



UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
Cuna de héroes, crisol de pensadores

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROPUESTA PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DE LA POBLACIÓN DE HUANDACAREO,
MICHOACÁN

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERA CIVIL

PRESENTA:

MAYRA ALVAREZ HERRERA

ASESOR:

**MAESTRO EN CIENCIAS EN INGENIERÍA AMBIENTAL
INGENIERO CIVIL
RICARDO RUIZ CHÁVEZ**

MORELIA, MICHOACÁN, AGOSTO DEL 2018



AGRADECIMIENTOS

Comenzaré estos agradecimientos dándole gracias a Dios porque a lo largo de este tiempo me guió, me iluminó, y me dio la sabiduría necesaria para afrontar las adversidades que se me presentaron en el camino.

A mis padres: Teresa y Mario; por ser el mejor ejemplo que pude tener, por enseñarme a nunca rendirme y a siempre esforzarme por conseguir lo que me propongo. Gracias papás, por siempre estar para mí en los momentos que más lo he necesitado, por motivarme, por escucharme y sobre todo por nunca dejarme sola.

A mis dos hermanos:

Mario, gracias por enseñarme que no importa lo que los demás digan, sino lo que tú realmente sientas y creas. Gracias por todo el apoyo y consejos que me has dado.

Ana Karen, gracias por creer en mí incluso en los momentos que ni yo misma he creído, gracias por siempre estar ahí, por ser ese oído y hombro con el que siempre he contado para poder salir adelante.

A mi novio Armando: gracias por vivir esta etapa a mi lado, celebrando mis triunfos y apoyándome en mis derrotas, gracias por tu apoyo y por tu comprensión, te has ganado un lugar muy especial en mi vida.

A mi Abuelita Epi: gracias por siempre darme tu bendición, sé que desde el cielo lo sigues haciendo.

A mis primas Yuri y Angie, a mis amigos Johanna y Adrián y a mi familia en general, gracias porque de alguna u otra forma contribuyeron para que llegará a este día, sé que este triunfo lo celebran junto conmigo.

Y por último de una manera muy especial a mi asesor Ricardo quién siempre me brindó y puso a mi disposición todos sus conocimientos para que este proceso se llevara de la mejor forma.

MUCHAS GRACIAS A TODOS

ÍNDICE

RESUMEN.....	IV
ABSTRACT.....	V
1. INTRODUCCIÓN	2
2. OBJETIVOS	4
2.1. OBJETIVO GENERAL	4
2.2. OBJETIVOS PARTICULARES.....	4
3. ANTECEDENTES	6
3.1. MARCO FÍSICO	6
3.1.1. TOPONIMIA.....	6
3.1.2. HISTORIA.....	6
3.1.3. LOCALIZACIÓN	7
3.1.4. TOPOGRAFÍA	9
3.1.5. HIDROGRAFÍA.....	10
3.1.6. GEOLOGÍA.....	12
3.1.7. EDAFOLOGÍA	13
3.1.8. CLIMA.....	14
3.2. MARCO SOCIAL.....	15
3.2.1. NIVEL SOCIOECONÓMICO	15
3.2.2. ACTIVIDADES PRINCIPALES	17
3.2.3. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.....	17
4. ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO.....	20
4.1. COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE.....	20
4.2. COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE ALCANTARILLADO	21
4.3. COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE SANEAMIENTO	21
4.3.1. INFRAESTRUCTURA DE PROYECTO	24
5. ESTUDIOS PRELIMINARES	27
5.1. UBICACIÓN DEL SITIO DE LA PLANTA.....	27
5.2. CARACTERIZACIÓN DE LA DESCARGA DE AGUA RESIDUAL.....	28
5.2.1. MÉTODOS DE MUESTREO	30



5.2.2.	AFORO.....	31
5.3.	CUERPOS RECEPTORES.....	32
5.4.	APROVECHAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL.....	32
5.5.	ÁREA DE ESTUDIO.....	32
5.5.1.	RÉGIMEN DE TENENCIA DE LA TIERRA	32
5.5.2.	TOPOGRAFÍA	33
5.5.3.	ÁREA DISPONIBLE	33
5.5.4.	TIPO DE SUELO	34
5.6.	DIAGNÓSTICO DE LAS CONDICIONES ACTUALES	36
5.6.1.	NECESIDADES DEL TRATAMIENTO	36
5.6.2.	USOS DEL AGUA RESIDUAL.....	36
5.6.3.	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES CONFORME A LA NORMATIVA VIGENTE.	37
5.6.4.	ANÁLISIS DE LA COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES..	40
6.	DISEÑO DE INGENIERÍA BÁSICA DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO	43
6.1.	EVALUACIÓN DEL TREN DE TRATAMIENTO.....	43
6.2.	PRETRATAMIENTO	43
6.2.1.	CANAL DE DESVÍO	44
6.2.2.	DESBASTE O TAMIZADO	44
6.2.3.	MEDIDOR DE FLUJO TIPO SUTRO.....	46
6.2.4.	DESARENADOR.....	47
6.3.	ANÁLISIS DE PROPUESTAS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL EN FASE PRIMARIA	53
6.3.1.	LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	53
6.3.2.	HUMEDALES ARTIFICIALES	56
6.3.3.	REACTOR ANAEROBIO DE LECHO DE LODOS Y FLUJO ASCENDENTE (RALLFA).....	59
6.3.4.	SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.....	62
6.4.	DESINFECCIÓN	74
6.5.	CÁLCULO DE POBLACIÓN PROYECTO	77
6.5.1.	VIDA ÚTIL Y PERIODO DE DISEÑO	78
6.5.2.	POBLACIÓN PROYECTO.....	81
6.5.3.	GASTOS DE DISEÑO	83



6.6.	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL TREN DE TRATAMIENTO	92
6.6.1.	PRETRATAMIENTO.....	94
6.6.2.	TRATAMIENTO PRIMARIO	109
6.6.3.	HUMEDAL	126
6.6.4.	DESINFECCIÓN.....	130
6.6.5.	TRATAMIENTO DE LODOS	134
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	138
7.1.	CONCLUSIONES.....	138
7.2.	RECOMENDACIONES	139
8.	BIBLIOGRAFÍA	141
8.1.	Bibliografía	141
8.2.	Webgrafía.....	143



RESUMEN

El presente documento muestra una alternativa para el tratamiento de las aguas residuales domésticas de la población de Huandacareo, Michoacán. El cual se realizó por medio de la evaluación de los diferentes procedimientos de tratamiento, y una vez evaluados se hizo la determinación del proceso más adecuado, ajustando principalmente a las necesidades físicas y económicas del lugar, siempre pensando en aprovechar todos los recursos que de él deriven para beneficio de la población Huandacareense. El agua del efluente, del sistema de tratamiento propuesto que resulte ser el óptimo, deberá cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en la norma NOM-001-SEMARNAT-1996, referente a contaminantes en la descarga de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.

Por medio de este proyecto, se brinda el diseño de los elementos básico que conformar el tren de tratamiento, atendiendo la fuerte necesidad de tratamiento del agua residual que presenta la población. Hoy en día, las aguas residuales de Huandacareo y de la región, son vertidas directamente al lago de Cuitzeo teniendo como consecuencia un desequilibrio ecológico, y que, por medio de esta propuesta, se pretende mitigar, mejorando la salud del entorno y principalmente de la población.

PALABRAS CLAVE:

Medioambiente, Humedal, Reactor, Lodos, Desinfección.



ABSTRACT

This document shows an alternative for the treatment of domestic wastewater from the population of Huandacareo, Michoacán. This was made by means of the evaluation of the different treatment procedures, and once they were evaluated, this document was done with the determination of the most appropriate process, adjusting mainly to the physical and economical needs of the place, always thinking about using all of the resources that they derive for the benefit of the Huandacareense population. The effluent water, the treatment system that turned out to be the optimum, must accomplish the maximum permissible limits established in the norm NOM-001-SEMARNAT-1996, which refers to pollutants in the discharge of wastewater into waters and national assets.

Through this project, is provided the design of the basic elements that make up the treatment train, taking into account the strong need for wastewater treatment presented by the population. Nowadays, the Huandacareo wastewater and the region's waters are discharged directly into Cuitzeo's lake, wich results in an ecological imbalance, through this proposal, is intended to mitigate it, improving the health of the environment and especially of the population

KEYWORDS:

Environment, Wetland, Reactor, sludge, Disinfection.



Capítulo 1

INTRODUCCIÓN



1. INTRODUCCIÓN

El agua es el recurso natural más importante para el ser humano, el líquido vital y él que desde siempre lo ha acompañado. Siendo ella un factor indispensable para la formación de nuevos asentamientos humanos.

En la antigüedad el agua efluente del uso humano no presentaba tantos agentes contaminantes como los que contiene hoy en día, y para ser tratada, con sus propiedades de autopurificación bastaba. Sin embargo, con la sobrepoblación, la contaminación, y el aumento de su consumo para cumplir con las necesidades básicas del ser humano, este recurso se ve limitado, siendo cada vez más necesario el tratamiento con el cual se logre que todos podamos disponer del líquido vital.

Las plantas de tratamiento de aguas residuales son la única solución a este problema, en las cuales se reduce la gran cantidad de contaminantes no deseados, los cuales pueden ser peligrosos y potenciales. Y una vez tratada el agua, esta puede ser reutilizada en actividades como la agricultura.

Las plantas de tratamiento de aguas residuales las hay de diversos tipos, y para las diversas necesidades de cada población, y es por ello, en el siguiente documento se desarrolla una alternativa de tratamiento del agua residual para la población de Huandacareo, Michoacán.

Capítulo 2

OBJETIVOS

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Proponer y diseñar un sistema de tratamiento de aguas residuales para la comunidad de Huandacareo, Michoacán; el cual, se ajuste a las necesidades técnico-económicas de la población.

2.2. OBJETIVOS PARTICULARES

- Conocer y analizar la problemática entorno al tratamiento de agua residual en la población de Huandacareo.
- Disminuir la contaminación generada por la descarga de las aguas residuales al Lago de Cuitzeo.
- Analizar el estado actual del sistema de agua potable, alcantarillado y saneamiento de la población.
- Evaluar la disponibilidad y accesibilidad al tratamiento del agua en la comunidad.
- Comparar diferentes sistemas de tratamiento para elegir el óptimo acorde a las condiciones socioeconómicas de la población.

Capítulo 3

ANTECEDENTES



3. ANTECEDENTES

En este capítulo se pretende hacer una descripción general de la población de Huandacareo, Michoacán, así como presentar los antecedentes de la población que nos permitirá conocer más a fondo en lugar donde se desarrollará el proyecto en cuestión.

3.1. MARCO FÍSICO

3.1.1. TOPONIMIA

La palabra Huandacareo, de acuerdo con algunos autores, proviene del vocablo purépecha “Uandakua”, teniendo como significado: “lugar de juicios” o “lugar de oradores”. (INAFED, 2010)

3.1.2. HISTORIA

La población existió desde tiempos prehispánicos a las orillas del lago de Cuitzeo, formando parte de la cultura denominada “Chupícuaro”, quienes fueron influenciados por los teotihuacanos y pretarascos, para posteriormente ser sometidos por la cultura tarasca para rendirles tributo.

La historia narra que, a la llegada de los conquistadores españoles, el máximo gobernante tarasco, llevando el nombre de Cazonci, guió a su ejército a conquistar hacia el rumbo de Yuriria-Púndaro, una vez el ejército victorioso, se detuvo a celebrar en las orillas del lago de Cuitzeo. El cazonci escuchó varios discursos y de acuerdo con la historia a partir de ese momento el lugar se llamó Huandacareo.

Tiempo después Huandacareo fue conquistado por los españoles, y dirigido por los monjes agustinos, quienes colocaron una hacienda a la cual le rendían cuentas todos los trabajadores indígenas.

En el periodo colonial Huandacareo formó parte de la población de Cuitzeo, destacando por sus tierras fértiles, produciendo maíz, trigo y verduras.

Antes de comenzar el siglo XIX la población presenció un incremento poblacional, colocándolo como parroquia.

En épocas de independencia, Huandacareo fue saqueado varias veces para obtener alimentos, y al concluir la guerra insurgente, la población seguía rindiendo cuentas a la hacienda que seguía en manos de los Agustinos, destacando por su producción de cebolla, cochinilla y maíz.

Huandacareo fue una población que durante la guerra civil entre liberales y conservadores manifestó su apoyo al lado conservador, pero a raíz de la expropiación de los bienes eclesiásticos que la guerra dejó, la hacienda de la población formó parte de manos particulares.

Con la Ley Territorial del 10 de diciembre de 1831, Huandacareo se convirtió en tenencia de Cuitzeo y 88 años después también por dicha ley, un 28 de noviembre de 1919 Huandacareo se elevó a la categoría de municipio. (INAFED, 2010)

3.1.3. LOCALIZACIÓN

3.1.3.1 MACROLOCALIZACIÓN

Michoacán se localiza al occidente del país, dividiéndose en 10 regiones:

- I. Lerma- Chapala
- II. Bajío
- III. Cuitzeo
- IV. Oriente
- V. Tepalcatepec
- VI. Purépecha
- VII. Pátzcuaro – Zirahuén
- VIII. Tierra Caliente
- IX. Sierra – Costa
- X. Infiernillo

Formando parte Huandacareo de la región III; Cuitzeo. En la ilustración 3.1 se muestra macrolocalización de la región III.



Fuente: INAFED, 2010.

Ilustración 3.1 Macrolocalización de Huandacareo, Mich.

3.1.3.2 MICROLOCALIZACIÓN

Huandacareo se localiza al norte del estado de Michoacán entre los paralelos $19^{\circ} 56'$ y $20^{\circ} 03'$ de latitud norte; los meridianos $101^{\circ} 12'$ y $101^{\circ} 22'$ de longitud oeste; a una altitud de entre 1900 y 2500 msnm. Colindando al norte con el municipio de Morelos y el estado de Guanajuato; al este con el estado de Guanajuato y los municipios de Cuitzeo y Copándaro; al sur con los municipios de Chucándiro y Copándaro; y al oeste con los municipios de Chucándiro y Morelos. Ocupa el 0.16% de la superficie del estado. Cuenta con 11 localidades y una población total de 11 053 habitantes. (INEGI, 2010)

En la ilustración 3.2 se muestra la microlocalización de Huandacareo, dentro de la región III.



Fuente: INAFED, 2010.

Ilustración 3.2 Microlocalización de Huandacareo, Mich.

3.1.4. TOPOGRAFÍA

Huandacareo cuenta con una topografía un tanto irregular, la parte centro es considerada como zona plana y a sus alrededores como zona montañosa, su relieve lo conforma el lago de Cuitzeo y 5 cerros: cerro de Manuna, Campanas, Coronilla, Encina y Amoles con una altura que oscila entre los 1800 y 1900 msnm.

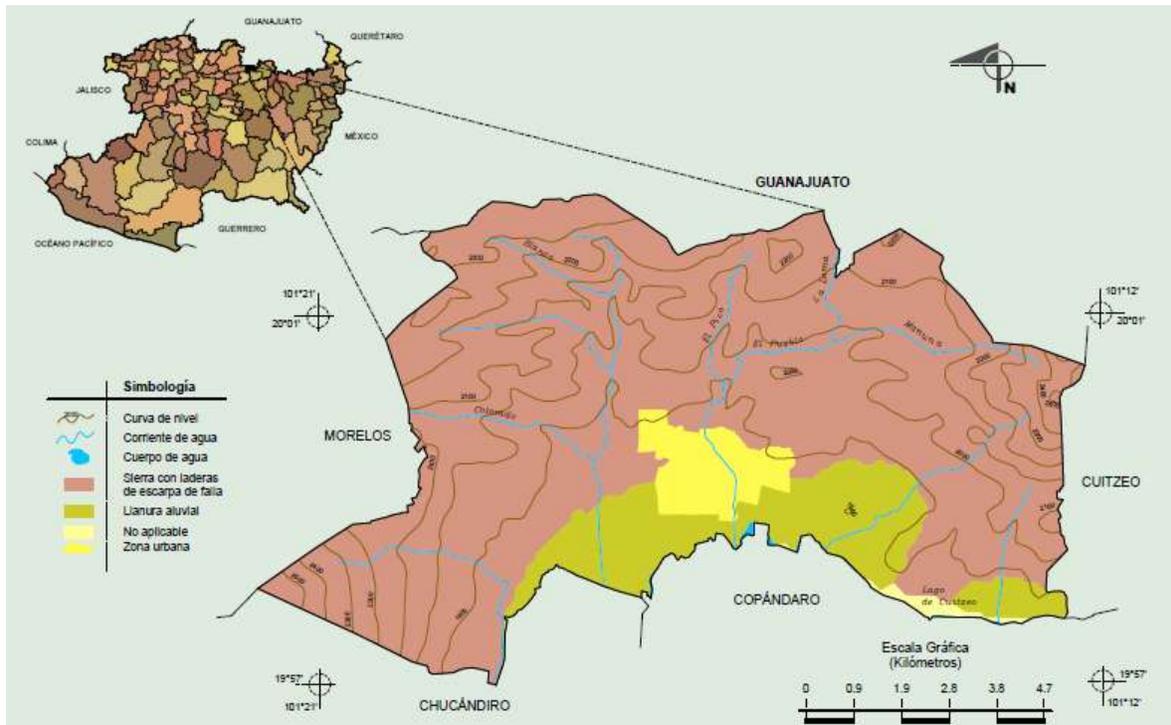
El relieve de Huandacareo corresponde en un 100% al eje neovolcánico y a su vez en un 100% a las sierras y bajíos Michoacanos. En menor proporción cuenta con sierras con laderas de escarpa de falla en un 84.89% y llanura aluvial en un 14.41% tal como se muestra en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Relieve del municipio de Huandacareo, Mich.

RELIEVE	
Provincia	Eje Neovolcánico (100%)
Subprovincia	Sierras y Bajíos Michoacanos (100%)
Sistema de topoformas	Sierra con laderas de escarpa de falla (84.89%) y llanura aluvial (14.41%)

Fuente: INEGI, 2010.

En la ilustración 3.3 se muestra un el mapa del relieve y topografía existente en la población.



Fuente: INEGI, 2010.

Ilustración 3.3 Relieve del municipio de Huandacareo.

3.1.5. HIDROGRAFÍA

El municipio de Huandacareo pertenece a la región Hidrológica Lerma-Santiago en su totalidad (100%) y a su vez a la cuenca del Lago de Pátzcuaro- Cuitzeo y Lago de Yuriria en un 100%, así mismo pertenece a dos subcuencas; la del Lago de Pátzcuaro en un 99.78% y en menor proporción a la subcuenca del Lago de Yuriria en un 0.22%.

Huandacareo cuenta con varias corrientes de agua, todas ellas intermitentes: Blanco, Colorado, El Pico, El Pueblo, La Loma y Manuna. Además de tener una parte del lago de Cuitzeo y la presa de San Cristobal.

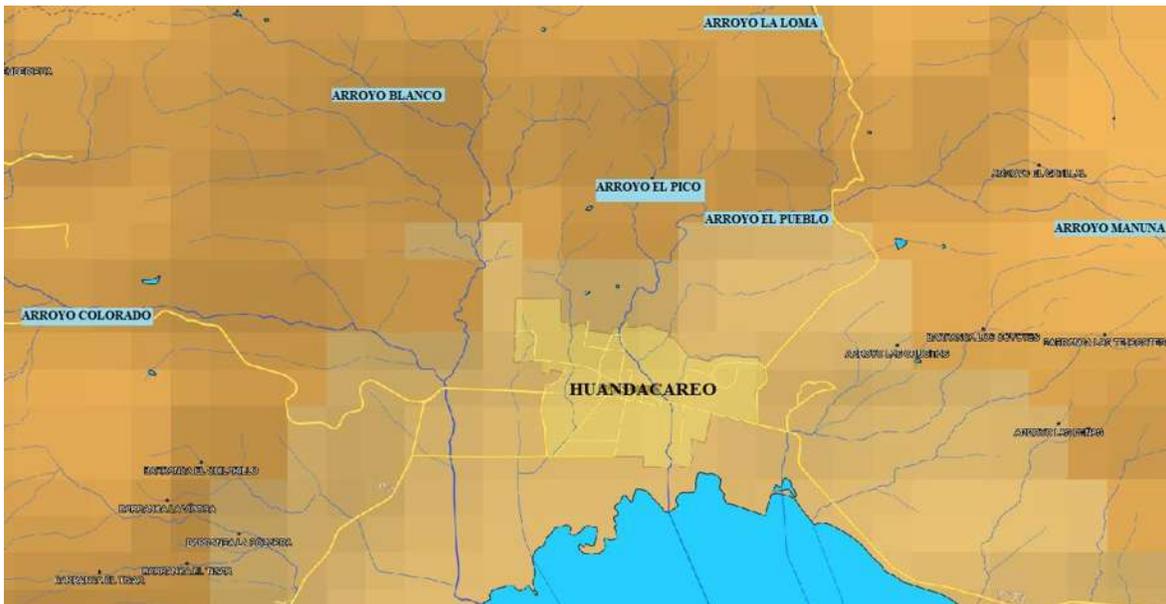
En la tabla 3.2 se muestra de manera sintetizada la Hidrografía del municipio.

Tabla 3.2 Hidrografía del municipio de Huandacareo.

HIDROGRAFÍA	
Región Hidrológica	Lerma-Santiago (100%)
Cuenca	L. de Pátzcuaro- Cuitzeo y L. de Yuriria (100%)
Subcuenca	L. de Pátzcuaro (99.78%) y L. de Yuriria (0.22%)
Corrientes de agua	Intermitentes: Blanco, Colorado, El Pico, El Pueblo, La Loma y Manuna
Cuerpos de agua	Perenne (0.17%): Lago de Cuitzeo

Fuente: INEGI, 2009.

En la ilustración 3.4 se aprecia las principales corrientes de agua en Huandacareo.



Fuente: SIATL INEGI, 2017.

Ilustración 3.4 Corrientes principales de agua en Huandacareo, Mich.

3.1.6. GEOLOGÍA

Huandacareo está cimentado en materiales cuyo origen data de tres periodos geológicos: Plioceno-Cuaternario en un 43.66%, Neógeno en un 38.60% y Cuaternario en un 13.27%.

La roca Ígnea Extrusiva es el material predominante en el municipio de Huandacareo y lo podemos encontrar en la siguiente proporción: Basalto en un 43.66%, riolita-toba ácida en un 36.86%, toba básica en un 1.21%, andesita en un 1.05%, riolita en un 0.69%, brecha volcánica básica en un 0.37% y basalto-brecha volcánica básica en un 0.22%. Además de contar con un porcentaje menor de suelo; aluvial y lacustre en una 9.19% y 2.50% respectivamente.

Cabe resaltar que Huandacareo es una zona geotérmica.

