la vida Silvestre.

Por otro lado, las principales desventajas de este tratamiento son:

- Utiliza una mediana extensión de terreno para su construcción (sin embargo, Se ha estimado que el área que se necesita para el tratamiento de las aguas Residuales domésticas es aproximadamente de 4 a 5 m²/hab para lograr un Efluente con una DBO menor de 20 mg/l en un 95%).
- Baja eficiencia en su funcionamiento durante invierno en ciertas regiones por La muerte de las hidrófitas.
 - La operación puede requerir dos a tres periodos de crecimiento antes de que se logren las eficiencias óptimas.
 - Si no se operan correctamente, existe el riesgo de acumulación de sólidos en la entrada.

Es un tratamiento que utiliza los procesos naturales físicos, químicos y biológicos del suelo para tratar agua residual cruda, afluentes de tratamientos primarios, secundarios o terciarios. Las tasas de aplicación son relativamente altas y el agua se per cola horizontal o verticalmente desde las zonas de aplicación; éstas son típicamente cuencas ubicadas en suelos arenosos o de alta permeabilidad. Por cuenca se entenderá una cavidad hecha en el suelo, donde se vaya a aplicar la IR.

El fondo de la cuenca puede estar cubierto por vegetación que tolere tanto condiciones húmedas como secas, sin embargo, usualmente no forma parte del Sistema ya que las tasas de aplicación son demasiado altas para que se lleve a cabo una efectiva retención de nutrientes

En este sistema el efluente a tratar se vierte al suelo con una alta tasa de aplicación, del orden de 0.1 a 3.0 m/semana. Mientras no exista una capa en la superficie que impida el flujo vertical, el agua percolada continuará su trayectoria por el subsuelo hasta que se una a un acuífero superficial.

Las aplicaciones del agua se llevan a cabo por medio de aspersores o

Distribuyéndola de manera uniforme en áreas de infiltración relativamente pequeñas (0.1 a 0.2 hectáreas); separadas por diques, éstos forman cuencas no alineadas poco profundas.

En el caso específico de la infiltración rápida, cuando la superficie de las cuencas está cubierta por vegetación, existen las siguientes ventajas y desventajas.

Ventajas:

- Se mantienen las tasas de infiltración.
- Remoción de SS por filtración.
- Remoción adicional de nutrientes, si la vegetación se corta una vez al año.

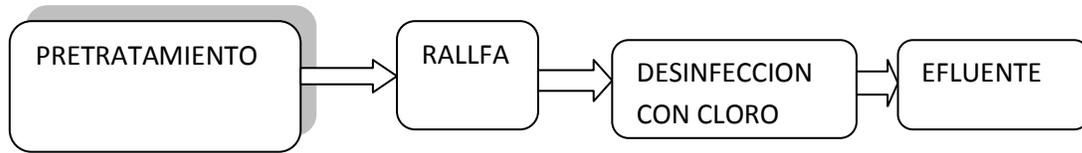
Desventajas:

- Incremento en el mantenimiento de las cuencas.
- Profundidades menores de inundación para evitar ahogamiento de la Vegetación.
- Periodos más cortos de inundación para promover el crecimiento de Vegetación.

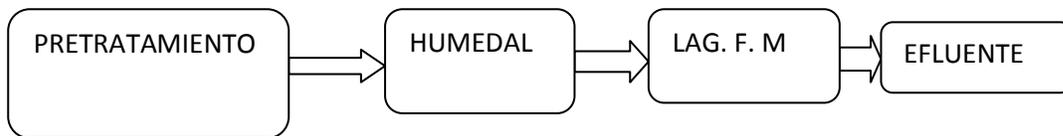
5.2 TREN DE TRATAMIENTO PROPUESTO

Una vez mencionado todas las posibles alternativas para el tratamiento de aguas residuales en zonas rurales se propone los trenes con todas las características antes mencionadas y se verá cual de las alternativas es la más factible para lograr un mejor desempeño y no alterar las condiciones de la población. Para poder llevar a cabo la propuesta de tratamiento se tomo como punto de partida las características del agua residual, con base en la tabla 4.10 referente a características del agua residual, se escogió la de concentración fuerte. Lo anterior dado que es común en la población de estudio que existan actividades agrícolas y ganaderas de traspatio lo cual modifica totalmente las características de un agua residual doméstica ordinaria.

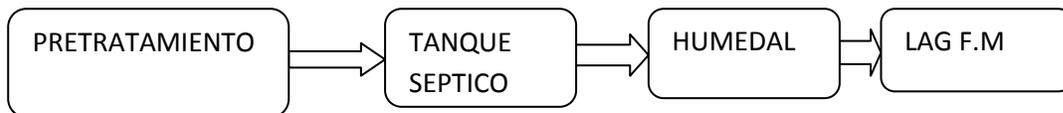
1ra propuesta



2ª propuesta



3ª propuesta



Una vez hecho el análisis y ver las tres propuestas, se llegó a la conclusión de utilizar la 3ª propuesta, ya que se apegó más a las condiciones que cuenta la población, y es la más factible porque no requiere grandes conocimientos para su mantenimiento y operación, además no es necesario el uso de energía eléctrica, que en muchos casos estos son factores para el fracaso.

Por tal motivo la propuesta elegida es la que se analizará y se propondrá, para determinar todas sus características, teniendo en cuenta además que en la rivera se han estado aplicando sistemas similares que hasta la fecha han funcionando satisfactoriamente, por lo que se proyectará esta propuesta.

5.3 FACTIBILIDAD TECNICA DE LA ALTERNATIVA

Como ya se mencionó con anterioridad, la planta de tratamiento se abastece de agua residual del subcolector proveniente de la comunidad de Ihuatzio en la mayoría de las descargas son de tipo habitacional el cual genera un gasto máximo extraordinario de 10.88 l/seg actualmente y para los años posteriores va aumentando debido al crecimiento de la población, se pretende que para el año 2032 será de 18.86 l/seg, año en que fue proyectado la población.

En la tabla 5.1 se muestra todos los tipos de vegetación que se pueden utilizar para los diferentes procesos del humedal y que en la mayoría se han comprobado que son factibles para el fin que se les proyecta.

Tabla 5.1. Vegetación que se puede utilizar para el humedal son las siguientes:

PLANTAS EMERGENTES		PLANTAS FLOTANTES	
NOMBRE COMUN	NOMBRE CIENTIFICO	NOMBRE COMUN	NOMBRE CIENTIFICO
Tule	Typha dominguensis Pers	Lentejuelas	
Tule	Thypa latifolia L.	Chiliclaste	
Tulillo	Scirpus validus	Lemna	
Carrizo	Phragmites spp (existen varias especies)	Lentejilla de agua	Wolffia spp.
Junco	Juncus eleocharis	Lirio acuático	Eichhornia crassipes
Alcatraz	Zantedeschia aethiopica	ninfa	Nymphaea
gingibre	Hedychium coronarium		

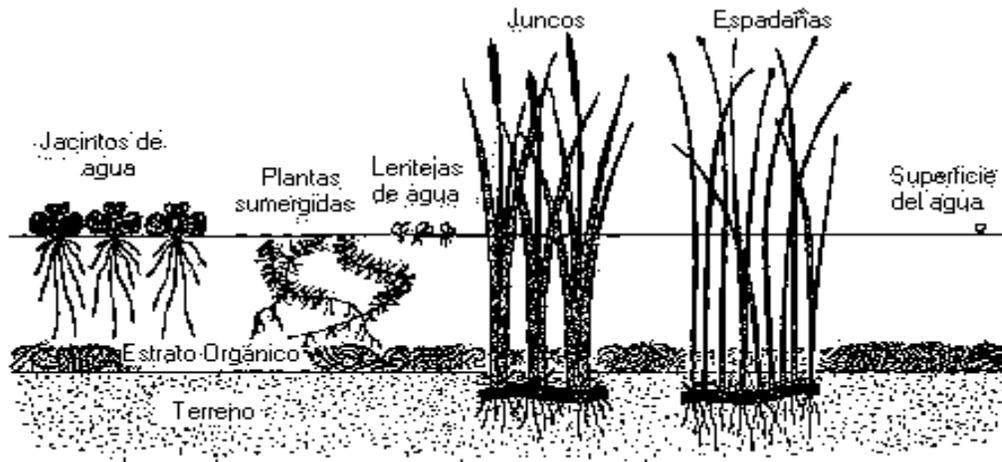


Figura 5.1. Tipos de vegetación acuática

Una vez considerado las opciones que pueden ser utilizados como propuestas para tratar el agua residual y que pueden funcionar adecuadamente se considero la más factible ya que este tendrá mejores condiciones y contara con una mayor eficiencia y un mínimo de mantenimiento por tal razón se tomaran los diferentes procesos que ya se describieron en los párrafos anteriores.

Los humedales tienen tres funciones básicas que los hacen tener un atractivo potencial para el tratamiento de aguas residuales; estas son:

- Fijar físicamente los contaminantes en la superficie del suelo y la materia orgánica.
- Utilizar y transformar los elementos por intermedio de los microorganismos.
- Lograr niveles de tratamiento consistentes con un bajo consumo de energía y bajo mantenimiento.

Existen dos tipos de sistemas de humedales artificiales desarrollados para el tratamiento de agua residual: Sistemas a Flujo Libre (FWS) y Sistemas de Flujo Subsuperficial (SFS). En los casos en que se emplean para proporcionar tratamiento secundario o avanzado, los sistemas (FWS) suelen consistir en balsas o canales paralelos con la superficie del agua expuesta a la atmósfera y el fondo constituido por suelo relativamente impermeable o con una barrera subsuperficial, vegetación emergente, y niveles de agua poco profundos (0,1 a 0,6 m).

5.4 ELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DEFINITIVA

Para establecer una tendencia de recuperación en la calidad del agua del lago se requiere remover los nutrientes de las aguas descargadas por los principales ciudades y comunidades de los municipios de Pátzcuaro, Tzintzuntzán, Quiroga y Erongaricuaro, para lo cual, al considerar los altos costos y la especialización que representa la utilización de sistemas mecánicos de tratamiento, se seleccionó una tecnología apropiada para su tratamiento, mediante la instalación de humedales en los sitios donde se descarga el agua residual. Por tal razón se considera la 3era opción que constará de un pre-tratamiento, un tanque séptico, un humedal y finalmente se verterá al lago.