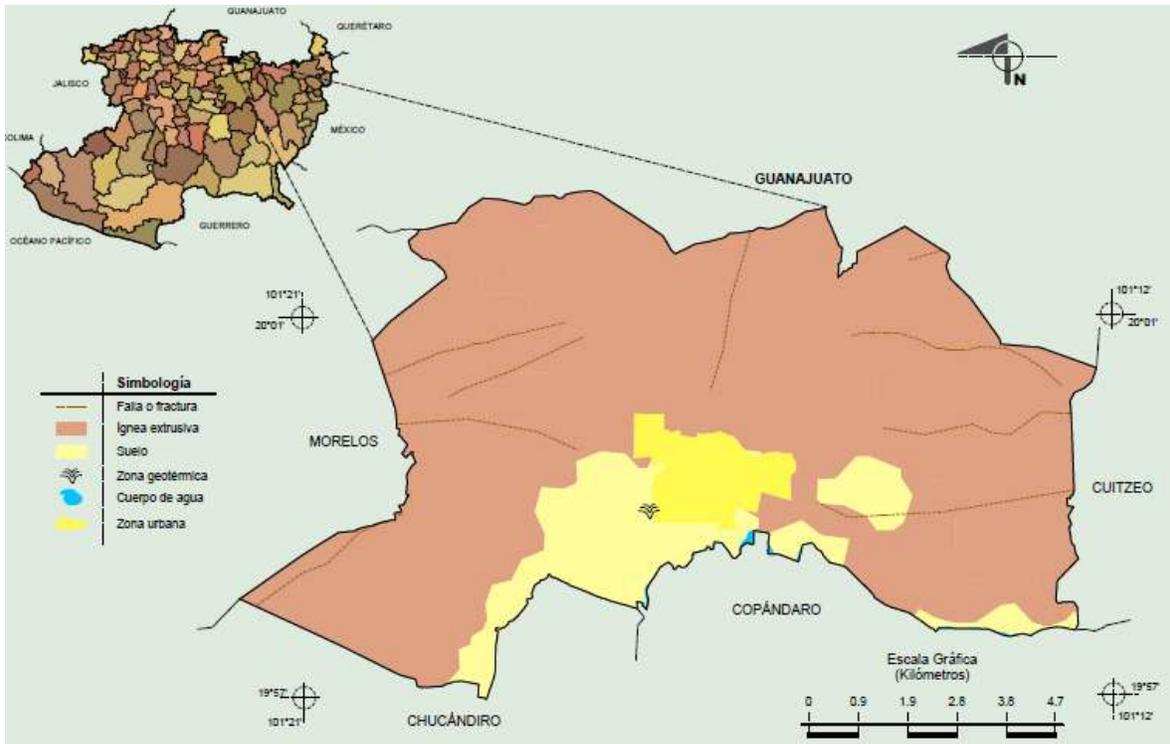
En la tabla 3.3 se encuentra la información geológica del municipio.

Tabla 3.3 Geología del municipio de Huandacareo, Mich.

GEOLOGÍA	
Periodo	Plioceno- Cuaternario (43.66%), Neógeno (38.60%) y Cuaternario (13.27%)
Roca	Ígnea extrusiva: basalto (43.44%), riolita- toba ácida (36.86%), toba básica (1.21%), andesita (1.05%), riolita (0.69%), brecha volcánica básica (0.37%) y basalto-brecha volcánica básica (0.22%) .Suelo: aluvial (9.19%) y lacustre (2.50%)
Sitio de Interés	Zona geotérmica

Fuente: INEGI, 2010.

En la Ilustración 3.5 se muestra el mapa geológico del municipio, así como la ubicación de algunas fallas o fracturas existentes en Huandacareo.



Fuente: INEGI, 2010.

Ilustración 3.5 Mapa Geológico de Huandacareo, Mich.

3.1.7. EDAFOLOGÍA

Los tipos de suelo existentes en el municipio de Huandacareo se reducen a cuatro: en mayor proporción el Vertisol con un 63.11%, siguiéndole el Luvisol con un 15.51%, posteriormente el Phaeozem con un 15.10% y en menor cantidad el Solonchak con un 1.26%.

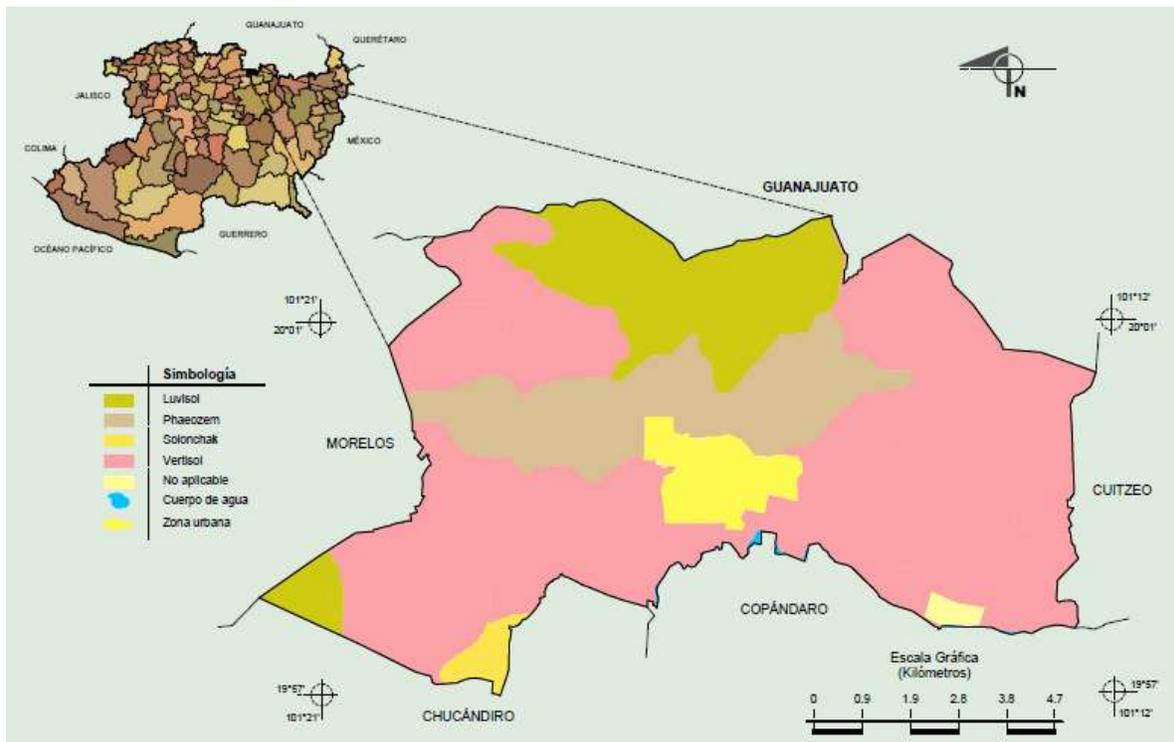
En la tabla 3.4 se muestra la información edafológica del municipio de Huandacareo.

Tabla 3.4 Edafología del Municipio de Huandacareo, Mich.

EDAFOLOGÍA	
Suelo dominante	Vertisol (63.11%), Luvisol (15.51%), Phaeozem (15.10%) y Solonchak (1.26%)

Fuente: INEGI, 2010.

En el siguiente mapa edafológico (Ilustración 3.6) se muestra la ubicación con mayor precisión de cada uno de los suelos existentes en el municipio.



Fuente: INEGI, 2010.

Ilustración 3.6 Mapa edafológico del Municipio de Huandacareo, Mich.

3.1.8. CLIMA

La temperatura en el municipio de Huandacareo oscila entre los 14 a 18°C, con una precipitación pluvial anual de los 700 a 1000 mm.

El clima predominante en Huandacareo es templado subhúmedo con lluvias en verano.

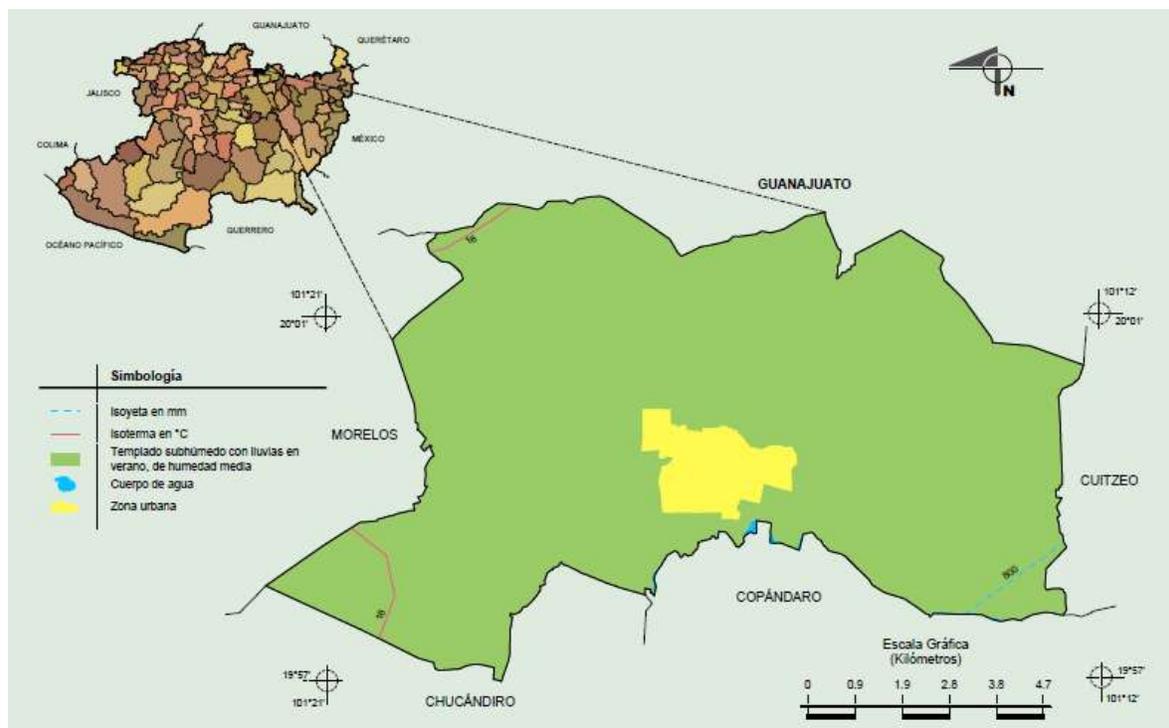
En la tabla 3.5 se muestran los datos referentes al clima del municipio.

Tabla 3.5 Clima en el Municipio de Huandacareo, Mich.

CLIMA	
Rango de temperatura	14-18 °C
Rango de precipitación	700-1 000 mm
Clima	Templado subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media (100%)

Fuente: INEGI, 2010.

En la ilustración 3.7 se muestra el mapa del clima del municipio de Huandacareo.



Fuente: INEGI, 2010.

Ilustración 3.7 Mapa del clima del Municipio de Huandacareo, Mich.

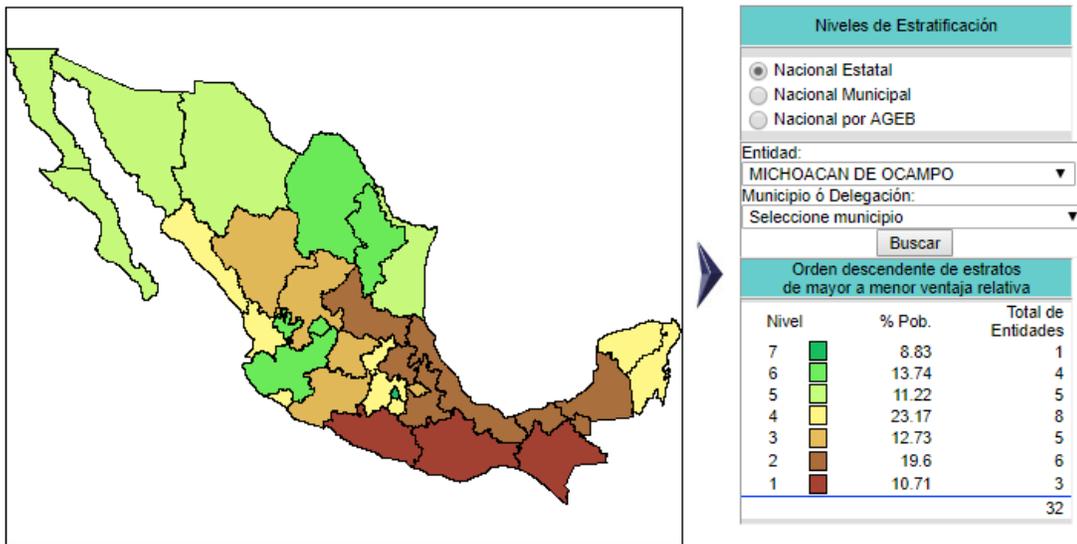
3.2. MARCO SOCIAL

3.2.1. NIVEL SOCIOECONÓMICO

El Instituto Nacional de Estadística y Geografía junto con el Consejo Nacional de Población (INEGI-CONAPO) ofrece una clasificación con base en indicadores de las Áreas Geo Estadísticas Básicas (AGEBs) con la finalidad de ofrecer información diversa de las condiciones económicas y sociales características de cada población,

pudiendo hacer un resumen comparativo de los estados y municipios que conforman el territorio nacional.

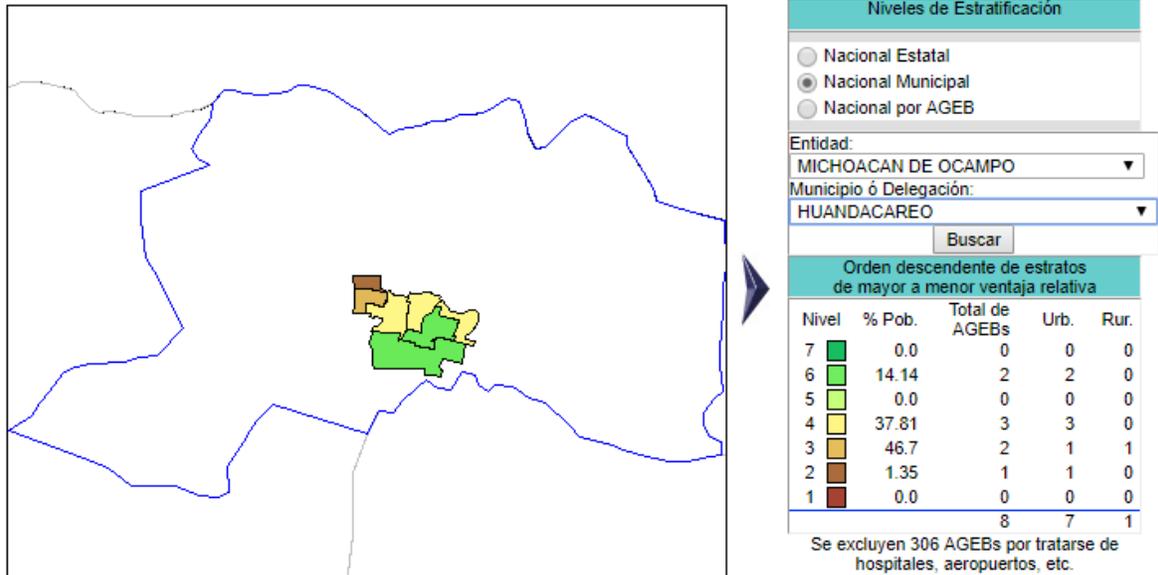
En la ilustración 3.8 se aprecia la división de estratos socioeconómicos en el país, observando el estrato al cual pertenece el estado de Michoacán, en una escala del 7 al 1 siendo 7 el mejor valor de bienestar y 1 el peor valor de bienestar social. Michoacán se encuentre en un valor de 3, considerándolo con un valor de bienestar bajo, pero no el peor.



Fuente: INEGI, 2017.

Ilustración 3.8 Clasificación socioeconómica de entidades federativas de México.

Explorando en el programa, pero ahora viéndolo desde una perspectiva municipal se aprecia en la Ilustración 3.9, se asignan índices de 6, 4, 3 y 2 predominando en su mayoría el índice 6 y 4, a lo que le corresponde un valor de bienestar social entre el rango de regular a bueno. Además, analizando la tabla anexa a la ilustración, nos dice que, el 14.4% corresponde a población que encaja en el nivel residencial, el 84.51% de la población pertenece a un nivel medio, y por último un 1.35% a un nivel popular.



Fuente: INEGI, 2017.

Ilustración 3.9 Clasificación socioeconómica del municipio de Huandacareo.

3.2.2. ACTIVIDADES PRINCIPALES

Su actividad económica se centra principalmente en la agricultura; produciendo maíz, trigo y verduras. El turismo; contando con una zona de balnearios con 7 parques acuáticos, una zona arqueológica conocida como “La Nopalera” y la presa de San Cristóbal. La producción de ganado porcino y vacuno. Su gastronomía; comercializando con platillos como lo son las carnitas y la barbacoa. Y por último la fabricación de artesanías empleando materiales como el algodón y fibras vegetales para elaborar con ellos objetos como: cestos, canastos y tapetes, así como la confección de sombreros de palma. (INAFED, 2010)

3.2.3. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

El censo del INEGI del año 2010 dice que la población de Huandacareo como cabecera municipal en el año 2010 es de 6736 habitantes de los cuales 3190 son hombre y 3546 son mujeres.

Analizando los datos de la tabla 3.6 la población en general ha presentado un crecimiento sustancial ya que en aproximadamente 110 años la población huandacareense ha aumentado en un 300%.

Tabla 3.6 Población histórica de la población de Huandacareo, Michoacán.

EVEN TO CENSAL	FUENTE	TOTAL DE HABITANTES	HOMBRES	MUJERES
1900	Censo	2021	999	1022
1910	Censo	2725	1326	1399
1921	Censo	2695	1298	1397
1930	Censo	2923	1348	1575
1940	Censo	3445	1674	1771
1950	Censo	4121	1974	2147
1960	Censo	5483	2695	2788
1970	Censo	5952	-	-
1980	Censo	6723	3267	3456
1990	Censo	7319	3536	3783
1995	Conteo	7032	3224	3808
2000	Censo	6700	3055	3645
2005	Conteo	6395	2944	3451
2010	Censo	6736	3190	3546

Fuente: ARCHIVO INEGI, 2010.

En la Ilustración 3.10 se presenta una gráfica obtenida con los datos históricos de la población, apreciando las altas y las bajas que ha tenido la población de Huandacareo en los últimos 110 años.

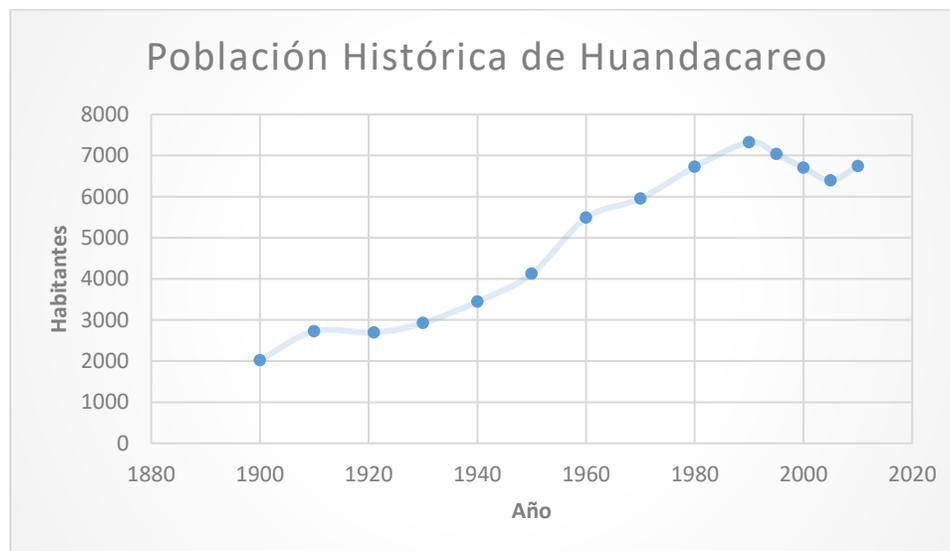


Ilustración 3.10 Gráfica de la Población de Huandacareo, Michoacán.

Capítulo 4

**ESTADO ACTUAL DEL
SISTEMA DE AGUA POTABLE,
ALCANTARILLADO Y
SANEAMIENTO**

4. ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

El funcionamiento óptimo del sistema de tratamiento, dependerá de varios factores, uno de ellos, es hacer un diagnóstico acertado de las condiciones del entorno, que nos llevan a elegir un sistema de tratamiento adecuado a las necesidades del lugar. Aunado a esto, es indispensable contar con instalaciones previas, que brindan un buen funcionamiento del sistema de tratamiento, tales como lo es una red de colectores, que sea capaz de captar toda el agua servida en la comunidad y enviarla al sitio previsto para su tratamiento.

En el presente capítulo se informa del estado actual del sistema de agua potable, alcantarillado y saneamiento de la población de Huandacareo, Mich.

4.1. COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE

La población de Huandacareo, tiene un total de 2880 viviendas particulares, de ellas 1907 se encuentran habitadas y 888 se encuentran deshabitadas.

En la tabla 4.1 se aprecian las características que presentan las viviendas de Huandacareo, Michoacán. Se visualiza que existen 1879 viviendas con servicio de agua potable, es decir el 98.53% de las viviendas particulares habitadas cuentan con el servicio de agua entubada.

Tabla 4.1 Características de las viviendas de la población de Huandacareo, Michoacán.

VIVIENDAS	TOTAL
Particulares	2880
Habitadas	1954
Particulares habitadas	1907
Particulares no habitadas	888
Con recubrimiento en piso	1834
Con energía eléctrica	1391
Con agua entubada	1879
Con drenaje	1870
Con servicio Sanitario	1874
Con 3 o más ocupantes por cuarto	0

Fuente: INEGI, 2016.

4.2. COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE ALCANTARILLADO

La cobertura que tiene la población de Huandacareo en el servicio de alcantarillado, es muy similar al de agua potable; de las 1907 viviendas particulares habitadas, 1870 cuentan con el servicio de drenaje. Es decir, solo 37 viviendas particulares no cuentan con el servicio de drenaje. Hablando en porcentajes el 98.06% disponen de este servicio. Tales cifras se pueden apreciar en la tabla 4.1 Características de las viviendas de la población de Huandacareo, Michoacán.

4.3. COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE SANEAMIENTO

La localidad de Huandacareo cuenta con un sistema de tratamiento de aguas residuales, el cual en la actualidad se encuentra en desuso y abandonado. Esto debido a varias razones, la principal es que se cuenta con una planta paquete a base de tinacos, lo cual es muy difícil y poco probable que se ajuste a las necesidades del lugar. Lo anterior denota la falta de un proyecto específico para el tratamiento de las aguas residuales.

Como anteriormente se ha comentado, una planta de tratamiento de aguas residuales debe atender a las necesidades propias del lugar, incluyendo demandas de contaminantes, costos de construcción y operación, que finalmente la comunidad es quien termina cubriendo dichos gastos.

En la Ilustración 4.1, se muestra desde el perímetro, la planta tratadora de aguas residuales existente en la localidad de Huandacareo, Mich.



Ilustración 4.1 Perímetro de Planta Tratadora de Aguas residuales en Huandacareo, Mich.

En desuso es la situación actual de la Planta Tratadora de Aguas Residuales de Huandacareo, corroborándolo en la ilustración 4.2.



Ilustración 4.2 Planta Tratadora de Aguas Residuales en desuso, en Huandacareo, Mich.

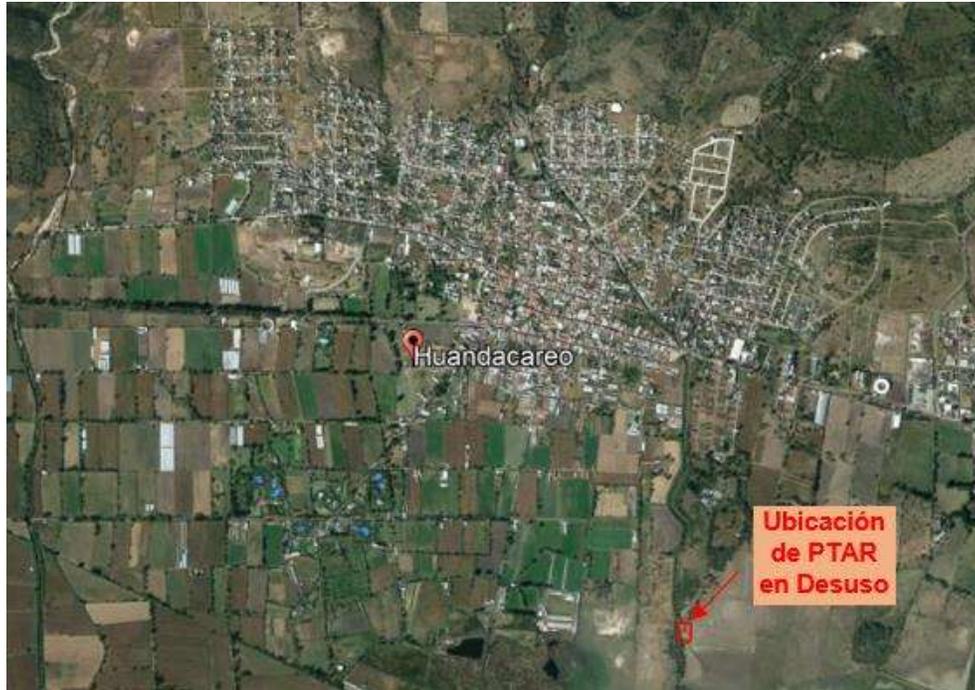


En la ilustración 4.3 se nota el crecimiento no deseado de la maleza en la zona de tratamiento.



Ilustración 4.3 Maleza crecida en la Planta Tratadora de Aguas Residuales de Huandacareo, Mich.

En la ilustración 4.4, se muestra un mapa de la ubicación actual de la planta en desuso, la cual se encuentra situada al Sureste de la población de Huandacareo, colindando con la ribera del Lago de Cuitzeo.



Fuente: Google Earth, 2018

Ilustración 4.4 Ubicación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales en Desuso de Huandacareo, Mich.

4.3.1. INFRAESTRUCTURA DE PROYECTO

Por lo anteriormente mencionado, se optó por elegir otro tipo de tratamiento de aguas residuales, que sea más adecuado y que permita explotar los recursos que nos brinda la zona, tales como el espacio, así como el uso de la propia vegetación del lugar, planteando una alternativa más económica tanto en su construcción, como en su operación.

La nueva planta de tratamiento de la población de Huandacareo, se deberá construir tras demoler la existente. Utilizando el predio existente.

En la ilustración 4.5, se muestra el sitio propuesto para la nueva planta de tratamiento de aguas residuales, y se aprecia la ubicación en planta, del emisor de la red de colectores de aguas servidas de la comunidad.



Fuente: Google Earth, 2018

Ilustración 4.5 Ubicación de la nueva Plata de Tratamiento de Aguas Residuales de Huandacareo, Michoacán con respecto a la PTAR antigua.

Capítulo 5

ESTUDIOS PRELIMINARES



5. ESTUDIOS PRELIMINARES

El buen desarrollo de un proyecto, siempre se verá respaldado por estudios previos, que nos permiten saber en qué situación nos encontramos. Tales estudios implican una investigación a fondo de las condiciones actuales del lugar, por ejemplo: el espacio, las instalaciones, los medios de acceso y la ubicación que se tienen, por mencionar algunas.

En este capítulo se dará un panorama general y actual que nos permitirá planear y diseñar nuestra planta de tratamiento de aguas residuales.

5.1. UBICACIÓN DEL SITIO DE LA PLANTA

La planta de tratamiento de aguas residuales, se ubicará al suroeste de Huandacareo, a la orilla de la población.

Como anteriormente se dijo, se considerará la demolición de la planta de tratamiento actual, con la intención de aprovechar el espacio, y para no tener que hacer una conexión adicional, del lugar donde se encuentra el emisor, a otro sitio donde pudiese ubicarse la nueva planta. Logrando con ello un ahorro económico para nuestro proyecto.

En la Figura 5.1 se muestra la disposición de la PTAR de la comunidad de Huandacareo Michoacán.



Fuente: Google Earth, 2018

Ilustración 5.1 Ubicación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

5.2. CARACTERIZACIÓN DE LA DESCARGA DE AGUA RESIDUAL

Conocer la cantidad y la naturaleza de los contaminantes que tiene el agua es lo que se conoce con caracterización. Desarrollar una buena caracterización del agua residual permitirá una determinación correcta del tipo de tratamiento a realizar.

Pero, caracterizar las aguas residuales no es tan sencillo, esto implica que en todos y cada uno de los procesos previos a la determinación del tipo de tratamiento, se cuente con personal capaz y preparado para desarrollar las actividades que desempeñarán.

El proceso previo a la determinación del tipo de tratamiento comienza con la obtención de la muestra del agua a tratar, dicha muestra debe de ser representativa y debe de seguir todo un protocolo para su obtención, el protocolo deberá estar normado y se deberá de seguir al pie de la letra para conseguir la representatividad. Y posteriormente le sigue el análisis físico, químico y biológico del agua residual, tal análisis debe de acatarse a la normatividad existente, asegurando que el análisis de los resultados sea preciso y certero.

Este estudio requerirá un análisis detallado en la elección del tipo de muestra, el número de ellas y los parámetros a analizar por lo que se deberá tener cuidado en el estudio, siempre evitando, realizar pruebas innecesarias para cumplir con el objetivo propuesto.

Realizar el estudio de la caracterización del agua residual de la población de Huandacareo fue complicado, debido a la falta de recurso. Sin embargo, para objetos del estudio se tomaron en cuenta la composición típica del agua residual tipo doméstica, expresada en la tabla del libro de Ingeniería de Aguas Residuales de Metcalf & Eddy. En la tabla 5.1 se ilustran los valores de la composición típica del agua que se utilizarán como base para el diseño del tratamiento de aguas residuales de la población de Huandacareo, Mich.

Tabla 5.1 Composición típica del agua residual doméstica bruta

Composición típica del agua residual doméstica bruta				
Contaminantes	Unidades	Concentración		
		Débil	Media	Fuerte
Sólidos Totales (ST)	mg/l	350	720	1200
Disueltos, totales (SDT)	mg/l	250	500	850
Fijos	mg/l	145	300	525
Volátiles	mg/l	105	200	325
Sólido en suspensión (SS)	mg/l	100	220	350
Fijos	mg/l	20	55	75
Volátiles	mg/l	80	165	275
Sólidos sedimentables	mg/l	5	10	20
Demanda Bioquímica de Oxígeno, mg/l:				
5 días, 20°C (DBO 5, 20°C)	mg/l	110	220	400
Carbono orgánico total (COT)	mg/l	80	160	290
Demanda bioquímica de Oxígeno (DQO)	mg/l	250	500	1000
Nitrógeno (total en forma N)	mg/l	20	40	85
Orgánico	mg/l	8	15	35
Amoníaco libre	mg/l	12	25	50
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fosforo (total en la forma P)	mg/l	4	8	15
Orgánico	mg/l	1	3	5
Inorgánico	mg/l	3	5	10
Cloruros*	mg/l	30	50	100
Sulfato*	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	50	100	200
Grasa	mg/l	50	100	150
Coliformes totales*	Nº/100 ml	106-107	107-108	107-109
Compuestos orgánicos volátiles (COVs)	µg/l	<100	100-400	>400

Fuente: Metcalf & Eddy, 1996.

5.2.1. MÉTODOS DE MUESTREO

Para poder hacer una determinación analítica se debe partir de un muestreo, cuyo objetivo principal es brindar una muestra de materia cuya cantidad sea lo suficientemente pequeña, pero que garantice que sea representativa de todas las características del material en conjunto. Además, el tamaño de la muestra debe ser lo más pequeño posible que no ponga en riesgo su transporte, y que sea el suficiente para realizar el análisis de su composición. El responsable de la validez del estudio, será quien haya transportado y manipulado las muestras, teniendo el debido cuidado siempre que esté en contacto con la muestra, cuidando de alterarla ya que pudiera modificar su composición y con ello su representatividad. (MANUAL DE PRÁCTICAS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO, UMSNH, 2015)

Una **muestra simple**, es aquella que es tomada en el punto de descarga, de manera continua, en un día normal de operación que refleje cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga, durante el tiempo necesario para completar cuando menos, un volumen suficiente para que lleven a cabo análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargado en el sitio y en el momento del muestre. (NOM-001-SEMARNAT-1996)

Y una **muestra compuesta** es la que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la tabla 2 que describe la frecuencia con la que se hará el muestreo, en base a las horas por día que opera el proceso generador de la descarga y el número de muestras simples. (NOM-001-SEMARNAT-1996)

Tabla 5.2 Frecuencia de muestreo

Horas por día que opera el proceso generador de la descarga	Número de muestras simples	Intervalo entre toma de muestras simples (horas)	
		Mínimo	Máximo
Menor que 4	Mínimo 2	N.E.	N.E.
De 4 a 8	4	1	2
Mayor que 8 hasta 12	5	2	3
Mayor que 12 y hasta 18	6	2	3
Mayor que 18 y hasta 24	6	3	4
N.E. No especificado			

Fuente: NOM-001-SEMARNAT-1996

El volumen necesario de cada muestra simple para formar una muestra compuesta, deberá ser proporcional al caudal de la descarga en el momento su toma y se determina mediante la siguiente ecuación.

$$VMSi = VMC \times \left(\frac{Qi}{Qt} \right)$$

Dónde:

VMSi= Volumen de cada una de las muestras simples “i”, en litros.

VMC= Volumen de la muestra compuesta necesario para realizar la totalidad de los análisis de laboratorio requeridos, en litros.

Qi= Caudal medido en la descarga en el momento de tomar la muestra simple.

Qt= Sumatoria de Qi hasta Qn, en litros por segundo.

Para el caso de la población de Huandacareo, se omitirá éste paso, por la falta de recurso y se optó por tomar los valores que arroja la bibliografía de Metcalf & Eddy, eligiendo los valores correspondientes a la Concentración media, debido a que si se toman los valores de concentración fuerte pudiéramos sobredimensionar la planta o por el contrario subdimensionarla.

5.2.2. AFORO

El objetivo de determinar el aforo es medir un caudal de agua y por lo general la forma en la que se lleva a cabo este se puede clasificar en los tres grupos que se presentan a continuación, así como las modalidades empleadas en cada uno de ellos.

Métodos de Aforo Directo: Son aquellos que expresan el caudal como una función de volumen sobre tiempo.

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

Algunos aforos que emplean este principio son: el aforo gravimétrico, volumétrico, químico y los medidores de hélice.

Métodos de Área-Velocidad: Son aquellos que miden la velocidad del caudal en puntos estratégicos de la sección transversal. Estos métodos son útiles en la determinación del caudal en canales y tuberías. Ya que la velocidad varía dependiendo de la posición y ubicación donde se realizó el aforo.

Métodos que utilizan contracciones o dispositivos: Logrando con ellos secciones de control.

Para nuestro estudio no se aplicará el aforo, por lo que se tomarán valores de la bibliografía.

5.3. CUERPOS RECEPTORES

El único cuerpo receptor de las aguas residuales de la población de Huandacareo es el Lago de Cuitzeo ubicado junto a la planta de tratamientos de aguas residuales propuesta, la realización de este proyecto es con la intención de mejorar el estado actual del agua del Lago de Cuitzeo ya que algunas poblaciones aledañas ya cuentan con una PTAR y a las poblaciones que no cuentan con una planta se pretende motivar para que se decidan a adoptar un Sistema de tratamiento de aguas residuales.

5.4. APROVECHAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL

La población de Huandacareo no cuenta con un tratamiento de agua residual en servicio, por lo que el aprovechamiento de este recurso es nulo. Sin embargo, una vez empleando el tratamiento de las aguas residuales que en este documento se propone, se prevé que toda el agua tratada sea vertida al Lago de Cuitzeo, intentando con ello que el nivel de las aguas ascienda, ya que, en los últimos años, una porción del Lago ha llegado a secarse.

5.5. ÁREA DE ESTUDIO

La información previa para el estudio del sistema de tratamiento de aguas residuales de la población de Huandacareo, se obtendrá en base al análisis de los siguientes puntos: RÉGIMEN DE TENENCIA DE TIERRA, TOPOGRAFÍA, ÁREA DISPONIBLE Y TIPO DE SUELO.

5.5.1. RÉGIMEN DE TENENCIA DE LA TIERRA

El régimen de tenencia de la tierra la poseen dos partes, una parte es propiedad privada, que es el espacio que se demolerá de la planta de tratamiento en desuso que le corresponde al ayuntamiento, y otra parte, es federal, previendo que la planta de tratamiento incremente sus espacios debido a la variación en el tipo de tratamiento.

5.5.2. TOPOGRAFÍA

La topografía de la población de Huandacareo tiene un desnivel aproximado de 80 metros dentro de la comunidad, teniendo viviendas al noroeste de la población con elevaciones altas de 1920 msnm y hacia el sur con elevaciones bajas de hasta 1840 metros. Hacia el sur, en los puntos más bajos de la población es donde se propone ubicar la PTAR.

En la ilustración 5.2 se muestra la topografía de la zona, así como las calles principales de la población.

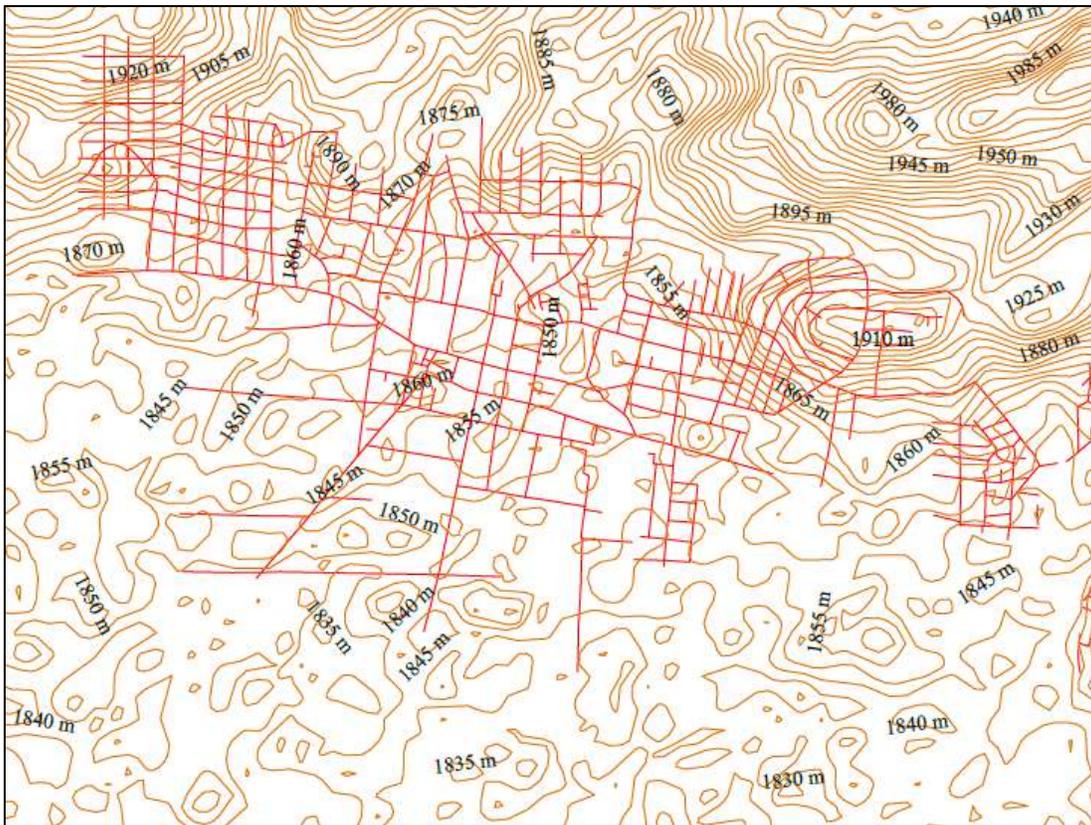


Ilustración 5.2 Topografía de la población Huandacareo, Mich.

5.5.3. ÁREA DISPONIBLE

El área destinada para la planta tratadora del agua residual de la población de Huandacareo mostrada en la ilustración 4.5 es 23 426 m², valor superior a el área requerida para el tratamiento la cual es de aproximadamente 2 hectáreas, por lo que el espacio no representaría un problema para la alternativa de tratamiento.

5.5.4. TIPO DE SUELO

El tipo de suelo existente en la zona destinada al tratamiento de las aguas residuales de la población de Huandacareo se aprecia en la ilustración 5.3 en conjunto con la ilustración 5.4 el cual es el Vertisol.



Fuente: INEGI, 1979.

Ilustración 5.3 Mapa Edafológico de Huandacareo

S I M B O L O G I A				
UNIDADES DE SUELO		FERRALSOL	PODZOL	
		ROSO HUMED ORTIG PUNTE RIBED MATEO	GLYED HUMED ORTIG PLAGO	
ACRISOL	A Al Ag Ah Ap	FLUVISOL	PODZOLUVISOL	D Dd De Dp
ELRICO GLYED HUMED ORTIG PUNTE		CALCARO DETRIC ESTRUC SLEYO TANCO	GLYED GLYED GLYED	
ANDOSOL	T Tb Tm Te Tv	GLEYSOL	RANKER	U
HUMED MOJED OJICO YTRIC		GLYED CALCARO DETRIC ELRICO HUMED MOJED PUNTE VERTIC	REGOSOL	R Rb Rd Re Rm
ARENOSOL	Q Qa Qc Qd Qf	HISTOSOL	RENOSINA	E
ALICE CAMBO FERRALIC LUNCO		DETRIC ESTRUC	SOLOCHAK	Z Zb Zm Zr Zt
CAMBISOL	B Ba Bc Bd Be Bf Bg Bh Bi	LITOSOL	SOLONETZ	S Sb Sg Sm Sp
ORLICO ORONCO SOPRICO ELRICO FERRALIC GLYED HUMED MOJED VERTIC		LUVISOL	ALICE GLYED MOJED ORTIG	
CASTANOEZEM	K Ka Kb Kd	NITOSOL	VERTISOL	V Vb Vp
GLYED ORTIG HAPLE LUNCO		DETRIC GLYED PUNTE VERTIC	ROSO PLUGO	
CHERNOZEM	C Cb Cd Ce	PLANOSOL	XEROSOL	X Xb Xg Xh Xd
GLYED HAPLE LUNCO		DETRIC ESTRUC HUMED MOJED SOLUCO	GLYED LUNCO HAPLE LUNCO	
FEZEM	H Hb Hc Hd He		YERMOSOL	Y Yb Yg Yh Yd Yf
CALCARO GLYED HAPLE LUNCO			GLYED ORTIG HAPLE LUNCO MOJED	

Fuente: INEGI, 1979.

Ilustración 5.4 Simbología del mapa edafológico de Huandacareo

El Vertisol es un suelo muy arcilloso, que se mezcla, con gran proporción de arcillas expandibles, son suelos que forman grietas anchas y profundas desde la superficie hacia abajo cuando se secan.

Es un suelo pesado arcilloso, que se mezcla a partir de arcillas expandibles producidas por neoformación a partir de la meteorización de rocas. El ambiente en el que este tipo de suelo se presenta es en aquellos ambientes en los que presentan una alternancia clara entre la estación seca y húmeda, como lo son ambientes tropicales, semiáridos, subhúmedos y húmedos. La extracción y contracción alternada de arcillas expandibles resulta en grietas en la estación seca, y formación de *slickensides* y agregados estructurales cuneiformes en el suelo subsuperficial.

El Vertisol es un suelo que en los climas semiáridos se emplea para el pastoreo principalmente. Este suelo tiene considerable potencial agrícola. Su fertilidad química y su presencia en planicies es una ventaja del Vertisol. Las características físicas del suelo y, notablemente, su difícil manejo del agua causa problemas. Los edificios y otras estructuras corren riesgos.

El uso en la agricultura del Vertisol va desde producción de cultivos post-estación lluviosa con cultivos como mijo, sorgo, algodón y garbanzos, hasta agricultura bajo riego como el algodón, trigo, cebada, sorgo, garbanzos, lino y caña de azúcar. Y es apropiado para todos aquellos cultivos que tienen un sistema radicular vertical, que no se daña severamente con el agrietamiento del suelo. (FAO, 2006)

5.6. DIAGNÓSTICO DE LAS CONDICIONES ACTUALES

Es importante saber si se cuenta con las instalaciones necesarias para que el agua pueda acceder a la planta de tratamiento, y si en determinado caso, estas no existieran, adecuar el proyecto para que ajuste y atienda a las necesidades de la población de Huandacareo.

5.6.1. NECESIDADES DEL TRATAMIENTO

La población de Huandacareo, Michoacán actualmente cuenta con una planta de tratamiento de aguas residuales, la cual nunca ha operado debido a que es una PTAR paquete, que no ajusta a las necesidades de tratamiento de la comunidad.

Sin embargo, la necesidad del tratamiento del agua en la población es eminente, ya que su agua residual se vierte directamente al segundo lago más grande del país; el lago de Cuitzeo y hacer caso omiso, en poco tiempo terminaremos por acabar con la vida de dicho lago.

Cabe resaltar que en los últimos años una parte del lago de Cuitzeo se ha secado, y desatado grandes tolvánicas, poniendo en riesgo la salud de las comunidades que se encuentran alrededor ya respiran todos los contaminantes que se transportan por el viento.

Al día de hoy la población de Huandacareo cuenta con una red de colectores, capaz de captar toda el agua residual de la comunidad, y esta instalación termina justo donde se ha propuesto ubicar nuestra nueva planta de tratamiento, en la cual se logrará eliminar todos aquellos contaminantes que son nocivos para el lago de Cuitzeo y por ende para la población.

5.6.2. USOS DEL AGUA RESIDUAL

Como anteriormente se comentó uno de los objetivos de tratar el agua es para que esta una vez tratada se vierta al lago de Cuitzeo teniendo la certeza de que al hacerlo se contribuirá a mejorar las condiciones del lago que por mucho tiempo ha sido el sustento económico de familias que se han dedicado a la pesca y día a día a mermado por las sequías que últimamente ha presentado.

Por todo lo anterior el agua tratada no tendrá un uso en particular, ya que está se verterá al lago para que este prevalezca.

5.6.3. LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES CONFORME A LA NORMATIVA VIGENTE.

La SEMARNAT (Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales), cuenta con normas, algunas de ellas expresan los límites máximos permisibles de las descargas a los cuerpos de agua propiedad de la nación, su uso y el proceso que se le debe dar a los lodos resultados del tratamiento de agua, para que estos no perjudiquen al ambiente.

Los límites máximos de contaminantes se determinan en base a que su presencia en el cuerpo de agua no tenga un efecto nocivo para el ecosistema.

5.6.3.1. NOM-001-SEMARNAT-1996

Esta norma, es una norma oficial mexicana que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en la descarga de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, en este caso para el lago de Cuitzeo.

En ella se hacen las siguientes aclaraciones:

- La concentración de contaminantes básicos, metales pesados y cianuros para las descargas de aguas residuales, no deberán exceder los valores indicados como límite máximo permisible expresado en las tablas 5.3 y 5.4 de este documento. (NOM-001-SEMARNAT-1996)
- El rango permisible del pH (potencial de hidrógeno) es de 5 a 10 unidades. (NOM-001-SEMARNAT-1996)
- Cuando se haga la determinación por patógenos se tomará como indicador los coliformes fecales, y su límite máximo para las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, así como su descarga vertidas a suelo es de 1000 y 2000 como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml para el promedio mensual y diario respectivamente. (NOM-001-SEMARNAT-1996)
- Cuando se determine la contaminación por parásitos se tomará como indicador los huevos de helminto. Y su límite máximo para descargas vertidas al suelo será de un huevo de helminto por litro para riego restringido y de 5 huevos por litro para riego no restringido. (NOM-001-SEMARNAT-1996)

En la tabla 5.3 se enuncian los límites máximos permisibles para contaminantes básicos.