Una vez analizadas las características que se pueden utilizar para la propuesta de la planta de tratamiento, se procedió a analizar la 3ª propuesta ya que esta es más factible para la zona y tiene características de beneficio para población, dado que las plantas que se utilizaran para el tratamiento son el tule, la chuspata, el carrizo las cuales además pueden ser utilizadas para la elaboración de artesanías.

Además se ha corroborado que este tipo de humedales han estado funcionando satisfactoria mente en las diferentes poblaciones y tomando en cuenta el proyecto de Restauración de las Condiciones Ambientales de la Cuenca del lago de Pátzcuaro que tiene como objetivo establecer acciones concertadas para detener y revertir el deterioro de las condiciones ambientales de la cuenca del lago de Pátzcuaro.

Las poblaciones que actualmente cuentan con este sistema son Santa Fe de la laguna, San Pedro Cucuchucho entre otras poblaciones, además de que se realizó una visita a esta última para observar su funcionamiento y ver las condiciones en las que se encuentra.

6. DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

Los humedales construidos consisten en el diseño correcto de una cubeta que contiene agua, sustrato, y la mayoría normalmente, plantas emergentes. Estos componentes pueden manipularse construyendo un humedal. Otros componentes importantes de los humedales, como las comunidades de microorganismos y los invertebrados acuáticos, se desarrollan naturalmente.

Es probable que se formen humedales en donde se acumule una pequeña capa de agua sobre la superficie del terreno y donde exista una capa del subsuelo relativamente impermeable que prevenga la filtración del agua en el subsuelo. Estas condiciones pueden crearse para construir un humedal casi en cualquier parte, modificando la superficie del terreno para que pueda recolectar agua y sellando la cubeta para retener el agua.

La hidrología es el factor de diseño más importante en un humedal construido porque reúne todas las funciones del humedal y porque es a menudo el factor primario en el éxito o fracaso del humedal. Mientras la hidrología de un humedal construido no es muy diferente que la de otras aguas superficiales y cercanas a superficie, difiere en aspectos importantes:

- Pequeños cambios en la hidrología pueden tener efectos importantes en un humedal y en la efectividad del tratamiento.
- Debido al área superficial del agua y su poca profundidad, el sistema actúa recíproca y fuertemente con la atmósfera a través de la lluvia y la

Evapotranspiración (la pérdida combinada de agua por evaporación de la superficie de agua y pérdida a través de la transpiración de las plantas)

- La densidad de la vegetación en un humedal afecta fuertemente su hidrología, primero, obstruyendo caminos de flujo siendo sinuoso el movimiento del agua a través de la red de tallos, hojas, raíces, y rizomas y, segundo, bloqueando la exposición al viento y al sol.

Los sustratos en los humedales construidos incluyen suelo, arena, grava, roca, y materiales orgánicos como el compost. Sedimentos y restos de vegetación se acumulan en el humedal debido a la baja velocidad del agua y a la alta productividad típica de estos sistemas. El sustrato, sedimentos, y los restos de vegetación son importantes por varias razones:

- Soportan a muchos de los organismos vivientes en el humedal.

- La permeabilidad del sustrato afecta el movimiento del agua a través del humedal.
- Muchas transformaciones químicas y biológicas (sobre todo microbianas) tienen lugar dentro del sustrato.
- El sustrato proporciona almacenamiento para muchos contaminantes.
- La acumulación de restos de vegetación aumenta la cantidad de materia orgánica en el humedal. La materia orgánica da lugar al intercambio de materia, la fijación de microorganismos, y es una fuente de carbono, que es la fuente de energía para algunas de las más importantes reacciones biológicas en el humedal.

Las características físicas y químicas del suelo y otros sustratos se alteran cuando se inundan. En un sustrato saturado, el agua reemplaza los gases atmosféricos en los poros y el metabolismo microbiano consume el oxígeno disponible aunque se presenta dilución de oxígeno de la atmósfera, puede darse lugar a la formación de un sustrato anóxico, lo cual será importante para la remoción de contaminantes como el nitrógeno y metales.

Eficiencias de remoción. Los humedales pueden diseñarse para obtener una concentración de DBO y de SST de 20 mg/l con tiempos de retención de hasta 2 a 3 días. Para obtener una buena remoción de Nitrógeno y Fósforo es necesario incrementar el tiempo de retención hidráulico el que generalmente varía entre 5 y 15 días. En la tabla 6.1 se muestra los porcentajes que presentan los humedales puestas en funcionamiento siempre y cuando esta se construya con las normas correspondientes.

Tabla 6.1 Porcentajes de remoción de los humedales

contaminante	% de remoción
SST	80
Coliformes fecales	99.9
Nitrógeno amoniacal	65
Nitratos	95
fosforo	80
color	90
turbiedad	95
fierro	96
Manganeso	83

Fuente: Lara Borrero, 1997

VEGETACIÓN

El mayor beneficio de las plantas es la transferencia de oxígeno a la zona de la raíz. Su presencia física en el sistema (los tallos, raíces, y rizomas) permite la penetración a la tierra o medio de apoyo y transporta el oxígeno de manera más profunda, de lo que llegaría naturalmente a través de la sola difusión. Lo más importante en los humedales FNS (sistemas a flujo libre) es que las porciones sumergidas de las hojas y tallos muertos se degradan y se convierten en lo que hemos llamado restos de vegetación, que sirven como sustrato para el crecimiento de la película microbiana fija que es la responsable de gran parte del tratamiento que ocurre.

Las plantas emergentes contribuyen al tratamiento del agua residual y esorrentía de varias maneras:

- Estabilizan el sustrato y limitan la canalización del flujo.
- Dan lugar a velocidades de agua bajas y permiten que los materiales suspendidos se depositen.
- Toman el carbono, nutrientes, y elementos de traza y los incorporan a los tejidos de la planta
- Transfieren gases entre la atmósfera y los sedimentos.
- El escape de oxígeno desde las estructuras subsuperficiales de las plantas, oxigena otros espacios dentro del sustrato.
- El tallo y los sistemas de la raíz dan lugar a sitios para la fijación de microorganismos.
- Cuando se mueren y se deterioran dan lugar a restos de vegetación.

La figura 6.1 muestra un ejemplo de las plantas emergentes donde se muestra las diferentes partes que componen dicha planta

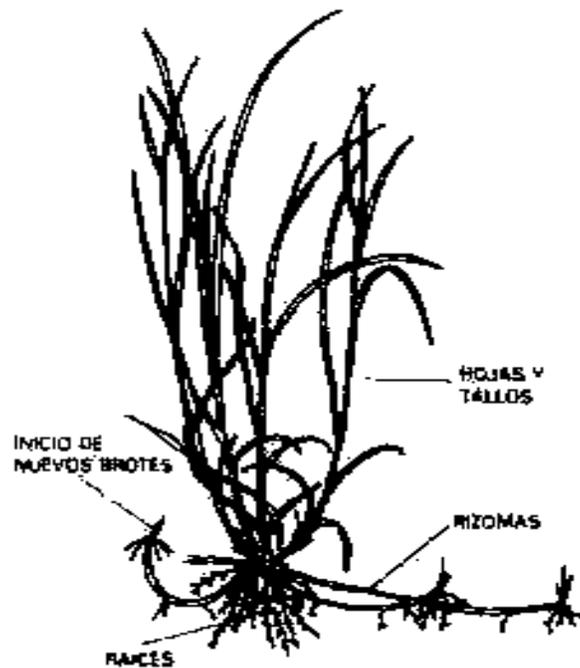


Figura 6.1 Esquema típico de planta emergente

Las plantas emergentes que frecuentemente se encuentran en la mayoría de los humedales para aguas residuales incluyen espadañas, carrizos, juncos, y juncos de laguna. Los juncos de laguna y las espadañas o una combinación de estas dos especies, son las dominantes en la mayoría de los humedales artificiales en los Estados Unidos. También existen algunos sistemas con carrizos, siendo esta especie la dominante en los humedales artificiales europeos. Cuando se diseñan sistemas que específicamente buscan un incremento en los valores del hábitat, además de conseguir el tratamiento del agua residual, usualmente incluyen una gran variedad de plantas, especialmente para proporcionar alimentación y nido a las aves y otras formas de vida acuática.

La Espadaña es ubicua en distribución, robusta, capaz de crecer bajo diversas condiciones medioambientales, tal como se muestra en la figura 6.2, y se propaga fácilmente, por lo que representa una especie de planta ideal para un humedal artificial. También es capaz de producir una biomasa anual grande y tiene un potencial pequeño de remoción de N y P por la vía de la poda y cosecha. Los rizomas de Espadaña plantados a intervalos de aproximadamente 0,6m pueden producir una cubierta densa en menos de un año. Tiene una relativamente baja penetración en grava =0,3m por lo que no es recomendable para sistemas SFS.

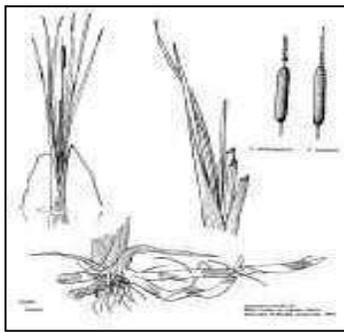


Figura 6.2. Tipo de vegetación utilizado en un humedal artificial

Para el tipo de muestra se considerara de tipo compuesta ya que se utiliza para determinar las características de las aguas que se van a tratar y la eficiencia de las unidades de tratamiento.

En la tabla 6.2 se puede observar las diferentes muestras que se pueden utilizar para lograr tener las características del agua residual que son necesarias para lograr todo lo referente al agua residual.

Tabla 6.2 tipos y objetivos de la recolección de muestras

Tipo de muestra	Objetivo de la recolección
Muestra simple tomada antes y después de cada tratamiento	Conocer la eficiencia de los tratamientos y las características generales del agua
Muestra simple i muestra promedio o compuesta por volumen	Definir la calidad de agua en corriente
Muestra simple o promedio y muestra compuesta	Determinar la calidad del aguas residuales municipales o industriales
Muestra compuesta según volumen	Diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales

Ruiz Chávez, 2009.