Tabla 5.3 Límites máximos permisibles para contaminantes básicos.

PARÁMETROS	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BÁSICOS																			
	RÍOS				EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES						AGUAS COSTERAS						SUELO			
	Uso en riego agrícola (A)		Uso Público Urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso Público Urbano (C)		Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)		Recreación (B)		Estuarios (B)		Uso en riego Agrícola (A)		Humedales naturales (B)	
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
Temperatura °C (1)	N.A.	N.A.	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	N.A.	N.A.	40	40
Grasas y Aceites (2)	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25
Materia Flotante (3)	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente
Sólidos Sedimentables (ml/l)	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	N.A.	N.A.	1	2
Sólidos Suspendidos Totales	150	200	75	125	40	60	75	125	40	60	150	200	75	125	75	125	N.A.	N.A.	75	125
Demanda Bioquímica de Oxígeno	150	200	75	150	30	60	75	150	30	60	150	200	75	150	75	150	N.A.	N.A.	75	150
Nitrógeno Total	40	60	40	60	15	25	40	60	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
Fósforo Total	20	30	20	30	5	10	20	30	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

(1) Instantáneo

(2) Muestra Simple Promedio Ponderado

(3) Ausente según el Método de Prueba definido en la NMX-AA-006.

P.D.= Promedio Diario; P.M.= Promedio Mensual; N.A.= No es aplicable (A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos.

Fuente: NOM-001-SEMARNAT-1996

La tabla 5.4 muestra los límites máximos permisibles para metales y cianuros

Tabla 5.4 Límites Máximos Permisibles para Metales Pesados y Cianuros

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS																				
PARÁMETROS (*)		RÍOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS				SUELO				
(miligramos por litro)	Uso en riego agrícola (A)	Uso Público Urbano (B)	Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)	Uso Público Urbano (C)	Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)		Recreación (B)	Estuarios (B)		Uso en riego Agrícola (A)		Humedales naturales (B)						
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
Arsénico	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2
Cadmio	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.05	0.1	0.1	0.2
Cianuro	1	3	1	2	1	2	2	3	1	2	1	11	1	3	1	2	2	3	1	2
Cobre	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6
Cromo	1	1.5	0.5	1	0.5	1	1	1.5	0.5	1	0.5	1	1	1.5	0.5	1	0.5	1	0.5	1
Mercurio	0.01	0.02	0	0	0.01	0.01	0	0	0	0	0.01	0.02	0.01	0.01	0	0	0.01	0.01	0.01	0.01
Níquel	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4
Plomo	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	5	10	0.2	0.04
Zinc	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20

(*) Medidos de manera total.

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

(A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos.

Fuente: NOM-001-SEMARNAT-1996

5.6.3.2. NOM-004-SEMARNAT-2002

Esta norma establece las especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes en los lodos para su aprovechamiento y disposición final. Ya que, en caso de no darles una disposición final adecuada, contribuyen de manera importante a la contaminación de la atmósfera, de las aguas y del suelo, afectando en general a todo el ecosistema.

En la tabla 5.5 se enuncian los límites máximos permisibles de metales pesados en biosólidos.

Tabla 5.5 Límites Máximos Permisibles de Metales Pesados en Biosólidos

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS EN BIOSÓLIDOS		
CONTAMINANTE (determinados en forma total)	EXCELENTES mg/kg en base seca	BUENOS mg/kg en base seca
Arsénico	41	75
Cadmio	39	85
Cromo	1 200	3 000
Cobre	1 500	4 300
Plomo	300	840
Mercurio	17	57
Níquel	420	420
Zinc	2 800	7 500

Fuente: NOM-004-SEMARNAT-2002

En la tabla 5.6 se muestran los límites máximos permisibles de patógenos y parásitos en los lodos biosólidos.

Tabla 5.6 Límites Máximos Permisibles de Patógenos y Parásitos en los Lodos y Biosólidos

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA PATÓGENOS Y PARÁSITOS EN LODOS Y BIOSÓLIDOS			
CLASE	INDICADOR BACTERIOLÓGICO DE CONTAMINACIÓN	PATÓGENOS	PARÁSITOS
	Coliformes fecales NMP/g en base seca	<i>Salmonella spp.</i> NPM/g en base seca	Huevos de helmintos/g en base seca
A	Menor de 1 000	Menor de 3	Menor de 1(a)
B	Menor de 1 000	Menor de 3	Menor de 10
C	Menor de 2 000 000	Menor de 300	Menor de 35

(a) Huevos de helminto viables

Fuente: NOM-004-SEMARNAT-2002

5.6.4. ANÁLISIS DE LA COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Al no contarse con el recurso económico para costear el estudio de la composición de las aguas residuales en sitio, para cuestiones de diseño se tomarán valores típicos de la bibliografía de Metcalf & Eddy, 1996 que se expresan a continuación en la tabla 5.7.

Tabla 5.7 Composición típica del agua residual doméstica bruta.

Composición típica del agua residual doméstica bruta

Contaminantes	Unidades	Concentración
		Media
Sólidos Totales (ST)	mg/l	720
Disueltos, totales (SDT)	mg/l	500
Fijos	mg/l	300
Volátiles	mg/l	200
Sólido en suspensión (SS)	mg/l	220
Fijos	mg/l	55
Volátiles	mg/l	165
Sólidos sedimentables	mg/l	10
Demanda Bioquímica de Oxígeno, mg/l: 5 días, 20°C (DBO 5, 20°C)	mg/l	220
Carbono orgánico total (COT)	mg/l	160
Demanda bioquímica de Oxígeno (DQO)	mg/l	500
Nitrógeno (total en forma N)	mg/l	40
Orgánico	mg/l	15
Amoníaco libre	mg/l	25
Nitritos	mg/l	0
Nitratos	mg/l	0
Fosforo (total en la forma P)	mg/l	8
Orgánico	mg/l	3
Inorgánico	mg/l	5
Cloruros*	mg/l	50
Sulfato*	mg/l	30
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	100
Grasa	mg/l	100
Coliformes totales*	N°/100 ml	107-108
Compuestos orgánicos volátiles (COVs)	µg/l	100-400

Fuente: Metcalf & Eddy, 1996.

Capítulo 6

**DISEÑO DE INGENIERÍA
BÁSICA DE LAS
UNIDADES DE
TRATAMIENTO**

6. DISEÑO DE INGENIERÍA BÁSICA DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO

El funcionamiento adecuado de un sistema de tratamiento de aguas residuales, depende de varios factores que ya se han explicado en capítulos anteriores, como lo son: la caracterización, la toma de muestra, el transporte de la muestra, la correcta elaboración de las pruebas, la interpretación de los resultados, etc. Sin embargo, el diseño numérico del tren de tratamiento es de los más importantes ya que en base a él se dimensionarán todas las unidades que constituyen el sistema de tratamiento.

6.1. EVALUACIÓN DEL TREN DE TRATAMIENTO

A continuación, se explicará las características de las diferentes etapas que conforman el tratamiento en una planta tratadora de aguas residuales (PTAR), sus ventajas y desventajas, así como el proceso en que estas se utilizan. Para posteriormente ya conocidas las características hacer la determinación de las fases que conformaran el tratamiento y su diseño.

6.2. PRETRATAMIENTO

Durante todo el recorrido que el agua residual lleva, desde la salida de los hogares, hasta la entrada a la planta de tratamiento, ésta va arrastrando todo lo que por su paso encuentra dentro de la alcantarilla, además de lo que ya arrojamamos al drenaje desde nuestros hogares. Conteniendo objetos como lo son arena, piedras, bolsas, papeles, trapos, latas etc. Estos materiales no se desean que ingresen a la planta de tratamiento, ya que entorpecen en tratamiento, y ponen en riesgo las instalaciones, produciendo severos desgastes dentro de todas las tuberías y las bombas.

Además de los contaminantes anteriormente enunciados, a la planta también arriban las grasas y aceites que tienen un efecto perjudicial para el tratamiento ya que interfieren en el intercambio de gases entre el agua y la atmósfera.

El tratamiento preliminar prepara al efluente de aguas residuales para su posterior tratamiento, mediante la reducción o eliminación de sólidos grandes, granos abrasivos, olores y en algunos casos altas cargas hidráulicas u orgánicas inaceptables, que, de otra manera, podrían impedir el funcionamiento o

indebidamente incrementar el mantenimiento de los procesos y equipos de las unidades siguientes al tratamiento preliminar. (MAPAS Libro 26, 2015)

A continuación, se describirán algunos elementos que pueden conformar el pretratamiento de una planta tratadora de aguas residuales.

6.2.1. CANAL DE DESVÍO

La caja de llegada es la primera unidad con la cual el agua tiene contacto, tiene la función de interconectar el emisor de la red de alcantarillado y la planta de tratamiento de aguas residuales, además de que permite controlar la cantidad de agua que ingresa a la planta. Este dispositivo además del acceso que tiene al canal de aproximación tiene una salida (canal de desvío) cuya función es desviar el agua residual para que ésta no entre a la planta en los posibles casos como una avenida extraordinaria o alguna reparación que se esté haciendo en la planta.

El canal de desvío deberá diseñarse siguiendo el siguiente procedimiento de cálculo:

- Tiempo de retención hidráulico (TRH)
- Gasto máximo extraordinario= Volumen/TRH

Por lo que el volumen resulta:

- Volumen= Gasto máximo extraordinario*TRH

6.2.2. DESBASTE O TAMIZADO

En las plantas de tratamiento de aguas residuales, las rejillas remueven los contaminantes gruesos procedentes de la corriente para proteger de posibles daños la operación y el equipo de las unidades siguientes. (MAPAS Libro 26, 2015)

Las rejas consisten 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 (Ruiz, 2018).

Los dispositivos utilizados para el desbaste son las rejas de barras, clasificadas de acuerdo a su tamaño en base a la tabla 6.1 siguiente.

Tabla 6.1 Abertura en reja de barras

Tipos de Rejas	Abertura (cm)
Rejas Gruesas	5 – 15
Rejas Medianas	2 – 5
Rejas Finas (rejillas)	1 – 2

Fuente: Ruiz, 2018

Para facilitar la extracción de basura y reducir la tendencia a obstrucción, las rejillas de limpieza manual tienen inclinaciones de 45 a 60 grados con respecto a la horizontal y de 75 a 90 grados para el caso de rejillas de limpieza automática (MAPAS Libro 26,2015)

Las barras de las rejillas de limpieza manual suelen tener de 20 a 50 mm de paso y la inclinación de las barras suelen estar entre 30 y 45 grados respecto a la vertical para facilitar la limpieza. Las rejillas se rastrillan manualmente hacia una placa perforada donde drenan los desechos antes de ser retirados para su eliminación (MAPAS Libro 26,2015).

Los criterios utilizados en su diseño incluyen: el tamaño de la barra, el espaciado, y el ángulo desde la vertical, así como la anchura del cauce y la velocidad de aproximación de las aguas residuales (MAPAS Libro 26,2015)

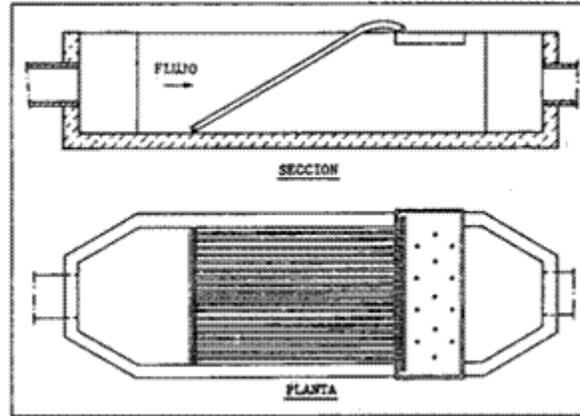
En la tabla 6.2 se muestra una recomendación en para la elección entre rejillas manuales y mecánicas (automáticas).

Tabla 6.2 Información para rejas de barras de limpieza manual y mecánica.

Característica	Limpieza Manual	Limpieza Mecánica
Tamaño de la barra:		
Ancho (mm)	5 – 15	5 – 15
Profundidad (mm)	25 -75	25 – 75
Separación entre barras (mm)	25 – 50	15 – 75
Pendiente en relación a la vertical (grados)	30 – 45	0 – 30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.3 – 0.6	0.6 – 1.0
Pérdida de carga permisible (mm)	150	150

Fuente: Ruiz, 2018

En la ilustración 6.1 se presenta un diagrama de una criba de rejillas vista en sección y en planta.



Fuente: Ortiz, 2005

Ilustración 6.1 Rejas de cribado.

6.2.3. MEDIDOR DE FLUJO TIPO SUTRO

El medidor de flujo tipo “sutro”, es un vertedor con una relación lineal entre la carga y el gasto, por tal razón se le considera como vertedor proporcional. Este tipo de vertedor presenta un rango estrecho para la medición del gasto, sin embargo, posee la característica de que el gasto es una función muy sencilla de la carga.

La ecuación que define el perfil o curva de corte del Vertedor sutro es la siguiente:

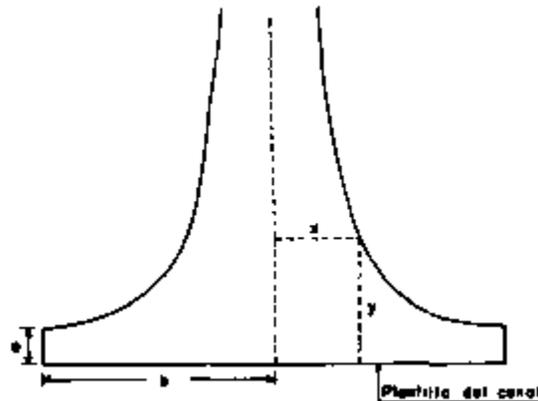
$$x = b \left(1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \sqrt{\frac{y}{a}} \right)$$

En donde a y b definen la altura y el semiancho, respectivamente, del rectángulo base. (ilustración 6.2). La ecuación que define el gasto en función de la carga, es la relación lineal que se muestra a continuación.

$$Q = C_d \sqrt{a} 2b \sqrt{2g} \left(h_1 - \frac{a}{3} \right)$$

En esta fórmula el valor de C_d no cambia apreciablemente con la variación de la carga h_1 ; sin embargo, depende en gran medida de la geometría del canal de llegada. Teniendo en cuenta que el uso de los vertedores Sutor se restringe a gastos pequeños.

En la ilustración 6.2 se muestra la forma y las acotaciones del vertedor sutor.



Fuente: IMTA,1988.

Ilustración 6.2 Diagrama del Vertedor Sutor

6.2.4. DESARENADOR

El desarenado es una parte importante del tratamiento de aguas residuales, evita la abrasión innecesaria y el desgaste de los equipos mecánicos, la deposición de arena en tuberías y canales.

La experiencia en la operación de plantas ha demostrado que la arena está presente en las aguas residuales, normalmente transmitida por los sistemas de alcantarillado separados o combinado, principalmente por el segundo.

Puede esperarse un volumen de arenas de 7 a 80 litros por cada 1000 m³. (Ruiz, 2018)

La instalación de un sistema de desarenado es hoy en día una práctica común para las plantas de tratamiento con equipos mecánicos, ya que la retención de la arena evita que los equipos se deterioren.

Hay tres tipos generales de desarenadores:

- De flujo horizontal, ya sea de configuración rectangular o cuadrada, el flujo pasa a través de la cámara en una dirección horizontal y la velocidad es controlada por las dimensiones de la unidad, una buena distribución del

influyente y un vertedor de control en el extremo efluente ayudan mucho a funcionamiento de la unidad.

- El desarenador aireado consiste en un tanque de aireación en espira donde la velocidad de flujo en espiral es inducida y controlada por las dimensiones del tanque y la cantidad de aire suministrado a la unidad.
- El tipo vórtice consiste en un tanque cilíndrico en el que el flujo entra tangencialmente creando un patrón de flujo en vórtice, fuerzas centrífugas y gravitacionales provocan que la arena se separe.

La cantidad y la composición de la arena y su efecto en las unidades del tratamiento son las principales consideraciones en la selección de los métodos y equipo de remoción. Los métodos se eligen con base en la pérdida de carga, requerimientos de espacio, topografía, tipo de equipo utilizado en la planta y consideraciones económicas (MAPAS, Libro 26, 20015).

DESARENADORES HORIZONTALES CON CONTROL DE VELOCIDAD

Son canales rectangulares donde se mantiene una velocidad controlada del agua residual, de forma que las arenas sedimentan y los sólidos orgánicos pasan a las siguientes unidades. Generalmente una velocidad de 0.3 m/s permite la sedimentación de partículas de 0.2 mm y mayores. (Ruiz, 2018)

La tabla 6.3a y 6.3b muestran información de diseño para desarenadores de tipo horizontal.

Tabla 6.3a Criterios de Diseño para Desarenadores Horizontales

Componente	Rango	Comentario
Dimensiones		
Profundidad del agua (m)	0.6 - 1.5	Depende del área del canal y del gasto
Longitud (m)	3 - 25	En función de la profundidad del canal y de la velocidad de sedimentación de la arena
% adicional por entrada y turbulencia	25 - 50	Basado en la longitud teórica
Tiempos de retención gato pico (s)	15 - 90	En función de la velocidad y la longitud del canal
Velocidad horizontal (m/s)	0.15 - 0.4	Velocidad óptima, 0.3 m/s

Fuente: MAPAS Libro 26,2015

Tabla 6.3b Información de diseño para desarenadores de tipo horizontal

Característica	Intervalo	Típico
Tiempo de retención (s)	45 – 90	60
Velocidad horizontal (m/s)	0.25 – 0.4	0.3
Velocidad de sedimentación para la eliminación de :		
Malla 65 (m/min)	1.0 – 1.3	1.15
Malla 100 (m/min)	0.6 – 0.9	0.75

Fuente: Ruiz, 2018

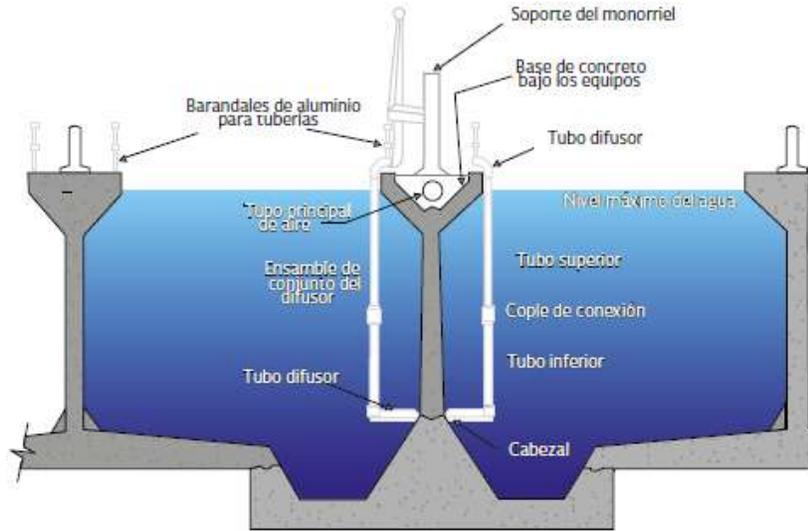
DESARENADORES AIREADOS

Desarenadores de este tipo se emplean para la remoción selectiva de arena. La corriente en espiral se genera por la acción de difusores de aire instalados en uno de los lados del tanque, a una altura de 0.6 a 0.9 m a partir del fondo. La rapidez de difusión de aire y la forma del tanque son parámetros importantes que deben ser considerados ya que gobiernan la agitación la sedimentación de las partículas.

Generalmente, los desarenadores aireados se diseñan para eliminar partículas de arena con gravedad específica de 2.5, retenidas en un tamiz de malla 65 (diámetro de 0.21 mm). Asimismo, pueden eliminar eficientemente partículas más pequeñas al reducir la velocidad del aire.

En los sistemas de desarenación aireados, el aire introducido a lo largo del tanque con un sistema de aireación colocado en la parte inferior, provoca un espiral patrón de velocidad, perpendicular al flujo, a lo largo del tanque. Las partículas más pesadas, con velocidad de sedimentación mayor, caen al fondo, mientras que el aire suspende las partículas orgánicas más ligeras, que más tarde serán llevadas fuera del tanque.

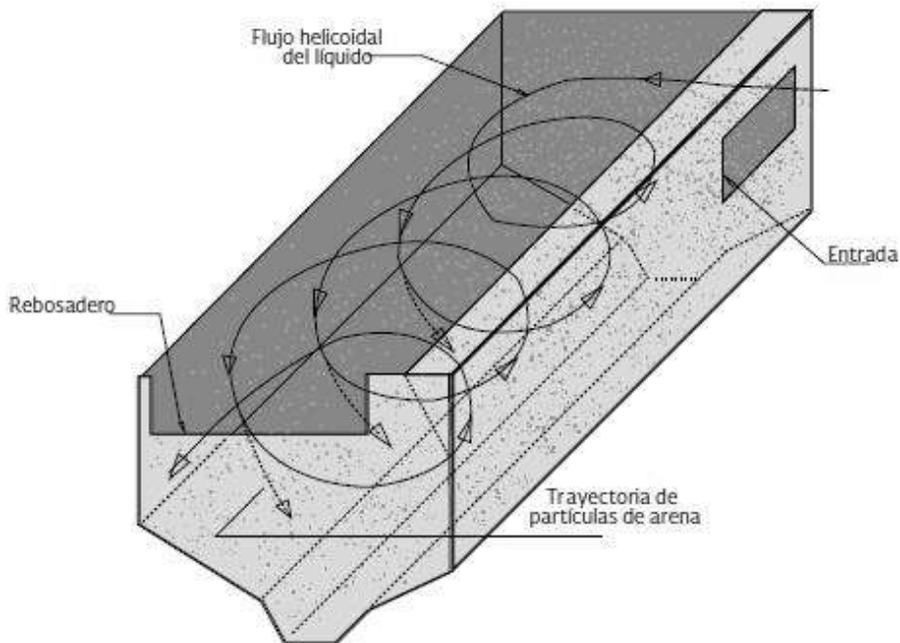
La ilustración 6.3 muestra la sección transversal de un desarenador aireado.



Fuente: MAPAS Libro 26,2015

Ilustración 6.3 Sección transversal de un desarenador aireado.

Es de suma importancia obtener una velocidad de rotación transversal controlada, ya que, si es excesiva, se arrastrará arena fuera del tanque, mientras que si la velocidad es demasiado pequeña se producirá la sedimentación de una parte de la materia orgánica junto con la arena. En la ilustración 6.4 se muestra la trayectoria helicoidal que sigue el agua residual.



Fuente: MAPAS Libro 26,2015

Ilustración 6.4 Modelo de flujo en un desarenador aireado.

En la tabla siguiente (tabla 6.4) se presenta la información típica para diseño de desarenadores aireados.

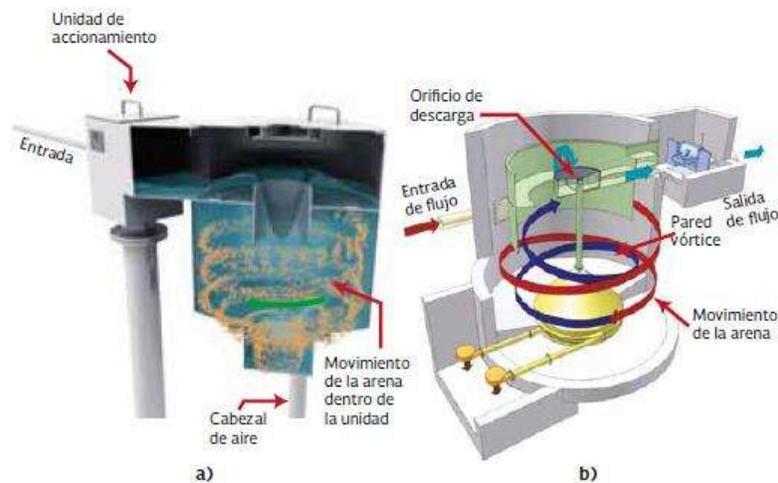
Tabla 6.4 Información típica para desarenadores aireados

Elemento	Intervalo	Típico
Tiempo de detención a caudal punta (min)	2 - 5	3
Dimensiones		
Profundidad (m)	2.0 - 5.0	
Longitud (m)	7.5 - 20.0	
Anchura (M)	2.0 - 7.0	
Relación anchura-profundidad	1:1 a 5:1	1.5:1
Relación longitud-anchura	3:1 a 5:1	04:01
Suministro de aire (m ³ /min-m de longitud)	0.18 - 0.45	0.3
Cantidad de arena (m ³ /106 m ³)	4.0 - 195	15

Fuente: Metcalf & Eddy, 2003

DESARENADORES DE VÓRTICE

Este tipo de desarenadores trabaja con un flujo tipo vórtice y aprovecha las fuerzas centrífuga y gravitacional. El agua a tratar se introduce de forma tangencial cerca del fondo y sale de forma tangencial a través de la apertura en la parte superior del tanque. La ilustración 6.5 presenta de forma esquemática el funcionamiento de un desarenador de vórtice.



Fuente: MAPAS Libro 26,2015

Ilustración 6.4 Desarenadores de vórtice a) Sistema PISTA, b) Sistema Teacup

Dada la magnitud de la fuerza centrífuga cerca del punto de descarga, algunas de las partículas, de acuerdo con su tamaño, densidad y fuerza de arrastre, son retenidas dentro del vórtice, mientras que otras son arrastradas fuera de la unidad. En resumen, la arena se queda en la unidad y las partículas orgánicas salen con el efluente. La arena se extrae por la apertura del fondo de las unidades o bien, se succiona mediante una bomba de aire. La tabla 6.5 presenta las características comunes para desarenadores de vórtice.

Tabla 6.5 Información típica para el diseño de desarenadores de vórtice

Elemento	Intervalo	Típico
Tiempo de detención a caudal medio (min)		
Dimensiones		
Diámetro (m)		
Cámara superior (m)	1.25 - 7.0	
Cámara inferior (m)	0.90 - 1.80	
Relación anchura-profundidad	2.70 - 5.0	
Altura (m)		
Rendimientos de eliminación (%)		
Malla 50 (0.30 mm)		95+
Malla 70 (0.24 mm)		85+
Malla 10 (0.15 mm)		65+

Fuente: Metcalf & Eddy, 2003.

DESARENADORES RECTANGULARES DE NIVEL CONSTANTE

Estos desarenadores son propiamente tanques de sedimentación, donde la arena y la materia orgánica sedimentan conjuntamente. Este tipo de sedimentadores se controla mediante deflectores ajustables que aseguran una velocidad uniforme transversal al tanque. Este tipo de tanque presenta menor pérdida de carga respecto a los desarenadores aireados.

La materia orgánica ligera puede eliminarse antes, durante o después de la remoción de la materia sedimentable.

La principal desventaja radica en la dificultad para obtener una distribución uniforme del flujo cuando se usan deflectores de paleta. (MAPAS Libro 26, 2015)

6.3. ANÁLISIS DE PROPUESTAS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL EN FASE PRIMARIA

El tratamiento del agua residual en su fase primaria tiene el principal objetivo de remover los contaminantes mediante la utilización de procesos físicos y biológicos. En esta fase se intenta desintegrar la materia orgánica para ello existen diferentes mecanismos de realizarlo.

A continuación, se explicará brevemente en que consiste cada uno de ellos, sus ventajas y desventajas para posteriormente hacer una determinación fundamentada del tipo de tratamiento a realizar.

Es importante aclarar que los tipos de tratamiento que a continuación se describirán no son los únicos, estos se propusieron ya que son los más comunes para el tratamiento de las aguas residuales de procedencia doméstica en el país. (MAPAS Libro 26, 2015)

6.3.1. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Una laguna de estabilización es básicamente un método de tratamiento extensivo del agua residual, que consisten en el almacenamiento del agua por medio de la actividad bacteriana con acciones simbióticas de las algas y de otros organismos principalmente empleadas en lugares de clima cálido.

Cuando el agua residual es descargada en una laguna de estabilización se realiza, en forma espontánea, un proceso de autopurificación o estabilización natural, en el que tienen lugar fenómenos de tipo físico, químico y biológico.

Aspectos fundamentales del proceso de tratamiento del agua ocurrido en las lagunas de estabilización:

- Proceso natural de autodepuración
- Proceso ocurrido por la relación simbiótica entre bacterias y algas.
- Remoción de materia suspendida (proceso físico)
- Ocurren cambios químicos, que mantienen las condiciones adecuadas para que los microorganismos puedan realizar la depuración de los contaminantes orgánicos biodegradables y en algunos casos, nutrientes.
- Se establecen cadenas tróficas y redes de competencia que permiten la eliminación de gran cantidad de microorganismos patógenos que se encuentran presentes en el agua residual.

En base a las necesidades a tratar las lagunas de estabilización pueden emplearse solas o combinadas con otros procesos de tratamiento, para complementar sistemas de tratamiento como el de lodos activados o el de filtros percoladores.

Las lagunas de estabilización se pueden clasificarse de diferentes formas, ya sea por:

- El tipo de reacción biológica predominante
- La duración y frecuencia de descarga
- La extensión de la laguna
- La presencia o ausencia de equipo de aireación, y
- El tipo de células presentes

La forma más adecuada de clasificar es en función de la reacción biológica dominante. En este sentido se distinguen tres tipos de lagunas:

AEROBIAS. Donde la estabilización de la materia orgánica soluble y la conversión de los nutrientes se realizan en presencia de oxígeno no disuelto, el cual se suministra en forma natural o artificial.

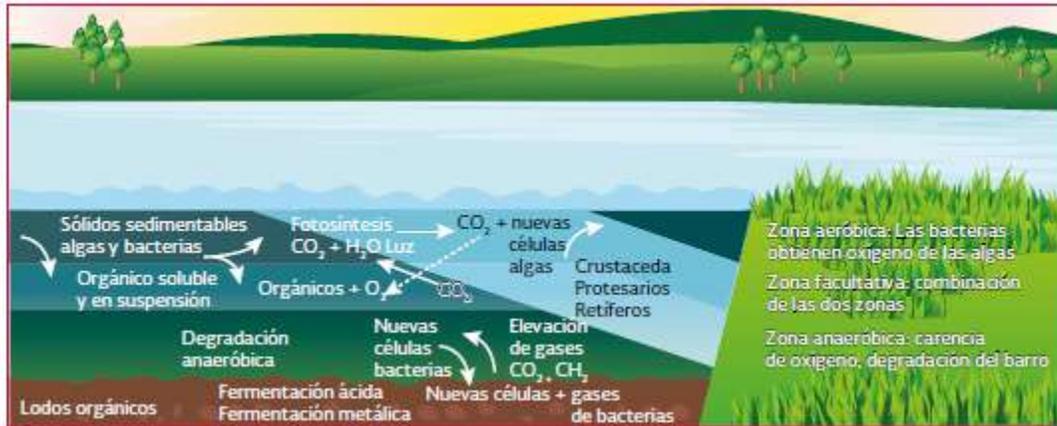
ANAEROBIAS. La depuración se realiza en ausencia de oxígeno libre,

FACULTATIVAS. La estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo tanto en condiciones aerobias como anaerobias. La primera se mantiene en el estrato superior de la laguna, mientras que en el inferior se realiza la degradación anaerobia en ausencia de oxígeno.

En general cualquier tipo de laguna se puede utilizar para tratar aguas residuales domésticas. Las lagunas aireadas se utilizan normalmente para tratamiento de aguas residuales industriales y domésticas de alta carga, mientras que las no aireadas se emplean casi en su totalidad para tratar agua residuos municipales.

Existen las denominadas lagunas de maduración o de pulimento y son aquellas lagunas ubicadas en el último paso de los sistemas lagunares en serie o como lagunas que mejoran el efluente del algún otro tipo de tratamiento (MAPAS Libro 27,2015).

En la ilustración 6.5 se aprecia un esquema general de cómo se genera el tratamiento del agua residual en una laguna de estabilización,



Fuente: MAPAS Libro 27, 2015

Ilustración 6.5 Sistema de Tratamiento en Lagunas de Estabilización

VENTAJAS

- Bajo consumo de energía y costo de operación
- Bajo capital de inversión
- Operación y mantenimiento simple. No requiere equipos de alta tecnología y por tanto, no es necesario personal calificado para estas labores.
- Remoción eficiente de bacterias patógenas, protozoarios y huevos de helmintos.
- Amortiguamiento de picos hidráulicos, de cargas orgánicas y compuestos tóxicos.
- En algunos casos, remoción de nutrientes.

DESVENTAJAS

- Altos requerimientos de área.
- Efluente con elevado contenido de algas, al ser descargado en los cuerpos de agua, es objetado, generando grandes controversias por su calidad proteica y su potencial de taponamiento del suelo.
- Su funcionamiento depende de las condiciones ambientales tales como temperatura, radiación solar, velocidad del viento, que son propiedades aleatorias.
- Generación de olores desagradables y deterioro de la calidad del efluente por las sobrecargas de contaminantes bajo ciertas condiciones climatológicas.

- Contaminación de acuíferos por infiltración, particularmente en lagunas construidas sobre suelos arenosos.

6.3.2. HUMEDALES ARTIFICIALES

Los humedales han surgido como una alternativa de solución para el tratamiento de aguas residuales principalmente municipales en los que la falta de presupuesto limita una construcción, operación y mantenimiento de sistemas que utilicen energía eléctrica.

Los humedales artificiales son grandes ecosistemas y un importante hábitat para muchos seres vivos, actúan como filtradores de agua, esto se debe a que las plantas hidrófitas, que conforman el humedal, en sus tejidos almacenan y liberan agua y de esta forma comienzan con el proceso de filtración. Dentro de un humedal se llevan a cabo complejas interacciones entre especies vegetales, medio de soporte, bacterias y agua, desencadenando diversos procesos físicos, químicos y biológicos.

Un humedal es diseñado, construido y operado con propósitos específicos para una calidad de agua esperada. Removiendo principalmente la materia orgánica y con esto mejorando considerablemente la calidad del agua.

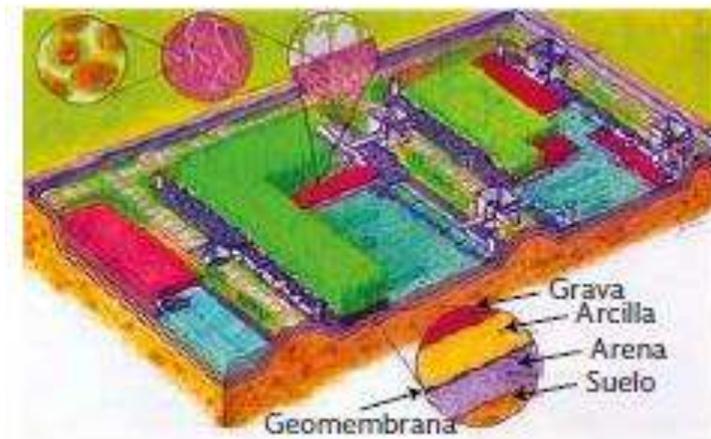
Los humedales artificiales se clasifican en:

- **Humedales de flujo subsuperficial (HFSS):** Se caracterizan por que la circulación del agua en el mismo, se realiza a través de un medio granular, con una profundidad que depende de la profundidad que pueden alcanzar las raíces de las plantas. La vegetación se planta en este medio granular y el agua está en contacto con los rizomas y raíces de las plantas, estos pueden ser de flujo horizontal o de flujo vertical. En el de flujo vertical las aguas se infiltran verticalmente a través de un sustrato inerte (Arenas, gravas) y se recogen en una red de drenaje situada en el fondo del humedal, la aplicación del agua se efectúa sin parar con el objetivo de preservar y estimular al máximo las condiciones aerobias. La vegetación emergente también se planta en este medio granular. Adicionalmente, para favorecer las condiciones aerobias del medio poroso, se suele colocar un sistema de aireación con chimeneas, que son tuberías cribadas con salidas al exterior. A diferencia del humedal subsuperficial de flujo horizontal, el sustrato está constituido por varias capas, encontrándose las más finas en la parte superior, aumentando el diámetro de la grava conforme desciende.

- **Humedales de flujo superficial (HFS):** Los sistemas de flujo superficial son aquellos donde el agua circula preferentemente a través de los tallos de las plantas y está expuesta directamente a la atmósfera. Este tipo de humedales es una modificación al sistema de lagunas convencionales, con menor profundidad y a diferencia del uso de algas, aquí se utilizan plantas, siendo una alternativa de solución para la remoción de nutrientes como el fósforo.

Los HFSS presentan ventajas respecto a los HFS, por ejemplo: tienen mayores tasas de remoción por lo tanto requieren de una menor área superficial. Además, debido a que el agua fluye por debajo de la superficie evita los posibles problemas de mosquitos. Otra ventaja es que brinda una mayor protección térmica para el caso de climas fríos. (MAPAS Libro 30, 2015).

En la ilustración 6.6 se observa un humedal de flujo subterráneo con sus principales componentes.



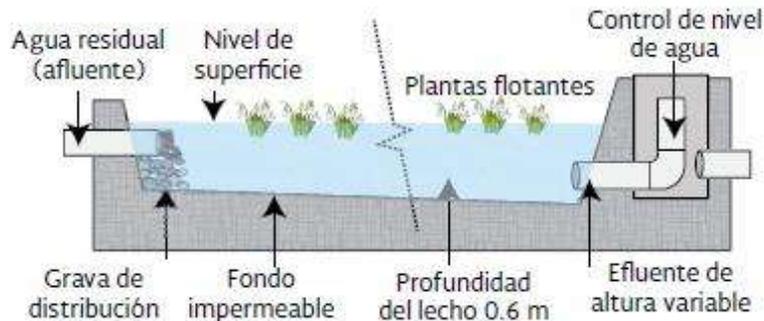
Fuente: MAPAS Libro 30, 2015

Ilustración 6.6 Componentes principales de un humedal de flujo subsuperficial.

Por otro lado, los HFS están contruidos básicamente por un estanque de poca profundidad, aislado por una geomembrana en el caso de presentar suelos con alta permeabilidad para evitar infiltraciones; incluye en su superficie macrófitas flotantes o bien plantas emergentes enraizadas en el fondo. La superficie de agua está expuesta a la atmósfera, su velocidad de movimiento es baja, para lograr drenar el

humedal se debe considerar una pendiente de uno por ciento en la parte inferior. (MAPAS Libro 30, 2015).

En la ilustración 6.7 se observa el detalle de un corte transversal y el aspecto general de un humedal de flujo superficial.



Fuente: MAPAS Libro 30, 2015.

Ilustración 6.7 Bosquejo de corte transversal de un humedal de flujo superficial.

Para la remoción de los contaminantes dentro de un humedal artificial, se clasifican los procesos en:

- **Físicos** (filtración, sedimentación y fisisorción)
- **Químicos** (precipitación, quimisorción, hidrólisis, oxidación y reducción)
- **Biológicos** (interacción de especies vegetales, microorganismos adheridos a las raíces de las plantas).

Los productos metabólicos obtenidos por la degradación de la materia orgánica, compuestos nitrogenados, fósforo, potasio y otros minerales, son utilizados por las especies vegetales, las que a su vez proporcionan a los microorganismos el oxígeno que se requiere como aceptor de electrones, conduciéndolo vascularmente, desde las hojas hasta las raíces.

El medio filtrante provee el soporte y la superficie para el desarrollo de los microorganismos, los cuales reducen anaeróbicamente a los contaminantes orgánicos en dióxido de carbono y metano, además de funcionar como filtro para la retención de sólidos suspendidos.

En pocas palabras un humedal consiste en captar la luz solar y transformarla en energía química, que es usada en su metabolismo para realizar funciones vitales y

como consecuencia indirecta remueven contaminantes de las aguas. MAPAS Libro 30, 2015.

VENTAJAS:

- Resistencia a la variación de carga hidráulica y orgánica.
- Bajo costo de mantenimiento y construcción.
- Menor emisión de olor y ruido
- No requiere aditivos químicos.
- Se puede emplear en climas fríos
- Se puede emplear en combinación con algún otro tipo de tratamiento primario.

DESVENTAJAS:

- Altos requerimientos de área
- En el caso de emplearse como tratamiento primario, la remoción de nutrientes es limitada.

6.3.3. REACTOR ANAEROBIO DE LECHO DE LODOS Y FLUJO ASCENDENTE (RALLFA)

Los reactores anaerobios de lecho de lodos de flujo ascendente (RALLFA) consisten en un proceso anaerobio usado en el tratamiento biológico de aguas residuales, convirtiendo los compuestos orgánicos presentes en el agua residual en bióxido de carbono, metano y masa microbiana principalmente. El proceso involucra un complicado sistema de reacciones químicas.

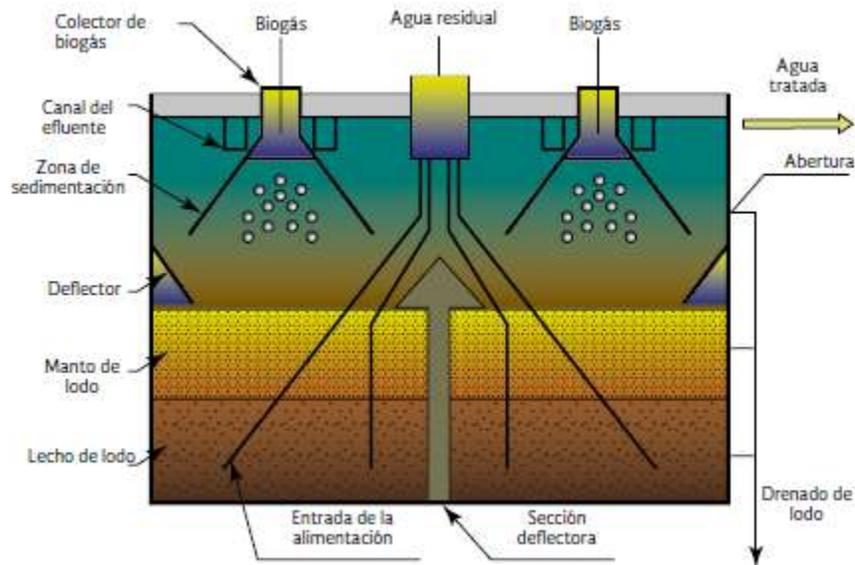
La capacidad de tratamiento de los reactores biológicos está dada por la cantidad de biomasa activa que puede tener el sistema y por el eficiente contacto que se establezca entre la biomasa y el agua residual.

En el reactor anaerobio de flujo ascendente, el agua residual es conducida desde la parte superior del reactor (tanque) hacia el fondo del mismo por medio de un sistema de tuberías. El influente fluye en sentido ascendente a través de un manto de lodos (microorganismos anaerobios) llevándose a cabo de esta forma el tratamiento residual. El biogás producido en condiciones anaerobias (principalmente metano y dióxido de carbono) genera una circulación interior (mezclando). El biogás, el lodo y el líquido tratado ascienden a la parte superior del reactor, en donde entran en contacto con deflectores que permiten la separación del biogás y la sedimentación

del lodo. El biogás es capturado en la campana de recolección, que se encuentra en la parte superior del reactor. El líquido tratado (efluente) sale por la parte superior del reactor.

La geometría corresponde a un tanque circular o rectangular que puede estar completamente tapado y que se recomienda estar construido en concreto armado con el uso de revestimiento anticorrosivo. (MAPAS Libro 28, 2015)

En la ilustración 6.8 se muestra un esquema de un reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente para el tratamiento de aguas residuales municipales.



Fuente: MAPAS Libro 28, 2015.

Ilustración 6.8 Esquema de un RALLFA para tratamiento de aguas residuales municipales.

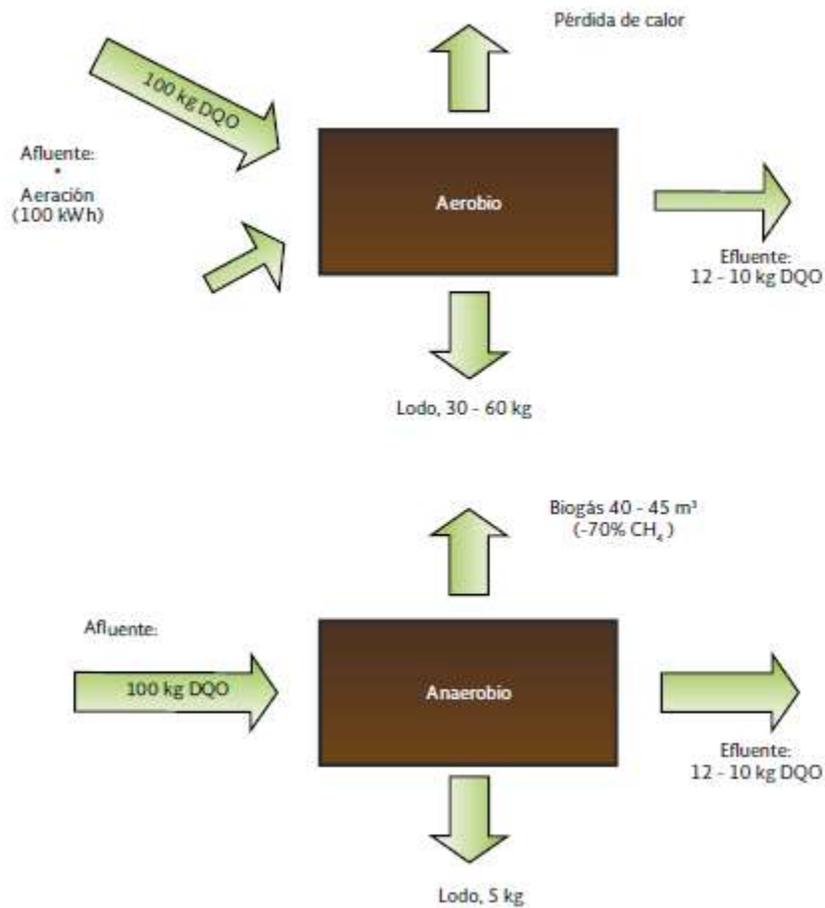
En la ilustración 6.9 se presenta las ventajas que tiene un proceso anaerobio con respecto a un proceso aerobio no extensivo.

VENTAJAS:

- Generación de biogás
- Poca producción de lodos de purga
- Gran capacidad de tratar desechos con alta carga orgánica.
- Bajo consumo de energía eléctrica.
- Proceso no extensivo, por lo que requiere un área pequeña.

DESVENTAJAS

- La temperatura del reactor y el volumen del agua y de los lodos debe controlarse, de lo contrario puede ocurrir un desequilibrio bacteriano.
- Previo a la puesta en marcha del reactor se debe poner en inoculación las bacterias, proceso que puede tardar meses, dependiendo de la velocidad de crecimiento de las bacterias.



Fuente: MAPAS Libro 28, 2015.

Ilustración 6.9 Balance hipotético de DQO para procesos aerobios y anaerobios

6.3.4. SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

La selección del sistema de tratamiento se realizó considerando un tratamiento o sistemas de tratamiento que tuviera bajo consumo de energía, bajo costo de construcción y operación, y que presentara una facilidad para operarse.