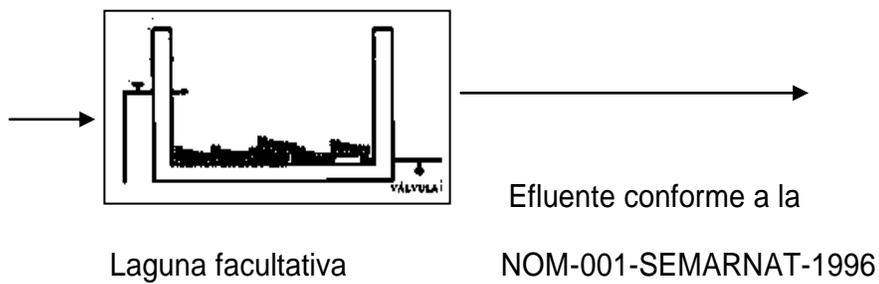
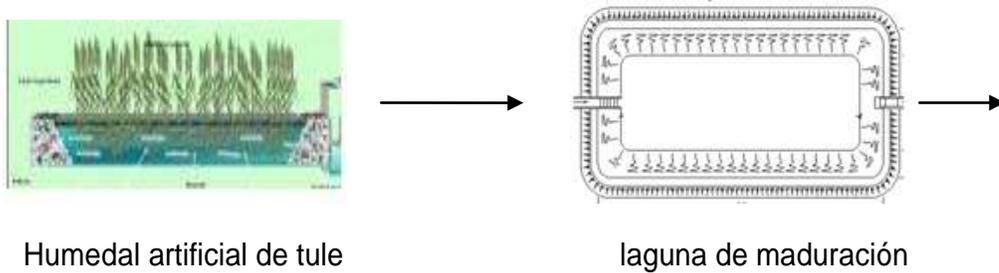
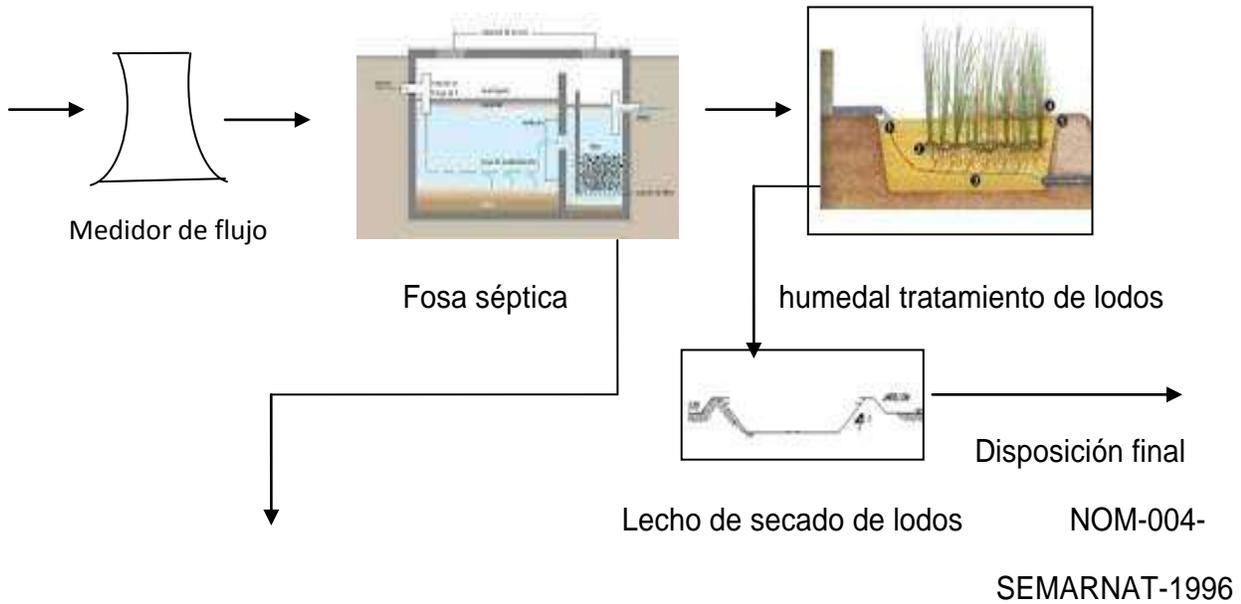
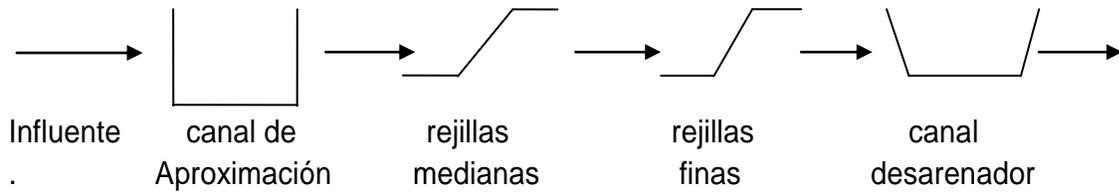
Para fines del presente trabajo, no se realizó el aforo y muestreo correspondiente, dado que implica un costo, para el cual y su completa implementación no se contó con los recursos económicos necesarios, por tal motivo, se tomaron como valores de diseño los correspondientes a la tabla 6.3, que en este caso específico se tomó como concentración de diseño que va de medio a fuerte, tomándose fuerte como situación más crítica.

TABLA 6.3. COMPOSICION TIPICA DE AGUA RESIDUAL DOMESTICA BRUTA

contaminantes	Unidades	concentración		
		débil	media	fuerte
Sólidos totales (ST)	Mg/l	350	720	1,200
Disueltos, totales (SDT)	Mg/l	250	500	850
Fijos	Mg/l	145	300	525
Volátiles	mg/l	105	200	325
Sólidos en suspensión (SS)	mg/l	100	220	350
Fijos	mg/l	20	55	75
volátiles	mg/l	80	165	275
Sólidos sedimentables	ml/l	5	10	20
Demanda bioquímica de oxígeno, ml/l 5 días, 20 °C (DBO ₅ 20 °C)	mg/l	110	220	400
Carbono orgánico total (COT)	mg/l	80	160	290
Demanda química de oxígeno (DQO)	mg/l	250	500	1000
Nitrógeno (total en la forma N)	mg/l	20	40	85
Orgánico	mg/l	8	15	35
Amoniaco libre	mg/l	12	25	50
Nitritos	mg/l	0	0	0
nitratos	mg/l	0	0	0
Fosforo (total en forma de P)	mg/l	4	8	15
Orgánica	mg/l	1	3	5
inorgánica	mg/l	3	5	10
Cloruros	mg/l	30	50	100
Sulfatos	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	50	100	200
Grasa	mg/l	50	100	150
Doliformes totales	n°/100ml	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹
Compuestos orgánicos volátiles (COVs)	mg/l	<100	100-400	>400

Fuente: Metcalf & Eddy, 1996.

DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO AGUA RESIDUAL DE IHUATZIO, MUNICIPIO DE TZINTZUNTZAN.



6.1 PRETRATAMIENTO

El pre tratamiento es una etapa preliminar debe cumplir dos funciones:

- Medir y regular el caudal de agua que ingresa a la planta
- Extraer los sólidos flotantes grandes y la arena (a veces, también la grasa).

Normalmente las plantas están diseñadas para tratar un volumen de agua constante, lo cual debe adaptarse a que el agua servida producida por una comunidad no es constante. Hay horas, generalmente durante el día, en las que el volumen de agua producida es mayor, por lo que deben instalarse sistemas de regulación de forma que el caudal que ingrese al sistema de tratamiento sea uniforme.

Asimismo, para que el proceso pueda efectuarse normalmente, es necesario filtrar el agua para retirar de ella sólidos y grasas. Las estructuras encargadas de esta función son las rejillas, tamices, trituradores (a veces), desgrasadores y desarenadores. En esta etapa también se puede realizar la pre aireación, cuyas funciones son:

- a) Eliminar los compuestos volátiles presentes en el agua servida, que se caracterizan por ser malolientes,
- b) Aumentar el contenido de oxígeno del agua, lo que ayuda a la disminución de la producción de malos olores en las etapas siguientes del proceso de tratamiento. Para nuestro caso se utilizaran rejillas, y un desarenador.

CANAL DE APROXIMACION A LA REJILLA

Se propone un canal rectangular. El ancho del canal (b) será 0.2 de modo que albergara perfectamente el tubo emisor. Sus paredes y piso serán de concreto pulido.

Gasto Mínimo (lt/s)	1.91
Gasto Medio (lt/s)	3.82
Gasto Máximo Instantáneo	12.58
Gasto Máximo Extraordinario	18.86
b = 0.20	

Se calcularan las características del canal para su condición limite mínima, es decir, para el gasto mínimo que conducirá ($Q_{min} = 1.91$ lps). Por tanto, la sección transversal al flujo del canal (A) considerando una velocidad recomendada (v) de 0.3 m/

$$A = \frac{Q_{\min}}{V}$$

$$A = 0.00191 / 0.3 = 0.006 \text{m}^2$$

A = (b) (y min) despejamos

$$b = 20$$

$$y_{\min} = \frac{A}{b} = 0.006 \text{m} / 0.20 = 0.032 \text{ m}$$

La pendiente mínima (Smin), correspondiente al gasto mínimo (Qmin) de pendiente del radio hidráulico (Rh) definido por

$$Rh = \frac{A}{p} \quad p = 2y_{\min} + b$$

$$Rh = \frac{A}{2y_{\min} + b}$$

$$Rh = \frac{0.006}{2(0.013) + 0.20}$$

$$Rh = 0.024 \text{ m}$$

Perímetro mojado (en m)

Con la ecuación de Manning se calcula la pendiente mínima.

$$S_{\min} = \left(\frac{V \cdot n}{Rh^{2/3}} \right)^2$$

$$S_{\min} = \left(\frac{0.3 \cdot 0.013}{0.028^{2/3}} \right)^2$$

$$S_{\min} = 0.002$$

Se considero un n = 0.013 coeficiente de fricción del concreto de canal

Para el gasto máximo instantáneo (Qmax inst) el valor del (ymax) con la (Smin) será:

$$Q_{\max \text{ inst}} = (A)(V)$$

$$Q_{\max \text{ inst}} = [(b)(y_{\max})] \left[\frac{1}{n} S_{\min}^{1/2} \left(\frac{(b)(y_{\max})}{2y_{\max} + b} \right)^{2/3} \right]$$

$$\left[\left(\frac{Q * n}{b * S_{min}^{\frac{1}{2}}} \right) \right] = \left[\left(\frac{(b)(y_{max})}{2y_{max} + b} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

Sustituyendo valores

$$\left[\left(\frac{0.01258 * 0.13}{0.20 * 0.002^{\frac{1}{2}}} \right) \right] = \left[\left(\frac{(b)(y_{max})}{2y_{max} + b} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

Simplificando:

$$0.017 = \left[\left(\frac{(0.20)(y_{max})}{2y_{max} + 0.20} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

Resolviendo por tanteos se tiene **y_{max}** = 0.12 m 12centímetros

Altura total, suponiendo un bordo libre de 0.2 (recomendación 0.2- 0.5) es de

$$0.12 + 0.2 = 0.32 = 0.40 \text{ m}$$

• Rejillas

Consiste de una serie de barras o soleras de metal paralelas, colocadas en un determinado ángulo de inclinación en el canal que conduce las aguas residuales a la planta de tratamiento. El ángulo de inclinación de las rejillas, está en función de la técnica de limpieza prevista, que puede ser manual o mecánica. Para la limpieza manual se colocan ángulos de 45 y 60° con respecto a la horizontal y para limpieza mecánica se instalan en ángulos mayores, inclusive hasta en posición vertical.

Existen varios tipos de rejillas, su clasificación se realiza con arreglos en deferentes criterios:

- Horizontales
- Verticales
- Inclinadas

La separación entre las barras es:

- Separación fina
- Separación media
- Separación gruesa

La rejilla fina es aquella en la que la separación libre de abertura es inferior a 1.5 cm. La rejilla media oscila 1.5 y 5 cm. (son las más empleadas en la actualidad, puesto que retienen la mayor parte de los cuerpos arrastrados que no pueden eliminarse por sedimentación), la rejilla gruesa emplean aberturas que van de 5 a 15 cm. Y cuya limpieza se suele realizar manualmente como se muestra en la tabla 6.4.

En nuestra propuesta se emplearan rejillas inclinadas con limpieza manual y desbaste fina y medio

Tabla 6.4 características de las aberturas entre barras y material retenido

Abertura entre barras	Cantidad de mat. retenido(l/m ³ de agua residual)
4	0.0085
3.5	0.012
2.5	0.0233
2	0.0375

CALCULO DE LAS BARRAS Y NÚMERO DE BARRAS

Para el cálculo de barras y espacio entre ellas, se considera un espesor de barras (e) de 0.8 con separación entre elementos (E) de 2.5 cm, tal como se muestra en la figura siguiente, y como se especifica el “Manual para la selección de sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos” editado por la C.N.A.

Barras finas

$$N = \frac{b - e}{E + e}$$

Donde:

N =numero de barras

b = ancho del canal de aproximación (cm)

e = Espesor de la barra (cm)

E = separación de barras (cm)

$$N = \frac{20 - 0.80}{1.5 + 0.80}$$

N= 8.35 barras = 8

El número de espacios en la rejilla es por lo tanto:

Numero de espacios = N+1 = 8+1 = **9espacios**

BARRAS MEDIAS

$$N = \frac{b - e}{E + e}$$

$$N = \frac{20 - 0.80}{2.50 + 0.80}$$

N= 6 barras

El número de espacios en la rejilla es por lo tanto:

Numero de espacios = N+1 = 6+1 = **7espacios**

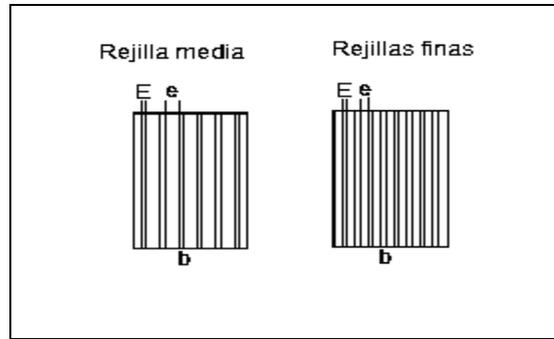
Cantidad de basura contenida con este tipo de rejillas será de 0.0233 de acuerdo con la abertura de barras por lo tanto se calculara la retención de basura en el agua residual.

Cantidad de basura = 0.0233*330 =7.68 l/d = 0.0076m³/d

En una semana resultara =0.0076*7 = 0.05m³/d

El calcular la longitud ocupada por la rejilla en el canal de aproximación I_R se considera que estará inclinada 45° con respecto al piso del mismo. Así, del corte transversal de la figura anterior tenemos que:

Tg 45° = 0.30/I_R I_R=0.30 m



• Desarenadores

Su función es separar los elementos pesados y en suspensión (arenas, arcillas y limos) que lleva el agua residual y que perjudica el tratamiento posterior generando sobrecargas en los lodos, depósitos en las conducciones hidráulicas, tuberías y canales, abrasión en los impulsores de las bombas ocasionando dificultades de operación. La cantidad de arena dependerá de varios factores, tales como el sistema de alcantarillado. Puede esperarse un volumen de arenas de 7 y 80 litros por cada 1,000m³. Las unidades utilizadas en la remoción de arenas deben diseñarse de forma que las arenas sean separadas del flujo residual, pero sin remoción de sólidos orgánicos, además se disminuye la capacidad hidráulica.

La retirada de estos sólidos se realiza en depósitos donde se remansa el agua, se reduce la velocidad del agua aumentando la sección de paso.

El procedimiento utilizado para proceder a la separación de la arena del agua residual consiste en provocar una reducción de la velocidad de las aguas por debajo de los límites de precipitación de los de sedimentación de materia orgánica, de no cumplirse con esta última condición, se producirán depósitos de materia susceptible de fermentación que producirá malos olores.

Existen diferentes tipos de desarenadores:

- Desarenador de flujo horizontal.
- Desarenador de flujo vertical.
- Desarenador de flujo inducido.

El desarenador de flujo horizontal está constituido por un ensanchamiento en la sección del canal de forma que se reduzca la velocidad de la corriente a valores inferiores que van de 20 a 30 cm/seg.

La eficiencia del desarenador depende fundamentalmente de su superficie horizontal y de la velocidad de caída de las partículas en suspensión, la profundidad, sección transversal y la velocidad horizontal de circulación.

CALCULO DE LOS CANALES DESARENADORES

Se diseñarán dos canales desarenadores idénticos: mientras uno de ellos este en funciones, el otro quedara fuera de servicio para maniobras de operación y mantenimiento. La sección de los canales será rectangular, diseñándose para un gasto de circulación igual al gasto máximo instantáneo ($Q_{\max \text{ ins}} = 12.58 \text{ lps}$).

Así, el ancho de los canales desarenadores (b), considerando una velocidad del flujo de 0.30 m/s (que garantiza el asiento de las partículas sedimentables), es de:

$$b = \frac{Q_{\max \text{ ins}}}{V * Y_{\max}}$$

Sustituyendo:

$$b = \frac{0.01258}{0.30 * 0.12}$$

$$b = 0.3 \text{ m} = 30$$

Calculo de la transición del canal desarenador con el Angulo de 30°

Ancho = 30cm

La longitud de cada canal desarenador se determinara para el tirante máximo (y_{\max}), considerando que las arenas transportadas por el flujo tiene un tamaño promedio de 0.20 mm (como en general corresponde a la existentes en las aguas residuales domesticas). Con esto, la velocidad de sedimentación de las partículas de arena (V_p) correspondiente es de 0.0188 (según Metcalf & Eddy). Para el caso de poblaciones con incidencia de sólidos provenientes de calles carentes de pavimento se recomienda tomar como tamaño de partícula 0.105 mm de diámetro como tamaño característico, por ser este el más desfavorable, por lo que la velocidad de sedimentación será de 0.92 cm/s como se muestra en la tabla 6.5.

Tabla 6.5 tamaño de partículas y velocidad de sedimentación.

Tamaño de partículas	Velocidad de sedimentación(cm/s)
0.833	7.47
0.595	5.34
0.417	3.76
0.295	2.64
0.208	1.88
0.147	1.32
0.105	0.92

Por lo tanto, la longitud de ambos canales es de:

$$Lcd = \left(\frac{V * y_{max}}{V_p} \right)$$

$$Lcd = \left(\frac{0.30 * 0.12}{0.0092} \right)$$

$$Lcd = (3.91 \text{ m})$$

Por seguridad, se puede agregar entre un 25 y hasta un 50% (según metcalf & Eddy, 1996), para nuestro caso optamos por el 50% al valor obtenido de Lcd por lo que será de:

$$Lcd = 3.91 * 1.5 = 5.9\text{m}$$

Lo que da una superficie para ambos canales (Sup) de:

$$SUP = 5.9 * 2 * 0.3 = 4.1\text{m}^2$$

Como se puede observar en la fig 6.3 el canal de entrada resulto de 20cm y al realizar los cálculos referentes al desarenador quedaron adecuadamente con un ancho de 30cm, una longitud 5.9 m y la superficie de ambos canales fue de 4.1m².

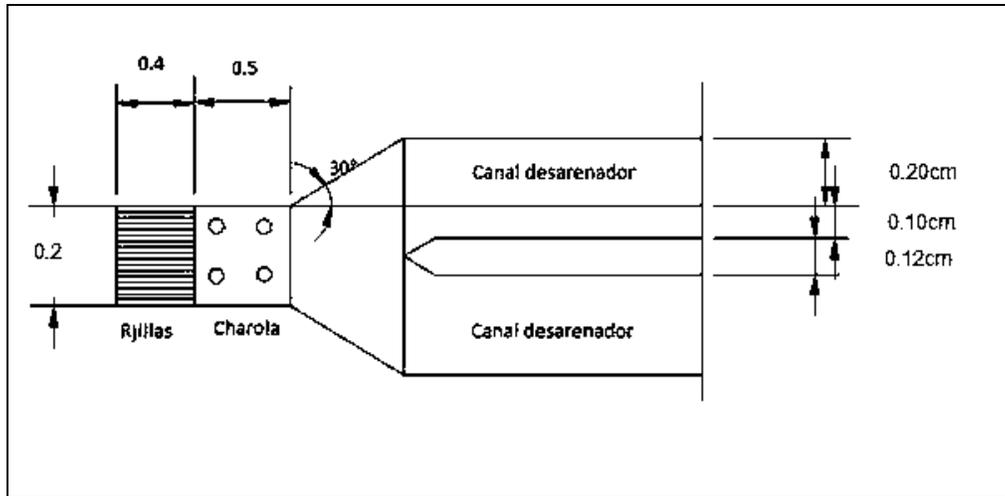


Figura 6.3 canal desarenador

Para el cálculo de la cámara colectora de arenas, se considerara que el volumen de arena generado es de 0.00004 m^3 por cada metro cubico de agua residual por lo que en 7 días se tendrá un volumen de arena.

$$V_{\text{arena}} = (0.00004) (0.01258) (7) = 0.3 \text{ m}^3/\text{sem}$$

Con lo que la altura del nivel de arena acumulada seria de

$$Ha = \left(\frac{V}{Lcd * b} \right)$$

$$Lcd = \left(\frac{0.30}{5.9 * 0.30} \right)$$

$$H_a = 0.15 \text{ m/ sem} = 15\text{cm}$$

Por lo tanto, la cámara colectora de arenas tendrá una profundidad de 0.15 m con escalón de bajada inclinado 45°

Se analizara el gasto que escurrirá en la temporadas de lluvias ya que probablemente se desviara para que este desemboque directamente a sía el lago, para evitar un gasto mayor a la que fue propuesta, y provoque alteraciones en el humedal, por medio de una vertedor y una válvula.