Se consideró que para tratarse el agua residual se deberán llevarse a cabo procesos físicos, químicos, y biológicos. Por lo que se determinó llevar a cabo un proceso de tratamiento combinado, eligiendo como proceso primario la utilización de un reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente con la intención de reducir la carga orgánica y como proceso secundario la utilización de un humedal artificial con el objetivo de pulir el influente y remover sustancias como el Nitrógeno y el Fosforo, intentando con esta combinación obtener un proceso de tratamiento que se complemente, que arroje pocos lodos de purga, que no utilice energía eléctrica, que sea simple, que se adapte a las condiciones de clima y vegetación predominantes en la región, que no produzca malos olores y que se pueda con el aprovechar al máximo el área que se tiene a nuestra disposición. A continuación, se explicarán más a detalle en lo que consisten estos dos procesos.

REACTOR ANAEROBIO DE LECHO DE LODOS Y FLUJO ASCENDENTE.

Es un proceso en el cual a través de una caja de distribución de agua residual ubicado en la parte superior del reactor (tanque) se distribuye el agua a tratar por medio de tuberías de alimentación que descienden hacia el fondo del reactor. En el fondo del reactor se ubica una zona de lecho de lodos, seguida de una zona llamada manto de lodos. En el esquema de la ilustración 6.8 se muestran los deflectores, (que permiten la separación del biogás y la sedimentación de los lodos), además de la ubicación del sedimentador y la zona de sedimentación, las campanas de colección de biogás y los canales del efluente tratado.

Bioquímica del proceso anaerobio.

La materia orgánica en ausencia de oxígeno molecular, nitratos y sulfatos es convertida a metano y bióxido de carbono por la combinación de la actividad de cinco diferentes grupos de microorganismos (anaerobios y facultativos).

El consorcio microbiano activo en el tratamiento anaerobio realiza un proceso complejo envolviendo muchas clases de bacterias y varios pasos intermedios. Si el sustrato consiste de compuestos orgánicos complejos, estos deberían ser primero hidrolizados a orgánicos simples, después estos son fermentados a ácidos volátiles

de más de dos carbonos se convierten luego en acetato de metilo y el gas H_2 se convierten en CH_4 por los microorganismos metanogénicos.

Dicho lo anterior a degradación de la materia orgánica por vía anaerobia se realiza en tres etapas: *hidrólisis*, *fermentación* (conocida como acidogénesis) y *metanogénesis*. La hidrólisis depende de la composición del agua residual a tratar. (MAPAS Libro 28).

En el proceso anaerobio intervienen una gran cantidad de microorganismos de diferentes especies, siendo los principales grupos de bacterias los siguientes:

- a) Bacterias fermentativas.
- b) Bacterias acetogénicas (que producen hidrógeno)
- c) Bacterias acetogénicas (que consumen hidrógeno)
- d) Bacterias metanogénicas (reducen el bióxido de carbono)
- e) Bacterias metanogénicas acetoclásticas.

Para controlar la operación de los reactores anaerobios se utilizan los siguientes parámetros:

- Físicos: temperatura, mezclado, pH, y sólidos totales y volátiles.
- Químicos: Alcalinidad total, producción de gas, nitrógeno orgánico y total, fosfatos, sulfuros, AGV (ácidos grasos volátiles), DBO, DQO, Ni, Co, Cu, Na y Fe.
- Biológicos: huevos de helmintos, coliformes fecales y totales.

En la tabla 6.6 se proporcionan los factores a considerar para el empleo de un tratamiento anaerobio, así como sus valores recomendados.

Tabla 6.6 Factores que Intervienen en el Proceso de Tratamiento RALLFA.

Factor	Valor Recomendado	Observación
Temperatura	30-38 °C	Se permiten temperaturas inferiores, sin embargo se requiere mayor tiempo de retención y un contenido de materia orgánica menor.
Potencial de Hidrógeno (pH)	7 ± 0.5	Valores fuera del rango pueden ocasionar la muerte de la mayoría de las bacterias.
Nutrientes (bioestimulantes)	Carbono, Nitrógeno, Fosforo Durante el arranque DQB:N:P 300:5:1, operación en edo. Estable 600:5:1	La cantidad de N y P necesaria para el crecimiento anaerobio puede ser calculada con la siguiente fórmula empírica que dice $-C_2H_7O_2N$, El N forma cerca del 12% de la masa seca celular. Y el P aprox. 1/7 a 1/5 de N.
Alcalinidad total	1 500 a 5 000 mg/litro	La alcalinidad se presenta en forma de bicarbonatos, los cuales se equilibran con el dióxido de carbono en el gas, con un pH dado siendo este afectado principalmente por los ácidos carbónicos y ácidos volátiles.
Sólidos Totales Volátiles	<5% de los Sólidos totales por día. (50 g/L de ST)	Se recomienda inocular en el reactor suficientes cantidades de lodo (de 40 a 100 g/L de ST) y mantener una tasa baja de alimentación en el arranque e ir incrementando.
Ácidos Grasos Volátiles	50 a 300 mg/L	Valores por debajo de 500 mg/L suelen indicar buena digestión.
Sulfuros	50 y 100 mg/L	Cantidades mayores de 200 mg/L son consideradas con tóxicas para el digestor
Nitrógeno Amoniacal	< 1 500 mg/L	Concentraciones mayores a 3 000 mg/ L presenta una inhibición muy alta del proceso anaerobio.
Fosfatos totales	DBO/N 20:1 DBO/P 100: 1	El fósforo es nutriente para satisfacer los requerimientos metabólicos de las bacterias.
Metales (Cu, Zn, Ni)	<< 1 mg/L	Concentraciones mayores a 1 mg/L se consideran como tóxicas. La toxicidad de los metales se puede reducir por la presencia de sulfuros que facilita la precipitación
Producción de Natas y Espumas	No deseable	Se originan por concentración alta de grasas, mezclado inadecuado, grandes fluctuaciones de temperatura en el reactor.

Volumen de Operación	de	El volumen se determina ya sea por carga hidráulica u orgánica.	Exceso de lodos, Menor TRH. Vol. Lodos >30 %, pérdida de velocidad de sedimentación.
----------------------	----	---	--

Fuente: MAPAS Libro 28, 2015.

En la tabla 6.7 se resumen los principales criterios hidráulicos para el diseño de reactores RALLFA para tratar agua residual doméstica.

Tabla 6.7 Principales Criterios Hidráulicos de Diseño de Reactores RALLFA para Tratar Agua Residual Doméstica.

Criterio/Parámetro	Rango de valores, como una función de flujo		
	Q prom	Q max	Q pico (*)
Carga hidráulica volumétrica ($m^3m^{-2}d^{-1}$)	< 4	< 6	< 7
Tiempo de residencia hidráulica ** (horas)	6 - 9	4 - 6	< 3.5 - 4
Velocidad de flujo ascendente (mh^{-1})	0.5 - 0.7	< 0.9 - 1.1	< 1.5
Velocidad en la abertura para sedimentación (mh^{-1})	< 2 - 2.3	< 4 - 4.2	< 5.5 - 6
Tasa de carga de superficie en el sedimentador (mh^{-1})	0.6 - 0.8	< 1.2	< 1.6
Tiempo de residencia hidráulica en el sedimentador (mh^{-1})	1.5 - 2	> 1	> 0.6

(*) Flujo pico con duración de 2 a 24 horas

(**) Temperatura del agua residual de 20 a 26 °C

Fuente: MAPAS Libro 28,2015

La tabla 6.8 Enuncia los criterios para diseños de RALLFA para tratar agua residual doméstica

Tabla 6.8 Criterios de Diseño de Reactores Anaerobios para Tratar Agua Residual Doméstica.

Criterio	Parámetro	Intervalos de Valores
Altura	Reactor	3 - 6 m
	Compartimento del sedimentador	1.5 - 2 m
	Compartimento del digestor	2.5 - 3.5 m
Remoción de DQO	Remoción esperada para agua residual diluida	60 - 70%
	Remoción esperada para agua residual concentrada	80 - 90%
Distribución del influente	Diámetro del tubo de distribución del influente (mm)	75 - 100
	Diámetro de la desembocadura del tubo de distribución (mm)	40 - 50
	Distancia entre la parte superior del tubo de distribución y el nivel del agua en el sedimentador (m)	0.2 - 0.3
	Distancia entre la desembocadura y la parte inferior del reactor (m)	0.1 - 0.15
	Área de influencia de cada tubo de distribución (m ²)	2 - 3
	Colector de biogás	Tasa de liberación mínima de biogás (m ³ /m ² *h)
Tasa de liberación máxima de biogás (m ³ /m ² *h)		3 - 5
Concentración de metano en el biogás (%)		70 - 80
Compartimento de sedimentación	La superposición de los deflectores de gas en relación con la abertura para el compartimento de la sedimentación (m)	0.1 - 0.15
	Pendiente mínima de las paredes del sedimentador (°)	45
	Pendiente óptima de las paredes del sedimentador (°)	50 - 60
	Profundidad del compartimento del sedimentador (m)	1.5 - 2
Colector del influente	Inmersión del deflector de nata en el perforado de tubos de recolección (m)	0.2 - 0.3
	Número de vertedores triangulares (unidades/m ² del reactor)	1 - 2
Producción y muestreo del lodo	Rendimiento de la producción de sólidos (kgSST/kgDQO aplicada)	0.1 - 0.2
	Rendimiento de la producción de sólidos, en términos de DQO (kg DQO lodo /kg DQO aplicada)	0.11 - 0.23

Concentración de sólidos esperado en el exceso de lodo (%)	2 - 5
Densidad del lodo (kg/m ³)	1020 - 1040
Diámetro de las tuberías de descarga del lodo (mm)	100 - 150
Diámetro de las tuberías de muestreo del lodo (mm)	25 - 50

Fuente: MAPAS Libro 28,2015

En la tabla 6.9 se presenta la secuencia de pasos a seguir para realizar el diseño de un Reactor Anaerobio de Lecho de Lodos y Flujo Ascendente.

Tabla 6.9 Secuencia de pasos a seguir para realizar el diseño de un RALLFA

Pasos	Observaciones
Datos de entrada	Gasto influente promedio: Q_{ip} Gastos influente máximo horario: Q_{max-h} DQO influente promedio (S_o): DBO influente promedio (S_o): Temperatura del agua residual:
Calcular la carga de DQO en el influente promedio (L_o)	$L_o = S_o * Q_{ip}$
Seleccionar el tiempo de retención hidráulico (t)	
Determinar el volumen total del reactor (V)	$V = Q_{ip} * t$
Especificar el número de módulos del reactor (N)	El volumen del reactor deberá ser menor a 1500 m ³ . Para sistemas pequeños el volumen del reactor deberá ser < 500 m ³
Calcular el volumen de cada módulo (V_u)	$V_u = \frac{V}{N}$
Establecer un valor para la altura del reactor (H):	Atura de 3 a 6 metros (Chernicharo de Lemus, 2007), o Altura de 6 metros (Metcalf & Eddy, INC., 2003)
Determinar el área de cada módulo (A):	$A = \frac{V_u}{H}$
Calcular las dimensiones del área del reactor	Rectangular (largo y ancho) o circular (diámetro)
Determinar la carga hidráulica volumétrica (CHV) y apoyarse en las recomendaciones de diseño	$CHV = \frac{Q_{ip}}{V}$
Determinar la carga orgánica volumétrica y compararla con : COV de 2 a 4 kg de DQO/m ³ d, para aguas residuales domésticas (20°C) y COV de 1.15 a 1.45 kg de DQO/m ³ d, para aguas residuales domésticas (20°C)	$COV = \frac{Q_{ip} * S_o}{V}$
Velocidad de flujo ascendente, para Q_{ip}	$v = \frac{Q_{ip}}{At}$
Velocidad de flujo ascendente, para Q_{maxh}	$v = \frac{Q_{maxh}}{At}$
Comparar la velocidad del flujo ascendente	
Sistemas de distribución del agua residual (influyente)	Establecer el área de influencia de los tubos de alimentación
Calcular el número de tubos de distribución del agua residual (influyente)	$Nd = \frac{At}{Ad}$
Estimar la eficiencia de remoción de la DQO	$E_{DQO} = 100 * (1 - 0.68 * t^{-0.35})$
Estimar la eficiencia de remoción de la DBO	$E_{DBO} = 100 * (1 - 0.70 * t^{-0.50})$

Estimación de las concentraciones de DQO y DBO en el influente final:	$C_{efl} = \frac{S_o - (E * S_o)}{100}$
Estimación de la producción del metano	$K(t) = \frac{P + K_{DQO}}{[R * (273 + T)]}$ $P=1 \text{ atm}$ $K_{DQO}= 64 \text{ gDQO/mol}$ $R=0.08206 \text{ atm L/mol K}$ $Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)}$
Estimación de la producción del biogás (considerando un contenido de metano de 75 % en el biogás)	$Q_g = \frac{Q_{CH_4}}{0.75}$
Calcular la producción de lodo (PI)	$Pl = Y * DQO_{app}(Lo)$
Volumen del lodo (VI)	$Vl = \frac{Pl}{y * \left(\frac{C}{100}\right)}$

Fuente: MAPAS Libro 28, 2015

HUMEDALES ARTIFICIALES

Los humedales artificiales son concebidos como sistemas de depuración de aguas residuales en los que se incorporan elementos de ingeniería, diseñados, construidos y operados con propósitos específicos para una calidad de agua esperada. Esto se logra mediante el control hipotético de los mecanismos de purificación existentes en los sistemas naturales.

Funcionamiento

Los humedales tienen tres funciones básicas que les confieren atractivo potencial para el tratamiento de aguas residuales: fijan físicamente los contaminantes en la superficie del suelo y la materia orgánica, utilizan y transforman los elementos por medio de los microorganismos y logran niveles de tratamiento consistentes con un bajo consumo de energía y poco mantenimiento.

Adicionalmente las especies vegetales liberan metabolitos que los microorganismos aprovechan como alimento. Las superficies de raíces, tallos y hojas ofrecen protección y hospedaje a los microorganismos. El resultado es una gran velocidad de degradación y remoción de contaminantes.

a) Plantas

Las especies vegetales que crecen en los humedales naturales son usualmente denominadas macrófitas, y estas son indispensables para estos ecosistemas. Las

macrófitas son de gran importancia para el proceso de tratamiento, desde su tejido aéreo hasta sus raíces. En la tabla 6.10 se presenta un resumen con la importancia de las plantas en los humedales artificiales.

Tabla 6.10 Importancia de las plantas en los humedales artificiales.

Propiedad	Importancia para el proceso
Tejido aéreo de la planta	Atenuación de la luz.- Reduce el crecimiento de algas. Influencia en el microclima.- Aislamiento en el invierno. Minimiza el impacto de la velocidad del viento.- Reduce el riesgo de resuspensión. Almacenamiento de los nutrientes.
Tejido de la planta en contacto con el agua	Efecto de filtración.- Reduce la velocidad de la corriente y el incremento de esta forma la tasa de sedimentación. Incrementa el área superficial disponible para el crecimiento de biopelícula. Excreción de oxígeno fotosintético que permite la degradación aerobia de contaminantes. Asimilación de nutrientes.
Raíces y rizomas	Previene la obstrucción de medio, principalmente en humedales de flujo vertical. Liberación de oxígeno que permita la degradación en condiciones aerobias. Estabilizan la superficie de los humedales, disminuyendo el fenómeno de erosión.

Fuente: MAPAS Libro 30, 2015.

En la tabla 6.11 se muestran las especies vegetales que se utilizan con mayor frecuencia a nivel internacional específicamente para los sistemas de flujo subsuperficial.

Tabla 6.11 Especies vegetales utilizadas en los humedales artificiales

**Sistemas de flujo subsuperficial
(especies emergentes)**

Nombre científico	Nombre común
<i>Typha angustifolia</i>	Tule
<i>Typha latifolia</i>	Tule, espadaña
<i>Scirpus sp</i>	Tule, Junco
<i>Carex Sp</i>	Junco
<i>Elocharis sp</i>	Junco
<i>Juncus sp.</i>	Junco
<i>Arundo donax</i>	Caña
<i>Pragmites communis</i>	Carrizo
<i>Phragmites australis</i>	
<i>Schoenoplectus californicus</i>	Junco
<i>Cyperus papyrus</i>	Papiro
<i>Zantedeschia aethiopica</i>	Alcatraz o cala

Fuente: MAPAS Libro 30, 2015.

Las plantas recomendables para los sistemas de flujo subsuperficial son las emergentes, estas fijan sus raíces al fondo, pero crecen lo suficiente para que sus hojas aprovechen la luz fuera del agua, como el tule y el junco. Este tipo de macrófitas emergentes tienen la capacidad de crecer en un amplio intervalo de sustratos y en diferentes tipos de aguas residuales.

La profundidad de un humedal de flujo subsuperficial se determina con base en la profundidad que pueden alcanzar las raíces de las macrófitas, de modo que garantice que éstas se encuentren en contacto con el agua y tengan efecto en el tratamiento.

Un sistema de flujo subsuperficial típico presenta un espesor de 30 a 70 cm de lecho. Es conveniente tener una profundidad total mayor al tirante de agua con la finalidad de asegurar una zona seca en la parte superior.

La geometría cuadrada, con relación largo ancho 1:1 de un humedal disminuye el riesgo de taponamiento, sin embargo, presenta una mayor cantidad de flujos preferenciales, con lo que se reduce la eficiencia de remoción de contaminantes. Por lo tanto, los humedales rectangulares, con una amplia relación largo- ancho,

suelen ser más eficientes. Se recomienda que esta relación sea mayor de 2:1 y menor de 4:1. MAPAS Libro 30, 2015.

b) Microorganismos

Los microorganismos, junto con las especies vegetales y el medio filtrante, son aspectos que tienen una influencia directa sobre los procesos fisicoquímicos y biológicos. Estos se alimentan de metabolitos obtenidos de las especies vegetales que les da la energía suficiente para degradar la materia orgánica, los compuestos nitrogenados, el fósforo, potasio y otros minerales, además de recibir el oxígeno que se requiere como aceptor de electrones.

Los microorganismos reducen anaeróbicamente (y/o anóxicamente, si el nitrato está presente) a los contaminantes orgánicos en dióxido de carbono y metano.

c) Suelo

El sustrato o suelo (arenas y gravas) está constituido por varias capas que proveen el soporte y la superficie para el desarrollo de los microorganismos; igualmente actúa como un simple filtro para la retención de sólidos suspendidos; el lecho también da soporte a las especies vegetales que sobre él se siembran e intervienen en el tratamiento del agua residual.

Como consecuencia del decaimiento de las raíces de las plantas que se siembran sobre el sustrato, éstas se degradan y forman canales tubulares también llamados macroporos, lo cual incrementan y estabilizan la conductividad hidráulica del suelo. MAPAS Libro 30, 2015.

RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL.

Los criterios a tomar en cuenta en el diseño, dependen de algunas variables como: las concentraciones y los tipos de contaminantes presentes en el agua residual a tratar. Es importante tomar en cuenta, los tipos de vegetación unidades de pretratamiento, aspectos económicos, por lo que se proponen seguir las recomendaciones de diseño descritos en la tabla 6.12a y 6.12 b.

Tabla 6.12a Recomendaciones de diseño para humedales de flujo subsuperficial.

Parámetro	Criterio
Área superficial	Basado en una calidad del efluente esperada y en términos de cargas por área.
DBO	6 g-m ² /d para efluentes con 30 mg/L
DQO	1.6 g-m ² / d para efluentes con 20 mg/L
Profundidad (depende de la macrófita)	
Superficie del lecho	0.5 – 0.6 m
Profundidad mojada	0.4 – 0.5 m
Largo	Según lo calculado, mínimo de 15 m
Ancho	Según lo calculado, máximo de 61 m
Pendiente del fondo	0.5 % - 1 %
Pendiente de la superficie	Nivelado (cercano al horizontal)
Conductividad hidráulica, k	
Primer 30% de la longitud	Uso del 1% de K par cálculos de diseño
Último 70% de la longitud	Uso del 10 % de K para cálculos de diseño
Medio filtrante	
Primeros 2 m	40 – 80 mm
Tratamiento	20 – 30 mm
Efluente, último m	40 – 80 mm
Medio filtrante plantado, los 10 cm superficiales	5 – 20 mm
Misceláneo	Utilice como mínimo dos humedales en paralelo Utilice una estructura de entrada para dar balance al flujo. Utilice una estructura de salida para dar balance al flujo.

Fuente: MAPAS Libro 30, 2015.

Tabla 6.12b Recomendaciones de diseño para humedales de flujo subsuperficial y remoción esperada

Criterio	Rango/clase	Rango/clase usual	Parámetro	% de Remoción
Profundidad del medio	30 a 70 cm	30-65 cm	DBO	70 -96
Sustrato (arena, grava o roca)	<40 cm	20-30 mm	Sólidos suspendidos	60-90
Tipo de planta	Emergente	Junco y carrizo	Nitrógeno	40-90
Tiempo de residencia	6-14 días	6 -7 días	Fósforo	40-80
Carga hidráulica	<200 l/m ² /d	150 l/m ² /d	Coliformes	60-95
Área	0.01-250 acres			

Fuente: MAPAS Libro 37, 2007.

ASPECTOS TÉCNICOS

Los humedales artificiales tienen tolerancias a variaciones de carga orgánica e hidráulica. Los sistemas de tratamiento deben ser robustos, capaces de autorregularse de forma eficaz en un amplio rango de cauda y carga para obtener un efluente con una calidad suficiente. Tienen resistencia a choque de materiales orgánicos y tóxicos. Además de ello se tiene gran tolerancia a las variaciones estacionales (bajas temperaturas). Tienen baja complejidad de operación y mantenimiento.

Los humedales son considerados como fábricas de oxígeno, producido por la fotosíntesis realizada por las macrófitas, con lo que reduce las emisiones de gases hacia la atmósfera. MAPAS Libro 30, 2015.

6.4. DESINFECCIÓN

La desinfección es un proceso de oxidación que conlleva a la eliminación, la desactivación o eliminación de microorganismos presentes en el agua, sean o no patógenos. Los principales agentes patógenos provienen en su mayoría de residuos orgánicos de origen doméstico e industrial que son vertidos a los cuerpos de agua.

La acción de desinfección se puede explicar mediante cuatro mecanismos:

- Daño a la pared celular
- Alteración de permeabilidad de las células
- Alteración de la naturaleza coloidal del protoplasma
- Inhibición de la actividad enzimática.

Un sistema ideal de desinfección debe eliminar consistentemente el mayor número y variedad de microorganismos, sin provocar afectaciones en el entorno ni alterar químicamente la calidad del agua, ni presentar toxicidad al menor costo posible.

Los organismos patógenos objetivos de su eliminación en aguas contaminadas son:

- Virus: Más de 120 tipos de virus son capaces de infectar el tracto digestivo. Un gramo de heces humanas puede contener hasta 10⁹ partículas infecciosas diferentes.
- Bacterias: Capaces de encontrar en diferentes fuentes de agua, algunas son benéficas para el proceso de autopurificación o tras tienen origen en las excretas de humanos y animales de sangre caliente.
- Protozoarios: Actualmente incluyen varios grupos de importancia médica, pueden infectar y causan principalmente enfermedades de tipo gastroentérico. Por ejemplo, la amibiasis intestinal.
- Helmintos: La palabra helminto significa gusano. Entre ellos destacan *Ascaris lumbricoides*, *Trichuris trichiura*, *Hymenolepis diminuta*, *H.nana*, *Toxocara* spp y *Tenia solium*. La mayoría de los helmintos no se multiplican dentro del huésped, por lo que la severidad de su infección está asociada con una continua reinfección por ingestión de dichos parásitos. MAPAS Libro 23, 2015.

Los principales métodos de desinfección se muestran en la tabla 6.13.