CALCULO DEL VERTEDOR PROPORCIONAL

El vertedor proporcional, también conocido como tipo “sutró” será el dispositivo regulador y medidor del influente. Se calcula de acuerdo a las bases de la comisión nacional de agua para su diseño, tomando como caudal de proyecto el gasto máximo instantáneo ($Q_{\text{máx. Inst.}}=12.58 \text{ lps}$)

La formula base para el diseño de los vertedores proporcionales es:

$$X = b - \frac{2}{\pi} \text{tag}^{-1} \sqrt{\frac{y}{a}}$$

$a = 2.00 \text{ cm}$ altura de la base recta del vertedor

$b = 8.00 \text{ cm}$ semiancho de la base del vertedor

Para:

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

Se pretende lograr llevar un control del gasto que pasara, es decir tendrá que medir un gasto de 12.58lps, el canal tendrá un ancho de 20cm y una altura de 12 cm mas el bordo libre dando un total de 40cm como se muestra en la figura 6.4.

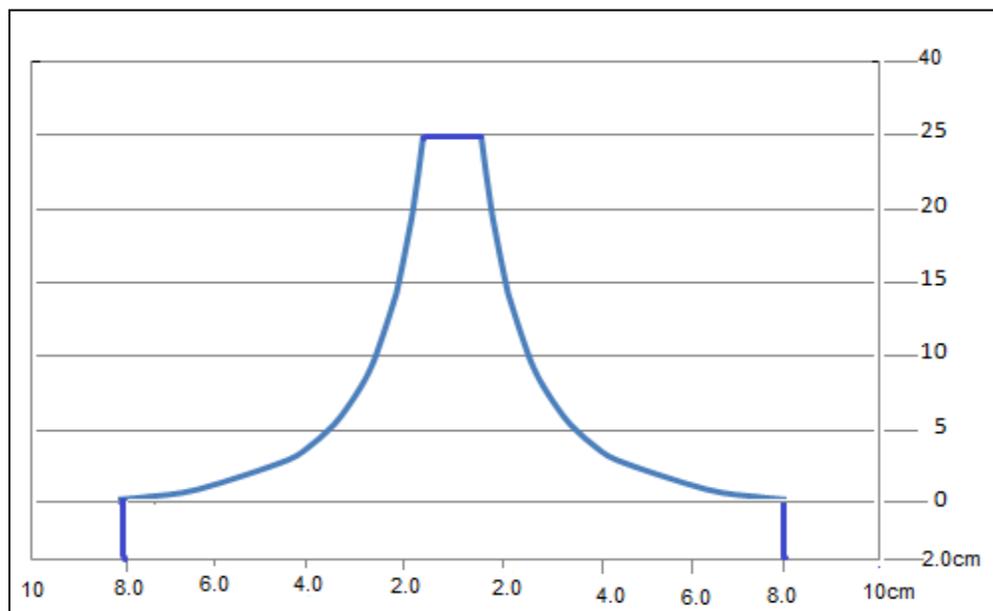


Figura 6.4 Esquema de construcción del vertedor proporcional tipo “sutró”

Como se puede observar el gasto esperado de 12.58 l/s se logra en los 14cm de la altura de h es decir la altura del vertedor sutro.

y(cm)	x(cm)	h (cm)	Q (l/s)
0	8.0	0	1.34
0.1	6.9	0.5	1.84
0.2	6.4	1	2.34
0.3	6.1	2	3.34
0.4	5.9	3	4.34
0.5	5.6	4	5.35
1	4.9	5	6.35
3	3.5	6	7.35
4	3.1	8	9.35
5	2.9	10	11.36
6	2.7	14	15.37
8	2.4	18	19.38
10	2.1	20	21.38
14	1.8	25	26.39
15	1.8	30	31.40
20	1.6	35	36.42
25	1.4	40	41.43

6.2 TRATAMIENTO PRIMARIO

Tiene como objetivo eliminar los sólidos en suspensión por medio de un proceso de sedimentación simple por gravedad o asistida por coagulantes y floculantes. Así, para completar este proceso se pueden agregar compuestos químicos (sales de hierro, aluminio y poli electrólitos floculantes) con el objeto de precipitar el fósforo, los sólidos en suspensión muy finos o aquellos en estado de coloide.

Las estructuras encargadas de esta función son los estanques de sedimentación primarios o clarificadores primarios. Habitualmente están diseñados para suprimir aquellas partículas que tienen tasas de sedimentación de 0,3 a 0,7 mm/s. Asimismo, el período de retención es normalmente corto, 1 a 2 h. Con estos parámetros, la profundidad del estanque fluctúa entre 2 a 5 m.

En esta etapa se elimina por precipitación alrededor del 60 al 70% de los sólidos en suspensión. En la mayoría de las plantas existen varios sedimentadores primarios y su forma puede ser circular, cuadrada a rectangular.

Para nuestra propuesta se colocara un tanque séptico, ya que en párrafos anteriores se dio el funcionamiento de este sistema.

Tanque séptico: Tiene por objeto amortiguar sobrecargas orgánicas e hidráulicas, homogenizar el agua a tratar y reducir la carga orgánica mediante un tratamiento anaeróbico y el proceso físico de sedimentación.

Humedal de lodos: Tiene por objeto dar tratamiento a los lodos generados en el tanque séptico.

DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO

Los principios que han de orientar el diseño de un tanque séptico son los siguientes:

- Prever un tiempo de retención de las aguas servidas, en el tanque séptico, suficiente

Para la separación de los sólidos y la estabilización de los líquidos.

- Prever condiciones de estabilidad hidráulica para una eficiente sedimentación y Flotación de sólidos.

- Asegurar que el tanque sea lo bastante grande para la acumulación de los lodos y espuma.

- Prevenir las obstrucciones y asegurar la adecuada ventilación de los gases.

$$Q_{med} = 3.82 \text{ lts/seg} = 330 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$DBO_{inf} = 350 \text{ mg/l} = 115.369 \text{ kg/d}$$

$$DQO_{inf} = 525 \text{ mg/l} = 173 \text{ kg/d}$$

$$SST_{inf} = 350 \text{ mg/l} = 59 \text{ kg/d}$$

$$\text{Coloformes fecales} = 1.70E+07 \text{ NMP/100ml}$$

$$TRH = 36 \text{ hrs (16 a 36 horas)}$$

N= 60% de remoción de carga orgánica.

$$SS = 1.5 \text{ ml/l} = 494.437 \text{ kg/d}$$

$$DBO_{ef} = 140 \text{ mg/l} = 46.1475 \text{ kg/d}$$

$$V_{sed} = 494.44$$

$$V_{lodos} = 123.609$$

Par un tirante de 2m

Área de sedimentación = 247.2m con relación $L/B = 2$

$B = 15.7$ $L = 15.7$

La altura de lodos estará dada por: $h = 0.50 \text{ m} = 50.0 \text{ cm}$

Tiempo estimado para la purga de los lodos = 494.43 kgSS/d

$0.49 \text{ m}^3/\text{d}$

$3.46 \text{ m}^3/\text{semana}$

$13.84 \text{ m}^3/\text{mes}$

Para 7 meses 96.91 m^3

6.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO

Tiene como objetivo eliminar la materia orgánica en disolución y en estado coloidal mediante un proceso de oxidación de naturaleza biológica seguido de sedimentación. Este proceso biológico es un proceso natural controlado en el cual participan los microorganismos presentes en el agua residual, y que se desarrollan en un reactor o cuba de aireación, más los que se desarrollan, en menor medida en el decantador secundario. Estos microorganismos, principalmente bacterias, se alimentan de los sólidos en suspensión y estado coloidal produciendo en su degradación anhídrido carbónico y agua, originándose una biomasa bacteriana que precipita en el decantador secundario. Así, el agua queda limpia a cambio de producirse unos fangos para los que hay que buscar un medio de eliminarlos.

En el decantador secundario, hay un flujo tranquilo de agua, de forma que la biomasa, es decir, los flóculos bacterianos producidos en el reactor, sedimentan. El sedimento que se produce y que, como se dijo, está formado fundamentalmente por bacterias, se denomina fango activo.

Los microorganismos del reactor aireado pueden estar en suspensión en el agua (procesos de crecimiento suspendido o fangos activados), adheridos a un medio de suspensión (procesos de crecimiento adherido) o distribuidos en un sistema mixto (procesos de crecimiento mixto).

Las estructuras usadas para el tratamiento secundario incluyen filtros de arena intermitentes, filtros percoladores, contacto res biológicos rotatorios, lechos fluidizados, estanques de fangos activos, lagunas de estabilización u oxidación y sistemas de digestión de fangos.

Humedales de tratamiento: El sistema propuesto cuenta con dos humedales de tratamiento conectados en serie; el primer humedal de tratamiento tiene como objeto reducir la carga orgánica –medida como DBO-, mientras que el segundo reducir nutrientes –medidos como fósforo y nitrógeno-.

CALCULO DEL HUMEDAL ARTIFICIAL DE TULE

- DBO entrada: 220mg/l
- DBO salida: 20 mg/l
- SST entrada: 1200 mg/l
- Caudal Q: 1086.9 m³/l
- Población: 4395 hab
- Medio de soporte: grava media de 32mm
n=0,38
ks=25.000m³/m²d
- Vegetación: tule
- Profundidad del humedal SFS: 1m
- Profundidad del humedal FWS
en invierno: 0,45m y
en verano q0,15m
- "Porosidad" del humedal FWS 0,65
- Temperatura crítica en invierno: -9°C
- Temperatura del agua a la entrada: 15°C

En el caso del medio se refiere a la grava que se colocara en el humedal ya que se pretende colocar 3 capas de diferente diámetro que se encuentra de 6 a 40mm de diámetro.

También cabe mencionar que los datos del DBO, SST de entrada son tomadas de la composición típica del agua residual domestica bruta de la tabla 4.10 considerando una concentración fuerte y el DBO de salida es la que se pretende conseguir como marca la norma los demás datos se consideraron por medio de las características de la población y de las recomendaciones de algunos autores y lo que marca la norma oficial mexicana, NOM-001-SEMARNAT-1996

1. Asumimos una temperatura del agua de diseño en el humedal (sistema de flujo sub superficial) SFS de 15 °C.

$$K_9 = 1,104(1,06)^{(15-20)} = 0.825d^{-1}$$

2. Determinación del área superficial requerida para el humedal SFS (sistema de flujo sub superficial) bajo condiciones de invierno.

$$A = \frac{(1086.912)(\ln 220 - \ln 20)}{0,825(1)(0,38)} = 8313.74m^2$$

$$A_S = 0.8313 \text{ hect}$$

$$TRH = \frac{(8313.74)(1)(0,38)}{1086.9} = 2.9 \text{ d}$$

3. Remoción de la DBO

$$\% \text{ de DBO removida} = 2T + 20$$

$$\% \text{ de DBO removida} = 2(15) + 20 = 50$$

4. Concentración de la DBO en el efluente

$$DBO_e = (100 - \% \text{ DBO removida}) * (DBO_i)$$

$$DBO_e = (100 - 50/100)(220 \text{ mg/l}) = 110 \text{ mg/l}$$

5. Gasto en el efluente (ecuación 69)

$$Q_e = Q_j - 0.001 A r e = (1086.9m^3/d) - (0.001)(8313.74 \text{ m}^2)(5) = 1045.33 \text{ m}^3/d$$

6. DBOe corregida por evaporación

$$DBO_{e,corr} = (DBO)(Q_i) / Q_e = (200 \text{ mg/l})(1086.9m^3/d) / (1086. \text{ m}^3/d) = 114.37 \text{ mg/l}$$

7. Cálculo de la temperatura promedio del agua, usando las ecuaciones.

Asumimos una capa de residuos de vegetación de 15 cm, y una capa de grava más gruesa (80mm) que cubre el humedal. Los otros datos se obtienen de la tabla

Tabla 6.5 Conductividad térmica de los componentes de un humedal

Material	K (Mfm* C)
Aire (sin convección)	0,024
Nieve (nueva o suelta)	0,08
Nieve (de largo tiempo)	0,23
Hielo (a 0 °C)	2,21
Agua (a 0 °C)	0,58
Capa de restos de vegetación	0,05
Grava seca (25% de humedad)	1,5
Grava saturada	2,0
Suelo seco	0,8

Fuente: Lara Borrero, 1998.

$$U = \frac{1}{\left(\frac{Y1}{K1} + \frac{Y2}{K2} + \frac{Y3}{K3}\right)}$$

$$U = \frac{1}{\left(\frac{0.10}{0.05} + \frac{0.20}{1.5} + \frac{0.20}{2.0}\right)}$$

$$U = 0.45$$

$$TC = \frac{U * 86400 * T}{Cp * \lambda * y * n} (Te - Ts)$$

$$TC = \frac{0.45 * 86.400 * 2.9}{4.15 * 1086.9 * 1 * 0.38} (15 - (-9))$$

$$TC = 1.6^{\circ}\text{C}$$

$$T_e = 15 - 1.6 = 13.4^{\circ}\text{C}$$

$$TW = 15 + 13.4 / 2$$

$$T_w = 14.21^{\circ}\text{C}$$

Así que la temperatura de 15 °C asumida es correcta y el dimensionamiento del humedal también.

8. Dividimos el área en tres celdas iguales de 362.3 m² cada una. Ahora determinamos la relación ancho: largo el caudal será también 1/3 del total. Tomamos un valor de m de 0,05.

$$w = \frac{1}{Y} \left(\frac{Q * As}{m * Ks} \right)^{0.5}$$

Donde:

Q = gasto de proyecto

As= área superficial del humedal

Y = profundidad del humedal

M = pendiente del fondo del humedal

Ks = conductividad hidráulica de una unidad de área del humedal perpendicular a la dirección del flujo m³/m²/d

$$w = \frac{1}{1} \left(\frac{362.3 * 8.313}{0.1 * 8.333} \right)^{0.5}$$

$$W = 60.13m$$

Tomamos 60 m y calcularemos la longitud del humedal considerando el total del area del humedal

$$L = 8313.74/60 = 138.25m$$

$$L=138 m$$

LAGUNA DE MADURACIÓN: Tiene por objeto reducir por medio de intemperismo el número de bacterias patógenas –medidas como una cantidad índice a través del grupo coli y coliforme. Al respecto, en dicha reducción de bacterias interviene una simbiosis entre bacterias y algas que ocasiona que el agua adquiera un color verde intenso.

Mejorar la calidad del efluente final y Servir como un factor de seguridad si las lagunas primarias tuvieran problemas en su funcionamiento.

$$\text{Gasto} = 1045.33 \text{ m}^3/\text{d}$$

DBO= 114.37 mg/l

Temperatura=15 °c

Profundidad del humedal =1.5 es recomendado

1. Tiempo de retención hidráulico = 4 días

2. Volumen de la laguna

$$V = (Q)(t) = (1045.33 \times 4) = 4177.32 \text{ m}^3$$

3. Área de la laguna (Z =1.5 m).

$$A_a = V_a / Z = (4177.32 \text{ m}^3) / (1.5 \text{ m}) = 2784.88 \text{ m}^2$$

4. Dimensiones de la laguna

$$B_{\text{prom}} = (A_{\text{prom}} / X)^{1/2} = (2784.88 \text{ m}^2 / X)^{1/2} = 52.77 \text{ m}$$

$$B_{\text{prom}} = 52.77 \text{ m}$$

$$L_{\text{prom}} = A_{\text{prom}} / B_{\text{prom}} = (2784.88 \text{ m}^2) / (52.77 \text{ m}) = 52.77 \text{ m}$$

Considerando un talud de 3:1 se tiene que:

$$B_{\text{sup}} = B_{\text{prom}} + (Z)(\text{Talud}) = 52.77 \text{ m} + (1.5 \text{ m})(3) = 77.27 \text{ m}$$

$$L_{\text{sup}} = L_{\text{prom}} + (Z)(\text{Talud}) = 52.77 \text{ m} + (1.5 \text{ m})(3) = 98.27 \text{ m}$$

Cálculo del área superficial:

$$A_{\text{sup}} = (B_{\text{sup}})(L_{\text{sup}}) = (77.27 \text{ m})(98.27 \text{ m}) = 7600.26 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{inf}} = B_{\text{prom}} - (Z)(\text{Talud}) = 52.77 \text{ m} - (1.5 \text{ m})(2) = 47.52 \text{ m}$$

$$L_{\text{inf}} = L_{\text{prom}} - (Z)(\text{Talud}) = 52.77 \text{ m} - (1.5 \text{ m})(2) = 51.27 \text{ m}$$

5. Gasto en el efluente

$$Q_e = Q_i - 0.001 A_{\text{sup}} e = (1045.33 \text{ m}^3/\text{d}) - (0.001)(7600.26 \text{ m}^2)(5) = 1028.79 \text{ m}^3/\text{d}$$

La relación largo/ancho X se calcula considerando cuatro mamparas con longitud de 0.70 el largo de la laguna.

$$X = (L_{\text{prom}})(0.7)(\text{No. mamparas} + 1) / (B_{\text{prom}}) / (\text{No. mamparas} + 1)$$

$$X = (52.77 \text{ m})(0.7)(4+1) / ((52.77 \text{ m}) / (4+1)) = 17.50$$

6. Remoción de coliformes fecales

- Coeficiente de dispersión

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392X + 1.0136X^2}$$

Sustituyendo

$$d = \frac{17.50}{-0.26118 + 0.25392(17.50) + 1.0136(17.50)^2}$$

$$d = 0.056$$

- Cálculo del coeficiente de decaimiento Kb

$$Kb_{fac} = 0.841(1.075)^{(T-20)}$$

Sustituyendo:

$$Kb_{fac} = 0.841(1.075)^{(15-20)}$$

$$Kb_{fac} = 0.586$$

- Cálculo del factor ((a))

$$a = (1 + 4Kb_0d)^{1/2}$$

$$a = [1 + 4(0.5858)(12)(0.0424)]^{1/2} = 1.23$$

- Coliformes fecales en el efluente, NMP/100 ml e= 2.718 base de los logaritmos naturales

$$NF/No = \frac{4ae^{\left(\frac{1-a}{2d}\right)}}{(1+a)^2}$$

$$NF/No = \frac{4 * 1.23 * 2.718^{\left(\frac{1-1.60}{2*0.056}\right)}}{(1+1.23)^2}$$

$$NF/No = 0.1213504$$

$$NF = 0.1213504 * 1 \times 10^7 = 12.1 \times 10^5 \text{ NPM/100ML}$$

7. Coliformes fecales corregidos por evaporación

$$Ne_{corr} = \frac{(Nf * Qi)}{Qe}$$

$$Ne\ corr = \frac{(12.1 \times 10^5 * 1045.33)}{1028.79}$$

$$Ne\ corr = 12.31 \times 10^5 \text{ NPM} / 100 \text{ MI}$$

8. Concentración de la DBO en el efluente

$$K_f = K_{f35} / 1.085^{(35-T)} \quad \text{donde } K_{f35} = 1.00, \text{ por lo tanto:}$$

$$K_f = 1.00 / 1.085^{(35-15)} = 0.196 \text{ d}$$

$$DBO_e = DBO_i / (K_f * t + 1) = 114.37 \text{ mg/l} / (0.195 \text{ d} * 4 \text{ d}) + 1 = 64.25 \text{ mg/l}$$

9. Eficiencia de remoción de la DBO

$$\% \text{ remoción de DBO} = (114.37 \text{ mg/l} - 64.25 \text{ mg/l} / 114.37 \text{ mg/l}) * (100) = 43.83$$

10. DBOe corregida por evaporación

$$DBO_e\ corr = \frac{(DBO_e * Q_i)}{Q_e}$$

Sustituyendo:

$$DBO_e\ corr = \frac{(64.25 * 1045.33)}{1028.74}$$

$$DBO_e\ corr = 65.13 \text{ mg/l}$$

LAGUNA FACULTATIVA: Tiene por objeto reducir la cantidad de algas del agua proveniente de la laguna de maduración y reducir aún más las bacterias del grupo coli y coliforme que se presentan en el efluente de la laguna de maduración.