Tabla 6.13 Principales métodos de desinfección del agua

Métodos Físicos	Filtración Temperatura Radiación (solar, luz UV, Gamma) Procesos electrolíticos
Métodos Químicos	Yodo Bromo Plata Ozono Cloro

Fuente: MAPAS Libro 23, 2015.

En la tabla 6.14 se presenta una comparación de las características de los desinfectantes más comúnmente usados en la desinfección de agua.

Tabla 6.14 Comparación de los diferentes métodos de desinfección

Característica	Cloro	Hipoclorito de sodio	Hipoclorito de calcio	Ozono	UV
<i>Toxicidad a microorganismos</i>	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
<i>Solubilidad</i>	Ligera	Alta	Alta	Alta	N.A.
<i>Estabilidad</i>	Estable	Ligeramente estable	Relativamente Estable	Inestable	Debe generarse al usarse
<i>Toxicidad de formas de vida superiores</i>	Alta	Tóxico	Tóxico	Tóxico	Tóxico
<i>Homogeneidad</i>	Homogéneo	Homogéneo	Homogéneo	Homogéneo	N.A.
<i>Interacción contra materia extraña</i>	Oxida materia orgánica	Oxidante activo	Oxidante activo	Oxida materia orgánica	Moderada
<i>Toxicidad a temperatura ambiente</i>	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
<i>Penetración</i>	Alta	Alta	Alta	Alta	Moderada
<i>Corrosión</i>	Altamente corrosivo	Corrosivo	Corrosivo	Altamente corrosivo	N.A.
<i>Capacidad desodorizante</i>	Alta	Moderada	Moderada	Alta	Ninguna
<i>Disponibilidad</i>	Bajo costo	Costo bajo a moderado	Costo bajo a moderado	Costo de moderado a alto	Costo de moderado a alto

Fuente: MAPAS Libro 23, 2015.

DISEÑO DE UNIDAD DE CLORACIÓN

Aspectos a considerar para el diseño de una unidad de cloración:

- La dosis óptima en relación con la demanda y tiempo de contacto para un agua específico.
- La forma del cloro que se va a emplear (gas o sólido)
- El consumo diario, el método de cloración más conveniente, el punto de inyección y el equipo necesario para ello
- El almacenamiento del cloro de acuerdo con el tipo de estibamiento para el cloro sólido o el número de cilindros y su tonelaje.
- Los espacios o áreas que debe tener la sala de cloración
- Los métodos para afrontar las emergencias, los equipos usados en ellas y el plan de contingencia
- El método de control (manual, automático, semiautomático, etcétera).

6.5. CÁLCULO DE POBLACIÓN PROYECTO

La población es un dato necesario y crítico para el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales. Conocer la demografía del lugar a lo largo del tiempo nos lleva a su vez a predecir la población a futuro, que se convierte en población de proyecto cuando el tiempo para el cual se estima es el mismo que el periodo de diseño. El periodo de diseño es un dato que siempre será menor a la vida útil y para conocer la vida útil es importante saber el tipo, magnitud e importancia de obra civil que se va a realizar.

Una vez conociendo el valor de la población proyecto se desprende el cálculo de otros datos de diseño importantes como lo son todos los tipos de gastos: gasto medio diario, gasto máximo diario, gasto máximo horario, gasto medio, gasto mínimo, gasto máximo instantáneo, gasto máximo extraordinario y finalmente el gasto de proyecto.

Toda esta información es fundamental para elegir el tipo de tratamiento y a su vez lograr dimensionar las unidades de tratamiento de forma acertada, sin la necesidad de subdimensionar o sobredimensionar el tren de tratamiento ya que una vez puesto en marcha se comprobará si la elección fue la adecuada.

6.5.1. VIDA ÚTIL Y PERIODO DE DISEÑO

Es el tiempo que se espera que la obra sirva para los propósitos de diseño, el cual depende de los siguientes factores:

- Calidad de la construcción y de los materiales utilizados
- Calidad de los equipos
- Diseño del sistema
- Calidad del agua
- Operación y mantenimiento
- Condiciones ambientales

Es importante considerar que la vida útil generalmente es superior en la obra civil que en la obra electromecánica y de control. Asimismo, las tuberías presentan una vida útil mayor que los equipo.

Además de lo anterior, es de vital importancia saber que los equipos por simples o complejos que parezcan requieren un mantenimiento para conseguir que estos duren, por lo que su vida útil se reduce a la correcta aplicación de los programas preventivos. (MAPAS Libro 04, 2015)

En la Tabla 6.15 se indica la vida útil de algunos elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado, los valores mostrados son considerando que se tiene una correcta operación y un buen mantenimiento y que los suelos con los que se trabaja, no son agresivos.

Tabla 6.15 Vida útil de elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado

Elemento	Vida Útil (años)
<i>Pozo:</i>	
Obra Civil	De 10 a 30
Equipo Electromecánico	De 8 a 20
Línea de Conducción	De 30 a 40
<i>Planta potabilizadora:</i>	
Obra Civil	40
Equipo Electromecánico	De 15 a 20
<i>Estación de bombeo:</i>	
Obra Civil	40
Equipo Electromecánico	De 8 a 20
<i>Tanque:</i>	
Elevado	20
Superficial	40
Red de distribución primaria	De 20 a 40
Red de distribución secundaria	De 15 a 30
Red de atarjeas	De 15 a 30
Colector y emisor	De 20 a 40
<i>Planta de tratamiento:</i>	
Obra Civil	40
Equipo Electromecánico	De 15 a 20

Fuente: MAPAS Libro 04, 2015.

Se seleccionó el valor de **40 años** correspondiente a planta de tratamiento (elemento objetivo de nuestro diseño) y dentro de su clasificación al que corresponde a la obra civil, ya que no se pretende el uso de equipo electromecánico en el tren de tratamiento.

Periodo de Diseño:

Es el intervalo de tiempo en que la obra proyectada brindará el servicio para el cual fue diseñada, es decir que operará con los parámetros utilizados para su dimensionamiento (población de proyecto, gasto de diseño, niveles de operación, etcétera).

Los períodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos y la vida útil de la infraestructura, se debe tomar en cuenta que periodos de diseño muy grandes pueden implicar sobredimensionamiento y por ende sobre costos de inversión y operación. Además, para el caso de plantas potabilizadoras y de tratamiento se debe considerar el crecimiento modular de sus componentes si es que el diseño lo propone o se requiere.

Los elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado se proyectan con una capacidad prevista hasta el período de diseño. Rebasando el período de diseño, la obra continuará funcionando con una eficiencia cada vez menor, hasta agotar su vida útil. (MAPAS Libro 04, 2015)

En la tabla 6.16 se presenta un listado de elementos útiles en sistemas de agua potable y alcantarillado con sus valores recomendados de período de diseño.

Tabla 6.16 Períodos de diseño para elementos de sistemas de agua potable y alcantarillado

Elemento	Periodo de diseño (años)
Fuente:	10 hasta 50
Pozo	De 10 a 20
Embalse (Presa)	Hasta 50
Línea de conducción	De 20 a 30
Plana potabilizadora	De 10 a 20 (más crecimiento modular)
Estación de bombeo	De 10 a 20 (más crecimiento modular)
Tanque	De 10 a 20
Distribución primaria	De 10 a 20
Distribución secundaria	Estará en función de la saturación
Red de atarjeas	Estará en función de la saturación
Colector y emisor	De 10 a 20
Planta de tratamiento	de 10 a 20 (más crecimiento modular)

Fuente: MAPAS Libro 04, 2015.

El periodo de diseño correspondiente a una planta de tratamiento es de 10 a 20 años según la tabla 6.13 extraída del MAPAS (manual de agua potable y alcantarillado). Para nuestro diseño se propondrá un valor de **10 años**.

6.5.2. POBLACIÓN PROYECTO

La población proyecto es la cantidad de personas que se espera tener en una localidad al final del período de diseño. Conocer con certeza la población es compleja, ya que en ella intervienen las tasas de fecundidad, mortalidad y la esperanza de vida, así como la migración nacional e internacional. MAPAS Libro 04, 2015.

Conocer la población proyecto implica proyectar y la “proyección” debe equivaler a un compromiso y negociación entre un simple pronóstico de lo que podrá ocurrir y una planeación de lo que se quiere lograr para el futuro. Ante eso es necesario aplicar métodos de proyección completos y confiables.

La Comisión Nacional del Agua en su norma técnica 011 del año 2001 expresa una fórmula que permite conocer la población que habrá en un lugar, después de pasado determinado número de periodos de tiempo. Fórmula que requiere conocer la población inicial y que únicamente cubre el caso de tasa de crecimiento constante, la cual se desglosa a continuación:

$$P_{i+n} = P_i(1 + Tc)^n$$

Dónde:

P_i = Población existente al iniciar el periodo de tiempo “i” en habitantes.

P_{i+n} = Población que habrá “n” periodos después de transcurrir el tiempo “i” en habitantes.

Tc = Tasa de crecimiento promedio entre cada par de periodos consecutivos, expresada en valor real, no en porcentaje. Normalmente es anual.

n = Número de años que hay entre P_i y P_{i+n} .

La tasa de crecimiento se determina aplicando la siguiente fórmula. Debiéndose emplear en ella los datos de población más recientes de que se disponga. Preferentemente se deben analizar los cambios ocurridos los dos o tres últimos años. No deben emplear tendencias deducidas de censo de más de 15 años de antigüedad, ya que la tendencia actual y las necesidades de planeación pueden diferir radicalmente de lo ocurrido antes.

$$Tc \% = \left[\left(\frac{P_{i+n}}{P_i} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 \right] * 100$$

De acuerdo con los valores de la tabla 3.6 se empleó la información del conteo del año 2005 con una población de 6 395 habitantes y la información del censo 2010 con una población de 6 736 habitantes para calcular la tasa decrecimiento como se muestra:

$$Tc \% = \left[\left(\frac{6\ 736}{6\ 395} \right)^{\frac{1}{5}} - 1 \right] * 100$$

$$Tc \% = 1.04 \%$$

Empleando la tasa de crecimiento y evaluada a cada 5 años se elaboró la tabla 6.17 en la cual se aprecia la proyección de la población hasta el año 2038 el cuál es el año para el cual se está diseñando.

Tabla 6.17 Cálculo de la población proyecto

Año	Población Inicial	Población Proyecto	Tasa de Crecimiento
2005	6395	6395	1.04%
2010	6736	6736	1.04%
2015		7095	1.04%
2018	Actual	7320	1.04%
2020		7474	1.04%
2025		7872	1.04%
2030		8292	1.04%
2035		8734	1.04%
2038		9010	1.04%

En la tabla 6.18 se presenta el desglose de la población correspondiente a cada nivel socioeconómico, el cual fue determinado de en base a la ilustración 3.8.

Tabla 6.18 Separación de la población proyecto por niveles socioeconómicos

Servicio Doméstico	Años					
	2018	2020	2025	2030	2035	2038
Población Total	7320	7474	7872	8292	8734	9010
Población Residencial, 14.14 %	1035	1057	1113	1172	1235	1274
Población Media, 84.51%	6186	6316	6653	7007	7381	7615
Población Popular, 1.35%	99	101	106	112	118	122

6.5.3. GASTOS DE DISEÑO

Los gastos que se consideran en los proyectos de plantas de tratamiento, son los mismos que se emplean para proyectos de alcantarillado sanitario lo cuales son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos se determinan a partir del primero. Además de que también se emplean los gastos utilizados para diseño de proyectos de agua potable debido a que en ambos se ve influenciado el valor de la demanda y lo gasto son el medio diario, máximo diario y máximo horario.

6.5.3.1. DOTACIÓN

La dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios y las pérdidas físicas en el sistema, en un día medio anual y sus unidades están dadas en litro/hab/día.

Siendo este muy similar al consumo ya que este se refiere al agua empleada en las viviendas sin incluir las pérdidas físicas existentes en el sistema. Este consumo se ha podido clasificar dependiendo del clima y de la clase socioeconómica de los usuarios.

La determinación de los consumos de agua potable en localidades de la República Mexicana se puede lograr mediante estudios estadísticos de consumo de agua de las localidades o se puede emplear tablas con valores obtenidos de mediciones estadísticas. (MAPAS, Libro 5,2007)

La tabla 6.19 presenta la clasificación de climas por su temperatura, la cual nos servirá para poder saber el tipo de clima que predomina en la localidad de Huandacareo, Mich.

Tabla 6.19 Clasificación de climas por su temperatura

Temperatura Media Anual: (°C)	Tipo de clima
Mayor que 22	Cálido
De 18 a 22	Semicálido
De 12 a 17.9	Templado
De 5 a 11.9	Semifrío
Menor que 5	Frío

Fuente: MAPAS Libro 05,2007

Capítulos atrás en el apartado 3.1.8 se dio a conocer la temperatura media Anual oscila entre los 14 y 18 °C por lo que clasifica dentro del clima **templado**.

Una vez determinado el tipo de clima se procede a determinar el consumo doméstico per cápita por clase socioeconómica haciendo uso de la tabla 6.20 que se muestra a continuación.

Tabla 6.20 Consumos Domésticos per cápita

Clima	Consumo por clase socioeconómica (l/hab/día)		
	Residencial	Media	Popular
Cálido	400	230	185
Semicálido	300	205	130
Templado	250	195	100

Fuente: MAPAS Libro 05, 2007

El consumo doméstico para nuestro estudio será de 250, 195 y 100 l/hab/día para las respectivas clases socioeconómicas residencial, media y popular.

Para calcular la demanda se multiplican los datos de consumo per cápita expresados anteriormente por el número de habitantes de cada clase socioeconómica tal y como se muestra en la tabla 6.21.

Tabla 6.21 Demanda de Agua Potable para la Población de Huandacareo, Mich.

Servicio Doméstico	Años					
	2018	2020	2025	2030	2035	2038
Población Total	7320	7474	7872	8292	8734	9010
Población Residencial, 14.14 %	1035	1057	1113	1172	1235	1274
Población Media, 84.51%	6186	6316	6653	7007	7381	7615
Población Popular, 1.35%	99	101	106	112	118	122
Demanda de agua doméstica (m ³ /día)						
Demanda residencia	259	264	278	293	309	319
Demanda media	1206	1232	1297	1366	1439	1485
Demanda popular	10	10	11	11	12	12
Demanda doméstica total (m ³ /día)	1475	1506	1586	1671	1760	1816
Demanda de agua doméstica (m ³ /día)						
Demanda total (m ³ /día)	1475	1506	1586	1671	1760	1816

Según la tabla 6.21 la demanda para el año 2038 que es el año proyectado será de 1816 m³/día.

El valor de la dotación resulta de dividir la demanda entre el número de habitantes. Tales valores se muestran se la tabla de cálculo 6.22.

Tabla 6.22 Dotación de Diseño de la Población de Huandacareo Michoacán.

Servicio Doméstico	Años					
	2018	2020	2025	2030	2035	2038
Población Total	7320	7474	7872	8292	8734	9010
Demanda doméstica total (m ³ /día)	1475	1506	1586	1671	1760	1816
Dotación de agua (l/hab/día)	201	201	201	201	201	201

Deduciendo de la tabla anterior, el valor de la dotación de agua para el diseño será de 201 litros por habitante por día.

6.5.3.2. APORTACIONES DE AGUAS RESIDUALES

Las aportaciones de aguas residuales es el volumen de agua residual entregado a la red de alcantarillado. En su mayoría los autores e investigadores están de acuerdo en que esta aportación es un porcentaje del valor de la dotación, ya que existe un volumen que no se tributa a la red de alcantarillado, como el utilizado para el consumo humano, riego de jardines, lavado de coches, entre otros.

El valor de las aportaciones se encuentra entre el 70 y 75 por ciento de la dotación de agua potable y se expresa en litros por habitante por día (l/hab/día), considerado que el volumen restante se consume antes de llegar a las atarjeas y por consiguiente al sitio de disposición para el tratamiento del agua residual. (MAPAS Libro 04, 2015)

Para el caso de nuestro estudio se determinó emplear el 75 % de la dotación; por lo tanto, el valor de las aportaciones de aguas residuales será:

$$Ap = D * 75\%$$

$$Ap = 201 \text{ l/hab/día} * 0.75$$

$$Ap = \mathbf{151.12 \text{ l/hab/día}}$$

6.5.3.3. COEFICIENTES DE VARIACIÓN

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

Las aportaciones de agua residual no son constantes durante todo el año, ni siquiera durante el día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria.

Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria lo adecuado es hacer un estudio de demanda de la localidad, pero si no se puede llevar a cabo se pueden emplear los coeficientes expresados en la tabla 6.23 que se muestran a continuación.

Tabla 6.23 Coeficiente de Variación Diaria y horaria.

Concepto	Valor
Coeficiente de variación diaria (CV _d)	1.20 a 1.40
Coeficiente de variación horaria (CV _h)	1.55

Fuente: MAPAS Libro 04, 2015.

Para cuestión del diseño se empleará un valor de 1.30 de coeficiente variación diaria, y un valor de 1.55 de coeficiente de variación horaria.

6.5.3.4. GASTO MEDIO DIARIO

El gasto medio es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio, este valor está en función de la dotación y se calcula con la fórmula que se muestra a continuación. (MAPAS Libro 04, 2015)

$$Q_{med} = \frac{D * P}{86\ 400}$$

Dónde:

Q_{med} = Gasto medio diario, en l/s.

D = Dotación, en l/hab/día

P = Población, en habitantes

D = 201 l/hab/día

P = 9 010 habitantes

El gasto calculado a continuación será el gasto medio diario para el año de diseño (2038).

$$Q_{med} = \frac{201 \text{ l/hab/día} * 9010 \text{ hab}}{86\ 400}$$

$$Q_{med} = 21.01 \text{ l/s}$$

6.5.3.5. GASTO MÁXIMO DIARIO

El gasto máximo diario es el gasto requerido para satisfacer las necesidades de la población en un día de máximo consumo en un año tipo. El gasto máximo diario se calcula a partir de gasto medio, con la ecuación que se expresa a continuación. (MAPAS Libro 04, 2015)

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

Dónde:

Q_{Md} = Gasto máximo diario, en l/s

CV_d = Coeficiente de variación diaria

Q_{med} = Gasto medio diario, en l/s

$CV_d = 1.30$

$Q_{med} = 21.01 \text{ l/s}$

El gasto calculado a continuación, será el gasto máximo diario para el año de diseño (2038).

$$Q_{Md} = 1.30 * 21.01 \text{ l/s}$$

$$Q_{Md} = 27.32 \text{ l/s}$$

6.5.3.6. GASTO MÁXIMO HORARIO

El gasto máximo horario, es el requerido para satisfacer las necesidades de la población a la hora de máximo consumo en un año tipo. El gasto máximo horario se obtiene a partir del gasto máximo diario, con la ecuación que se expresa a continuación. (MAPAS Libro 04, 2015)

$$Q_{Mh} = CV_h * Q_{Md}$$

Dónde:

Q_{Mh} = Gasto máximo horario, en l/s

CV_h = Coeficiente de variación horaria

$CV_h = 1.55$

Q_{Md} = Gasto máximo diario, en l/s

$Q_{Md} = 27.32$ l/s

El gasto calculado a continuación será el gasto máximo horario para el año de diseño (2038).

$$Q_{Mh} = 1.55 * 27.32 \text{ l/s}$$

$$Q_{Mh} = \mathbf{42.34 \text{ l/s}}$$

6.5.3.7. GASTO MEDIO

El gasto medio a gasto medio anual es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año. En ocasiones se considera un volumen de aportación debido a las infiltraciones sin embargo la Comisión Nacional del Agua considera que la red es una red hermética por lo que no se contemplará dicho valor. (MAPAS Libro 04, 2015)

En función de la población y de la aportación se calcula el gasto medio de aguas residuales, empleando la siguiente ecuación:

$$Q_{MED} = \frac{A_p P}{86\ 400}$$

Dónde:

Q_{MED} = Gasto medio de aguas residuales en l/s

A_p = Aportación de aguas residuales por día, en l/hab

$A_p = 151.12$ l/hab/día

P= Población, en habitantes.

P= 9 010 hab

El gasto calculado a continuación será el gasto medio para el año de diseño (2038).

$$Q_{MED} = \frac{151.12 \text{ l/hab/día} * 9\ 010 \text{ hab}}{86\ 400}$$

$$Q_{MED} = \mathbf{15.76 \text{ l/s}}$$

6.5.3.8. GASTO MÍNIMO

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 a la mitad del gasto medio, tal como se muestra en la ecuación que se presenta a continuación. (MAPAS Libro 04, 2015).

$$Q_{MIN} = 0.5 Q_{MED}$$

Dónde:

Q_{MIN} = Gasto mínimo de aguas residuales en l/s

Q_{MED} = Gasto medio de aguas residuales en l/s

Q_{MED} = 15.76 l/s

El gasto calculado a continuación será el gasto mínimo para el año de diseño (2038).

$$Q_{MIN} = 0.5 (15.76 \text{ l/s})$$

$$Q_{MIN} = \mathbf{7.88 \text{ l/s}}$$

> 1.5 l/s (valor mínimo recomendado por MAPAS Libro 04, 2015)

6.5.3.9. GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO

El gasto máximo instantáneo es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Para evaluar este gasto se considera la cantidad de habitantes servidos y no tiene relación con las condiciones socioeconómicas de la población. (MAPAS Libro 04, 2015)

El gasto máximo instantáneo se obtiene a partir del coeficiente de Harmon (M), cuya ecuación se expresa a continuación:

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

Dónde:

P= Población servida acumulada hasta el sitio de disposición de la PTAR, en miles de habitantes.

Dicha ecuación es válida para las condiciones en que la población se encuentra entre 1 000 y 100 000 habitantes. Lo que significa que, para nuestro diseño, la ecuación es aplicable y el coeficiente de Harmon (M) se calcula de la siguiente forma, usando de ejemplo la población del año de diseño P= 9 010 habitantes (año 2038):

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{9.010}}$$

$$M = 3.00$$

Una vez calculado el coeficiente de Harmon, se calcula el gasto máximo instantáneo, empleando la siguiente ecuación:

$$Q_{Minst} = M Q_{MED}$$

Dónde:

Q_{Minst} = Gasto máximo instantáneo, en l/s

M= Coeficiente de Harmon

Q_{MED} = Gasto medio, en l/s

M= 3.00

Q_{MED} = 15.76 l/s

El gasto calculado a continuación será gasto máximo instantáneo para el año de diseño (2038).

$$Q_{Minst} = 3.00 * 15.76 \text{ l/s}$$

$$Q_{Minst} = 47.27 \text{ l/s}$$

6.5.3.10. GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO

Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de aguas que no forman parte de las descargas normales, como por ejemplo bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado. El diseño de gasto máximo suele verse afectado por un coeficiente de seguridad para preverse las cuestiones mencionadas.

Para casos que se diseñe un sistema que separe el agua de azoteas, y que impida un crecimiento desordenado de la población, el coeficiente de seguridad será igual a 1.

Para cuestiones de nuestro diseño el cual no se considera la separación de aguas de azoteas, ni se cuenta con un plan de desarrollo urbano, se empleará un coeficiente de seguridad de 1.5 (Recomendado por MAPAS Libro 04, 2015).

La expresión para el cálculo del gasto máximo extraordinario será la siguiente:

$$Q_{M\ ext} = CS\ Q_{M\ inst}$$

Dónde:

$Q_{M\ Ext}$ = Gasto máximo extraordinario, en l/s

CS= Coeficiente de seguridad

CS= 1.5

$Q_{M\ inst}$ = Gasto máximo instantáneo, l/s

$Q_{M\ inst}$ = 47.27 l/s

El gasto calculado a continuación será gasto máximo extraordinario para el año de diseño (2038).

$$Q_{M\ ext} = 1.5 * 47.27\ l/s$$

$$Q_{M\ ext} = \mathbf{70.91\ l/s}$$

6.5.3.11. GASTO DE PROYECTO

La tabla 6.24 presenta un resumen del cálculo de los gastos de diseño, para los años de diseño.