Tiempo de retención = 5 días

Gasto = 1028.69 m³/d

DBO = 65.13 mg/l

Temperatura = 15 °c

Profundidad del humedal = 1.5 es recomendado

Transpiración = 5

1. Carga orgánica (C. O.)

$$C.O = \frac{Q * DBO}{1000}$$

$$C.O.= (1028.79 \text{ m}^3/\text{d})(65.13 \text{ mg/l}) / (1000) =67.01 \text{ Kg/d}$$

2. Carga superficial de diseño

$$\lambda_s = 250(1.085)^{(T-20)}$$

$$\lambda_s = 130(1.085)^{T-20} = 250 (1.085)^{(15-20)} =166.26 \text{ Kg/ha}$$

3. Área de la laguna facultativa

$$\lambda_s = \frac{10LiQ_{med}}{A_f}$$

$$A_f = \frac{10LiQ_{med}}{\lambda_s}$$

$$A_f = \frac{10 * 65.13 * 1028.79}{166.26}$$

$$A_f = 4030.1 \text{ m}^2$$

4. Volumen de la laguna

$$V = (A_f)(Z) = (3906 \text{ m}^2)(1.5 \text{ m}) = 6045.15 \text{ m}^3$$

4. Tiempo de residencia hidráulica

$$O_f = V / Q_{med} = (5859.017 \text{ m}^3) / (906.25 \text{ m}^3/\text{d}) = 6 \text{ días}$$

6. Dimensionamiento de la laguna. Relación largo/ancho X = 1

$$B_{prom} = (A_{prom}/X)^{1/2} = (4030.1 \text{ m}^2)^{1/2} = 51.83 \text{ m}$$

$$L_{prom} = A_{prom} / B_{prom} = (4030.1 \text{ m}^2) / (51.83 \text{ m}) = 77.75 \text{ m}$$

Considerando un talud de 3:1 se tiene que:

$$B_{sup} = B_{prom} + (Z)(\text{Talud}) = 51.83 \text{ m} + (1.5 \text{ m})(3) = 56.33 \text{ m}$$

$$L_{sup} = L_{prom} + (Z)(\text{Talud}) = 77.75 \text{ m} + (1.5 \text{ m})(1) = 79.25 \text{ m}$$

Cálculo del área superficial:

$$A_{sup} = (B_{sup})(L_{sup}) = (56.33 \text{ m})(79.25 \text{ m}) = 4465.48 \text{ m}^2$$

$$B_{inf} = B_{prom} - (Z)(\text{Talud}) = 51.83 \text{ m} - (1.5 \text{ m})(3) = 47.33 \text{ m}$$

$$L_{inf} = L_{prom} - (Z)(\text{Talud}) = 77.75 \text{ m} - (1.5 \text{ m})(1) = 76.25 \text{ m}$$

7. Gasto en el efluente

$$Q_e = Q_i - 0.001 A_f e = (1028.79 \text{ m}^3/\text{d}) - (0.001)(4030.1 \text{ m}^2)(5) = 1008.64 \text{ m}^3/\text{d}$$

Relación largo/ancho X. Considerando dos mamparas con longitud de 0.70 el largo de la laguna se tiene que:

$$X = (L_{prom})(0.7)(\text{No. mamparas} + 1) / ((B_{prom})/(\text{No. mamparas} + 1))$$

$$X = (77.75 \text{ m})(0.7)(2+1) / (51.83 \text{ m})/(2+1) = 9.45$$

8. Remoción de coliformes fecales

• Coeficiente de dispersión

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392X + 1.0136X^2}$$

$$d = \frac{9.45}{-0.26118 + 0.25392(9.45) + 1.0136(9.45)^2}$$

$$d = 0.1020$$

• Cálculo del coeficiente de decaimiento Kb

$$K_{b \text{ fac}} = 0.841(1.075)^{(T-20)}$$

$$K_{bfc} = 0.841 (1.075)^{(15-20)} = 0.5858$$

- Cálculo del factor a

$$a = (1 + 4K_b O_d)^{1/2}$$

$$a = [1 + 4(0.5858)(10)(0.1020)]^{1/2} = 1.84$$

- Coliformes fecales en el efluente, NMP/100 ml $e=2.718$ base de los logaritmos naturales

$$NF/No = \frac{4ae^{\left(\frac{1-a}{2a}\right)}}{(1+a)^2}$$

$$NF/No = \frac{4 * 1.84 * 2.718^{\left(\frac{1-1.84}{2*0.1516}\right)}}{(1+1.84)^2}$$

$$Nf/No = 0.0147721$$

$$Nf = (0.0147721)(1 \times 10^7) = 14.7 \times 10^4 \text{ NMP/100 ml}$$

9. Coliformes fecales corregidos por evaporación

$$Ne_{corr} = \frac{(Nf * Qi)}{Q_e}$$

$$Ne_{corr} = \frac{(14 \times 10^4 * 1028.79)}{1008.64}$$

$$Ne_{corr} = 15.0 \times 10^4 \text{ NMP/100 ml}$$

$$NE_{corr} \text{ total} = 79941.60 - 46994.19 = 32947.41 \text{ NMP / 100 ml}$$

10. Concentración de la DBO en el efluente

$$K_f = K_{f35} / 1.085^{(35-T)} \quad \text{donde } K_{f35} = 1.066, \text{ por lo tanto:}$$

$$K_f = (1.066) / 1.085^{(35-15)} = 0.2085$$

$$DBO_e = \frac{DBO_i}{(K_f * o + 1)}$$

$$DBO_e = \frac{65.13}{(0.2085 * 10 + 1)}$$

$$DBO_e = 21.11 \text{ mg/l}$$

11. Eficiencia de remoción de la DBO

$$Eficiencia = \left(\frac{DBO_i - DBO_e}{DBO_i} \right) * 100$$

$$Eficiencia = \left(\frac{65.13 - 21.11}{65.13} \right) * 100$$

$$\% \text{ remoción de DBO} = 67.59$$

12. DBOe corregida por evaporación

$$DBO_{e \text{ corr}} = \frac{(DBO_e * Q_i)}{Q_e}$$

$$DBO_{e \text{ corr}} = \frac{(21.11 * 1028.78)}{1008.64}$$

$$DBO_{e \text{ corr}} = 21.53 \text{ mg/l}$$

Como se puede observar el DBO esperado resulto casi un poco mayor a lo que marca la norma 001 pero es insignificante la diferencia a si que se considera correcta.

CALCULO DEL HUMEDAL ARTIFICIAL DE CHUSPATA

En esta parte del humedal se utilizara como tratamiento de lodos que recibirá, de la fosa séptica y lograra una importante disminución de lodos.

$$K_{15} = 1.104 (1.06)^{(15-20)} = 0.82$$

Calculo del tiempo de detención t (día), el tiempo que el agua debe quedarse en el Sistema para alcanzar el nivel de DBO deseado.

$$T = -\ln (c/c_0)/k_{15}$$

$$T = -\ln (20/220)/0.82 = 2.92 \text{ días}$$

Dónde C_0 es la concentración del BOD del agua que entra el sistema (mg/L=g/m³)
Y C es la concentración de BOD deseada del agua (mg/L = g/m³) que sale del sistema, o la meta que marca la norma 001

$$L_{org} = (c * dw * n) / t$$

$$L_{org} = (20 * 0.80 * 0.32) / 2.92 = 1.75$$

L_{org} (g BOD/m²-día), con la ecuación siguiente Este número indicará la masa de DBO por área por día que el sistema recibirá. En general, la [organicloadingrate] no debe exceder 11.2 g BOD/m²-día. Este umbral no será excedido con afluente aplicado hasta 5 cm por día.

Nuevamente, C es el nivel de BOD (mg/L = g/m³) del agua influyente, dw (m) es la Profundidad del sustrato, que puede ser típicamente de 0.4 m a 0.85 m. Entre más Profundo se encuentre el sustrato, mayor será carga que el sistema puede procesar,

Pero si el sustrato es demasiado profundo, las condiciones en el fondo llegan a ser Anaeróbicas y pueden resultar en la eliminación reducida del BOD y de nutrientes. Utilice el tiempo de detención calculado previamente, La porosidad efectiva del sustrato, H , es definida como la proporción del volumen no sólido al volumen total de la materia, sin dimensión, y puede ser determinado.

$$A_s = Q * t / n dw$$

Dónde Q es el flujo diario medio por el humedal (m³/día), T es el tiempo de detención calculado arriba (día), y dw es la profundidad del medio (m). Utilice el mismo valor para η determinado en la ecuación 3. Para sistemas más grandes, puede ser útil convertir el área a hectáreas que utilizan la conversión de 1 hectárea = 10,000 m².

$$A_s = (1086.9 * 2) / (0.32 * 0.9) = 7547.91 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.75479 \text{ hectareas}$$

$$W = (A_s / RA)^{1/2}$$

Dónde w igual al ancho (m), A_s es el área del humedal (m²), y RA es la proporción, como longitud/ancho. Para humedales construidos de flujo subterráneos.

$$W = (7547.91 / 3)^{1/2} = 50.16 \text{ m } 50\text{m}$$

La longitud, L , del humedal construido (m) puede ser calculado por la expresión:

$$L = A_s / W$$

$$L = 7547.9 / 50.16 = 150.47\text{m } 150\text{m}$$

Calculo de lecho de secados de lodos

Se considerara que la fosa séptica arrojará un 96.91 m³ de lodos húmedos

Con una profundidad de lecho de secado 30cm al cabo de 10 días.

Área de lecho de secado 323.0m²/lecho

Área total 16151.63 siempre que se tenga 50cm de altura de lodos si esta cambia el área también cambiara.

Se considerara como una sección cuadrada de: 17.97 m por lado de lecho

Volumen final de lodos:

Volumen inicial de lodos =96.9 m

Pf %final de materia solida = 40

Pi %final de materia solida = 5

Volumen final de lodos = 12.1 m³/mes de lodos

Volumen lixiviado es = 1 saco

Volumen lixiviado (Vin-Vfin) = 84.8 m³ agua / mes

6.4. REQUERIMIENTO DE SUPERFICIE DE LA PLANTA PROPUESTA

Las necesidades de superficie para la propuesta de la planta de tratamiento de aguas residuales de la población de Ihuatzio son las siguientes:

Etapa	Superficie necesaria (m ²)
Pretratamiento	30
Tratamiento primario	8117.9
Tratamiento secundario	15128.7

Por lo que el requerimiento de superficie total para el humedal artificial será de un total de 232276 m² o 2.33 hectáreas, para este caso se consideró andadores en los humedales para tener acceso y lograr dar un buen mantenimiento.

Distribución de conjunto del humedal artificial

Se consideró el tipo de distribución en serie ya que se considera más efectiva y por consiguiente el terreno a utilizar es de esta forma. También se consideró de esta forma para evitar inundaciones, si llegara a subir el nivel del lago inundaría parte del humedal. Por tal motivo el arreglo es el mostrado en la figura 6.5 siguiente, en planta se muestra como resultaría el arreglo del humedal con la topografía de la localidad, mostrado en la figura 6.6.

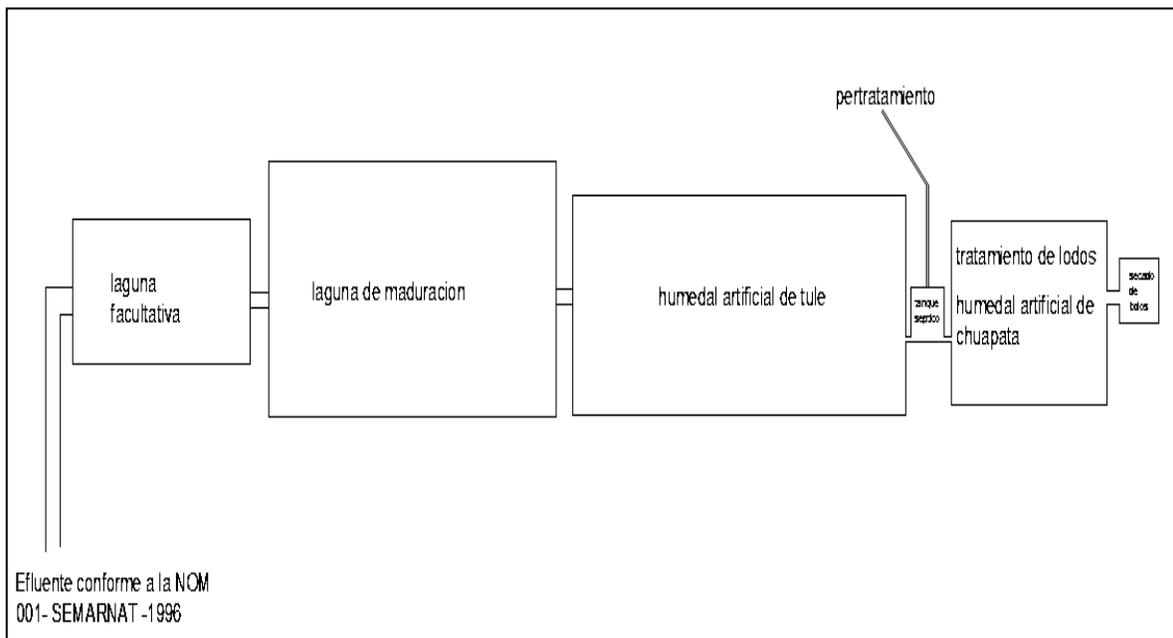


Figura 6.5. Arreglo del tren de tratamiento propuesto

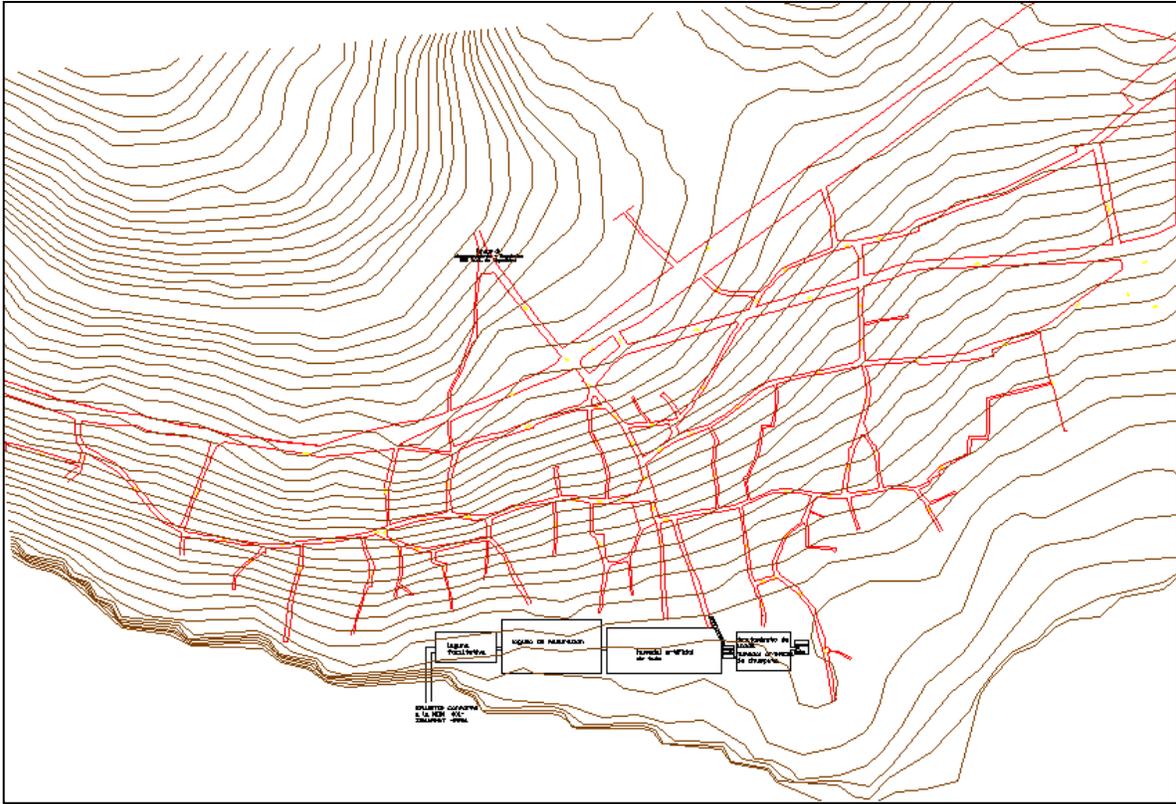


Figura 6.6 Sembrado de unidades de tratamiento de la propuesta de humedal en la población de Ihuatzio, municipio de Tzintzuntzán, Michoacán

7. Conclusiones y recomendaciones

La conclusión principal del presente trabajo es que los humedales artificiales son una tecnología viable para el tratamiento de las aguas residuales, especialmente si éstas son de origen doméstico, y tienen un gran futuro en países en vías de desarrollo que tengan climas tropicales o subtropicales, donde las condiciones económicas de estos proyectos (necesidades de terreno, relativamente menores costos de instalación, operación y mantenimiento), pueden ser determinantes a la hora de emprender o no el tratamiento de las aguas residuales, si a este punto adicionamos las condiciones climáticas que favorecerían los rendimientos, tendríamos una interesante posibilidad de solución.

Los sistemas de tratamiento basado en vegetación, resultan ser una opción importante para el tratamiento de las aguas residuales rurales, por lo que no deberán dejarse de lado, para proponer sistemas complejos y de difícil sostenimiento tanto técnico como económico siendo los humedales opciones viables para el tratamiento de las aguas residuales domésticas.

Es determinante para el éxito del presente proyecto, realizar los procedimientos más acordes a la realidad, el caso de la caracterización del agua, si bien es cierto es crucial, representa un costo que deberá asumirse para tener las condiciones más representativas del agua a tratar.

La experiencia del diseñador juega un papel determinante en el diseño de una buena propuesta, la implementación de un sistema de tratamiento con características de influente fuerte, lleva a un sobredimensionamiento. De igual manera, los tiempos de retención hidráulicos son determinantes en las necesidades de área de nuestro sistema de tratamiento. Para el presente caso de estudio, tocó replantear el diseño, toda vez que las consideraciones realizadas en un inicio resultaron de una sobreestimación, situación que obligó por necesidades de área, a replantear la propuesta con parámetros más conservadores en términos de carga contaminante y tiempos de retención hidráulicos.

Es indudable que la implementación de cualquier tecnología encaminada al tratamiento del agua redundará en una mejor condición medio ambiental, pero es importante realizar un buen análisis de la mejor alternativa, dado que las condiciones socioeconómicas y culturales pueden detonar el éxito o fracaso del sistema de tratamiento, así pues, un sistema de tratamiento muy tecnificado puede resultar en un sistema oneroso y de difícil sostenimiento, por lo que es importante no perder de vista los costos de operación y mantenimiento durante el periodo de operación de la obra.

A nivel de recomendación, es de suma importancia contar con un manual de operación y mantenimiento, en el cual se refleje todas las actividades a realizar de manera rutinaria para el buen funcionamiento del sistema de tratamiento, es en este manual, en el que se deberá consignar todas aquellas situaciones posibles, así como sus medidas inmediatas para la solución de problemas y poder tener un buen funcionamiento de la planta de tratamiento. La capacitación del personal de manera elemental y sencilla es de suma importancia.

8. BIBLIOGRAFÍA

- Comisión nacional del agua, Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento diciembre 2007
- Comisión nacional del agua subdirección nacional técnica
- Departamento de obras públicas del municipio de Tzintzuntzán Mich
- INEGI, consulta en línea en la página HTTP: // www.inegi.gob.mx/encuestas / 2010/ base_de_datos; fecha de consulta abril de 2012.
- Instalación del humedal experimental de las aguas residuales de la población de Cucuchuchu, Convenio: IMTA/UMSNH/CUCUCHUCHO/2003.
- Lara Borrero Jaime Andrés mayo 1997/1998
- Ruiz Chávez, Ricardo. Apuntes de la materia de plantas de tratamiento de aguas facultad de ingeniería civil febrero-junio 2009
- Metcalf & Eddy, ingeniería de aguas residuales: tratamientos, vertido y reutilización, 3^a Ed, McGraw-Hill 1995
- Ronald V. Giles, Jack B. Evett, Cheng Liu mecánica de los fluidos tercera edición.