Tabla 6.24 Resumen de Gastos de Proyecto

Servicio	Años					
	2018	2020	2025	2030	2035	2038
Población Total (P)	7320	7474	7872	8292	8734	9010
Coefficiente de Harmon (M)	3.09	3.08	3.06	3.04	3.01	3.00
Dotación (l/hab/día) (D)	201	201	201	201	201	201
Aportación (l/hab/día) (A_p)	151.12	151.12	151.12	151.12	151.12	151.12
Gasto medio diario (l/s) (Q_{med})	17.07	17.43	18.36	19.34	20.37	21.01
Gasto máximo diario (l/s)(CVd= 1.30) (Q_{Md})	22.19	22.66	23.87	25.14	26.48	27.32
Gasto máximo horario (l/s) /CVh= 1.55) (Q_{Mh})	34.40	35.12	36.99	38.96	41.04	42.34
Gasto medio (l/s) (Q_{MED})	12.80	13.07	13.77	14.50	15.28	15.76
Gasto mínimo (l/s) (Q_{MIN})	6.40	6.54	6.88	7.25	7.64	7.88
Gasto máximo instantáneo (l/s) ($Q_{M\ inst}$)	39.53	40.25	42.09	44.02	46.03	47.27
Gasto máximo extraordinario (l/s) (CS=1.5) ($Q_{M\ ext}$)	59.30	60.37	63.14	66.03	69.04	70.91

6.6. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL TREN DE TRATAMIENTO

Es bien sabido que el diseño de una planta tratadora de aguas residuales es único para cada lugar, ya que en él engloba un sin fin de características, como lo son; la calidad y cantidad del influente, la carga orgánica del influente y la disponibilidad de terreno. Analizando cada una de estas características es que se logra determinar el tipo de tren de tratamiento.

Al inicio de éste capítulo se analizaron las posibles alternativas de tratamiento y al finalizar se hizo la determinación de que la opción más viable y económica para la localidad de Huandacareo, Michoacán era la mostrada en la ilustración 6.10 en la cual se propone un sistema de tratamiento de un Reactor Anaerobio de Lecho de Lodos y Flujo Ascendente con un Humedal.

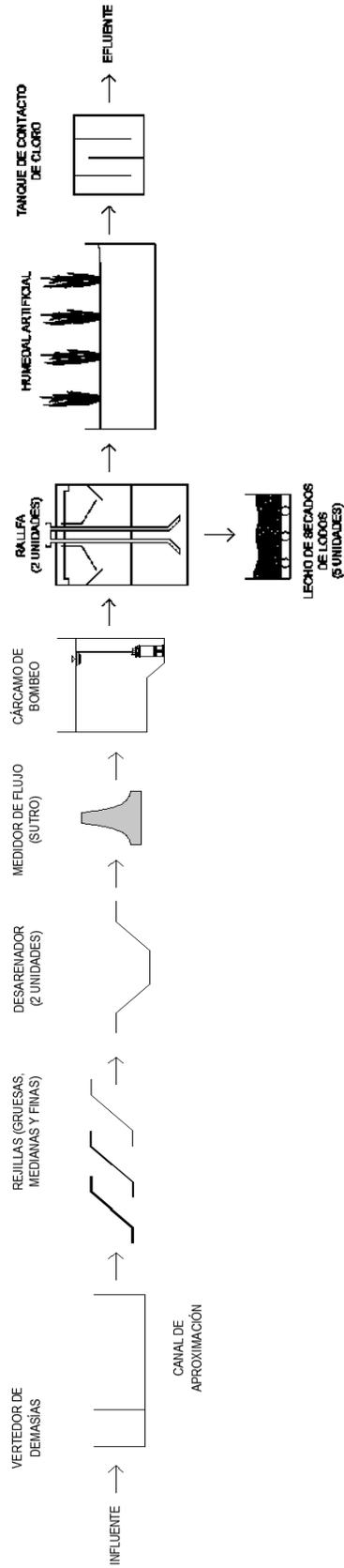


Ilustración 6.10 Tren de tratamiento para la población de Huandacareo, Mich.

6.6.1. PRETRATAMIENTO

La función que tiene el pretratamiento es preparar al efluente de aguas residuales para su posterior tratamiento, mediante la reducción o eliminación de sólidos grandes, granos abrasivos, olores y en algunos casos altas cargas hidráulicas u orgánicas inaceptables, que de no ser removidas impedirían el buen funcionamiento de la PTAR.

Las unidades que deberá incluir el pretratamiento serán las siguientes:

- Caja de llegada y vertedor de demasías.
- Canal de aproximación
- Rejillas
- Canal desarenador
- Vertedor Sutro
- Cárcamo de bombeo

CAJA DE LLEGADA Y VERTEDOR DE DEMASÍAS

Es una estructura que recibe el agua residual por medio del emisor. Su función principal es regular el agua que ingresa a la planta. Este dispositivo además del acceso que tiene al canal de aproximación tiene una salida (canal de desvío) cuya función es desviar el agua residual para que ésta no entre a la planta en los posibles casos como una avenida extraordinaria o alguna reparación que se esté haciendo en la planta.

Para su diseño se requiere el gasto máximo extraordinario ya que este nos permite conocer la cantidad de agua máxima extraordinaria que podría llegar a la planta y que para el caso de la población de Huandacareo, Michoacán para el año 2038 es de 70.91 l/s. Además del gasto máximo extraordinario se requiere proponer un tiempo de retención hidráulico (TRH) que para nuestro caso será de 3 minutos.

Continuando con el diseño se hará uso del siguiente fórmula:

$$Vol = Q_{M\ ext} * TRH$$

Sustituyendo se tiene lo siguiente:

$$Vol = \frac{70.91 \text{ l/s}}{1000 \text{ l}} * 3 \text{ min}(60)$$

Resultando:

$$Vol = 12.7635 \text{ m}^3$$

Proponiendo una caja con una profundidad de 2.0 m se obtiene lo siguiente:

$$A = \frac{12.7635 \text{ m}^3}{2.0 \text{ m}}$$

Resulta:

$$A = 6.3818 \text{ m}^2$$

Sacando la raíz cuadrada para obtener la dimensión del lado, considerando que tiene los lados del mismo tamaño resulta lo siguiente:

$$lc = \sqrt{6.3818 \text{ m}^2}$$
$$lc = 2.53 \text{ m} \approx 2.60 \text{ m}$$

Las dimensiones finales de la caja de demasías serán de 2.0 m de profundidad por 2.60 m de lado. Siguiendo la configuración que se muestra en la ilustración 6.11.

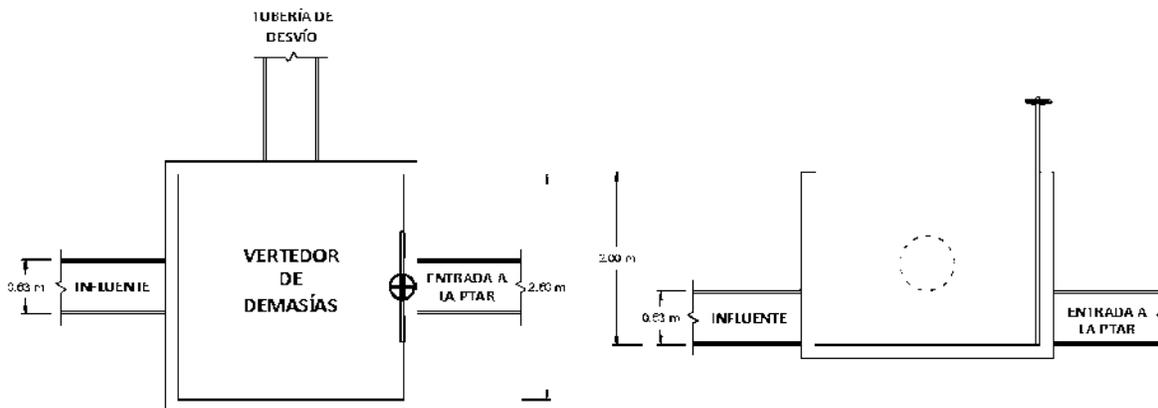


Ilustración 6.11 Dimensiones de Caja de Demasías

CANAL DE APROXIMACIÓN

Se propone un canal rectangular. Para lograr proponer un ancho de canal (b_{ca}), se debe conocer el diámetro del tubo emisor del sistema de alcantarillo, ya que deberá albergar perfectamente al tubo. El diámetro del tubo emisor existente en la población de Huandacareo Michoacán es de 24 pulgadas (63 mm) por lo que el ancho de canal propuesto será de 0.65 m. Sus paredes y fondo serán de concreto pulido.

Se calcularán las características del canal para su condición límite mínima, es decir, para el gasto mínimo que conducirá ($Q_{MIN} = 7.88$ l/s). Por lo tanto, la sección transversal al flujo del canal (A_{ca}) considerando una velocidad recomendada (V_{rec}) de 0.3 m/s es de:

$$A_{ca} = \frac{Q_{MIN}}{V_{rec}} = \frac{0.00788 \text{ m}^3/\text{s}}{0.30 \text{ m/s}} = \mathbf{0.0263 \text{ m}^2}$$

Como

$$A_{ca} = (b_{ca})(y_{min})$$

Entonces

$$y_{min} = \frac{A_{ca}}{b_{ca}} = \frac{0.0263}{0.65} = \mathbf{0.0404 \text{ m}}$$

En la ilustración 6.12 se presenta un resumen del cálculo del canal de aproximación

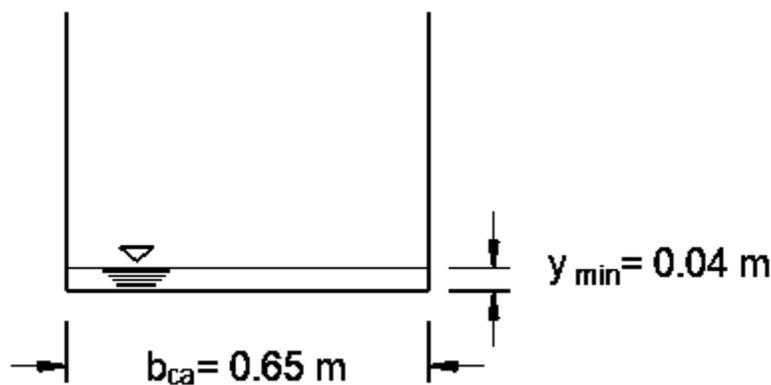


Ilustración 6.12 Sección transversal del canal de aproximación

La pendiente mínima (S_{min}), correspondiente al gasto mínimo (Q_{min}), depende del radio hidráulico (R_h) definido por la siguiente ecuación:

$$R_{Hm} = \frac{A_{ca}}{P_{ca}} = \frac{A_{ca}}{2y_{min} + b_{ca}} = \frac{0.0263}{(2)(0.0404) + 0.65} = 0.0359 \text{ m}$$

Donde:

$$P_{ca} = \text{Perímetro mojado (en m)}$$

Así, de la ecuación de Manning:

$$S_{min} = \left(\frac{v_{rec} n}{R_H^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = \left(\frac{(0.3)(0.013)}{0.0359^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 1.282 \times 10^{-3} = 1.282 \text{ milésimas}$$

Donde:

$n = 0.013$ = Coeficiente de fricción del concreto (adimensional)

Ahora bien, para el gasto máximo instantáneo ($Q_{m \text{ inst}}$), el valor del (y_{max}) con la (S_{min}) será:

$$Q_{m \text{ inst}} = (A_{ca})(v_{rec}) = [(b_{ca})(y_{max})] \left[\frac{1}{n} S_{min}^{1/2} \left(\frac{(b_{ca})(y_{max})}{2y_{max} + b_{ca}} \right)^{2/3} \right]$$

Sustituyendo:

$$Q_{m \text{ inst}} = [(0.65)(y_{max})] \left[\frac{1}{0.013} (0.001387)^{1/2} \left(\frac{(0.65)(y_{max})}{2y_{max} + 0.65} \right)^{2/3} \right] = 0.04727 \text{ m}^3/\text{s}$$

Simplificando

$$y_{max} \left(\frac{y_{max}}{2y_{max} + 0.65} \right)^{2/3} = 0.02640$$

Resolviendo por tanteos

$$y_{max} = \mathbf{0.1281\ m}$$

Con esto la altura total del canal suponiendo un borde libre de 0.30 m, es de

$$0.1281 + 0.30 = 0.4281 \approx \mathbf{0.50\ m}$$

Como propuesta para el pretratamiento se propone alojar las rejas gruesas dentro del canal de aproximación, mientras que las medianas y finas se ubicaran dentro de cada canal desarenador. Por lo que su diseño se muestra a continuación.

Rejas Gruesas

Para el cálculo del número de barras y de espacios que conformaran a las rejas gruesas, se considerará un espesor de barra (e) de 5.0 cm con separación entre los elementos (E) de 10 cm (tabla 6.1).

La disposición de la medida E y e se pueden apreciar en la ilustración 6.13

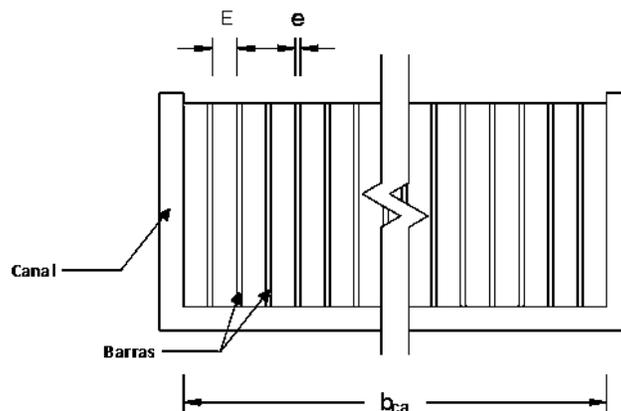


Ilustración 6.13 Vista en elevación de la reja

Para obtener el número de barras se emplea la siguiente fórmula:

$$N = \frac{b_{ca} - e}{E + e} = \frac{65 - 5}{10 + 5} = 4 \text{ barras}$$

Dónde:

N= Número de barras

b_{ca} = Ancho del canal de aproximación (cm)

e= Espesor de la barra (cm)

E= Separación entre barras (cm)

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

$$\text{Número de espacios} = N + 1 = 4 + 1 = 5 \text{ espacios}$$

En la ilustración 6.14 se muestra una vista en planta y un corte transversal de la reja gruesa, mismo que será para las rejas medianas y finas, solo que estas últimas dos se alojarán dentro del canal desarenador.

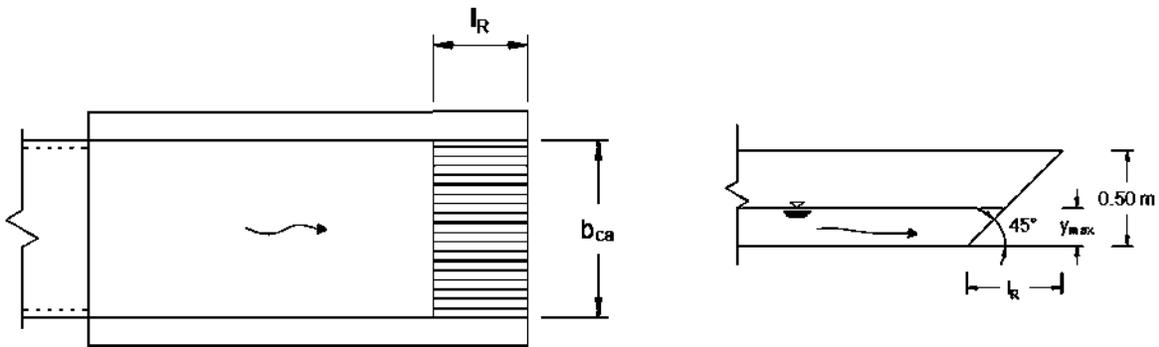


Ilustración 6.14 Vista en planta y corte transversal de las rejas

Para calcular la longitud ocupada por la rejilla en el canal de aproximación (l_R), se considera que estará inclinada 45° con respecto al piso del mismo (valor recomendado para rejillas de limpieza manual MAPAS Libro 26, 2015). Así, tenemos que:

$$\text{tg } 45^\circ = \frac{0.50 \text{ m}}{l_R}$$

De donde

$$l_R = \frac{0.50 \text{ m}}{\text{tg } 45^\circ} = 0.5 \text{ m}$$

Resumiendo, las rejas gruesas se conformarán por 4 barras (5 espacios) distribuidas en un ancho de 0.65 m con barras de 5 cm de ancho, inclinadas a 45°.

CANAL DESARENADOR Y REJILLAS

Se diseñarán dos canales desarenadores idénticos: mientras uno de ellos esté funcionando, el otro quedará de servicio para maniobras de operación y mantenimiento, dentro de estos se instalarán las rejillas (medianas y finas) para poder acceder a darles mantenimiento también. La sección de los canales será rectangular, diseñándose para un gasto de circulación igual al gasto máximo instantáneo ($Q_{m \text{ inst}} = 47.27 \text{ l/s}$).

La transición del canal de aproximación a los canales desarenadores tendrá un ángulo de apertura de 30° (ver ilustración 6.13).

El ancho de los canales desarenadores (b_{cd}), se calcula considerando una velocidad de flujo de 0.30 m/s (Valor recomendado de tabla 6.2), tal como se expresa a continuación:

$$b_{cd} = \frac{Q_{m \text{ inst}}}{V_{rec} \gamma_{max}} = \frac{0.04727}{0.30 * 0.1281} = 1.23 \text{ m}$$

Considerando el ancho de dos canales y una separación entre ellos de 0.30 m, se obtiene un ancho total de 2.76 m que al restarle 0.65 m del ancho del canal de aproximación y dividido entre 2, se sabe que la distancia de apertura será de 1.06 m (ver ilustración 6.15).

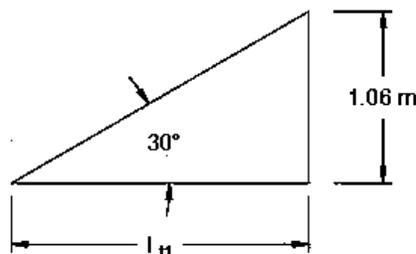


Ilustración 6.15 Diagrama de transición del canal desarenador

Se calcula la distancia l_{t1} mostrada en la ilustración 6.13 de la siguiente forma:

$$\operatorname{tg} 30^\circ = \frac{1.06}{l_{t1}}$$

Se tiene que:

$$l_{t1} = \frac{1.06}{\operatorname{tg} 30^\circ} = 1.83 \text{ m}$$

En la ilustración 6.16 se muestra la vista en planta de la transición entre el canal de aproximación y los canales desarenadores.

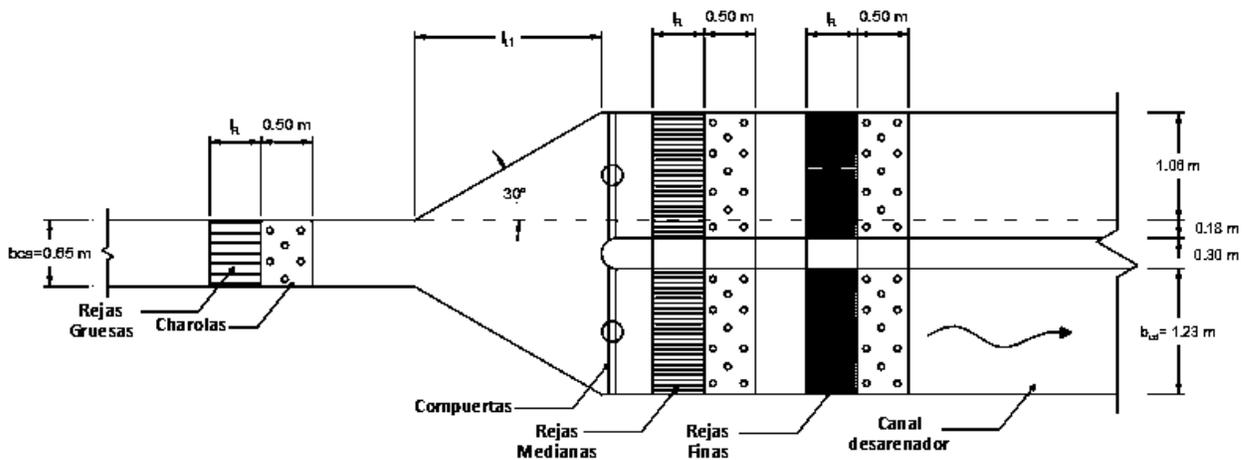


Ilustración 6.16 Vista en planta de transición entre el canal de aproximación y los canales desarenadores

Cálculo de las rejas y del número de barras

Rejas Medianas

Para el cálculo del número de barras y de espacios entre ellas, se considerará un espesor de barra (e) de 2.00 cm con separación entre los elementos (E) de 4 cm (recomendaciones de la tabla 6.1).

Para obtener el número de barras se emplea la siguiente fórmula:

$$N = \frac{b_{cd} - e}{E + e} = \frac{123 - 2}{4 + 2} = 21 \text{ barras}$$

Dónde:

N= Número de barras

b_{cd}= Ancho del canal desarenador (cm)

e= Espesor de la barra (cm)

E= Separación entre barras (cm)

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

$$\text{Número de espacios} = N + 1 = 21 + 1 = 22 \text{ espacios}$$

Para calcular la longitud ocupada por la rejilla en el canal desarenador (l_R), se considera que estará inclinada 45° con respecto al piso del mismo (valor recomendado para rejillas de limpieza manual MAPAS Libro 26, 2015). Y esta se calcula de la siguiente forma:

$$\text{tg } 45^\circ = \frac{0.50 \text{ m}}{l_R}$$

De donde

$$l_R = \frac{0.50 \text{ m}}{\text{tg } 45^\circ} = 0.5 \text{ m}$$

Resumiendo, las rejas medianas se conformarán por 21 barras (22 espacios) distribuidas en un ancho de 1.23 m con barras de 2 cm de ancho, inclinadas a 45° .

Rejas Finas (Rejillas)

Para el cálculo del número de barras y de espacios entre ellas, se considerará un espesor de barra (e) de 1.00 cm (recomendaciones de la tabla 6.2) con separación entre los elementos (E) de 1.5 cm (recomendaciones de la tabla 6.1).

Para obtener el número de barras se emplea la siguiente fórmula:

$$N = \frac{b_{cd} - e}{E + e} = \frac{123 - 1}{1.5 + 1} = 49 \text{ barras}$$

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

$$\text{Número de espacios} = N + 1 = 49 + 1 = 50 \text{ espacios}$$

En la ilustración 6.16 se muestra una vista en planta y un corte transversal de la reja fina.

Para calcular la longitud ocupada por la reja fina en el canal desarenador (l_R), se considera que estará inclinada 45° con respecto al piso del mismo (valor recomendado para rejillas de limpieza manual MAPAS Libro 26, 2015). Teniendo que:

$$\text{tg } 45^\circ = \frac{0.50 \text{ m}}{l_R}$$

De donde

$$l_R = \frac{0.50 \text{ m}}{\text{tg } 45^\circ} = 0.5 \text{ m}$$

Resumiendo, las rejillas finas se conformarán por 49 barras (50 espacios) distribuidas en un ancho de 1.23 m con barras de 1 cm de ancho, inclinadas a 45° .

Canal desarenador

La longitud de cada canal desarenador se determinará para el tirante máximo (y_{máx}), considerando que las arenas transportadas por el flujo tienen un tamaño promedio de 0.143 mm (Malla 100, Información de tabla 6.3b). Con esto, la velocidad de sedimentación de las partículas de arena (v_p) correspondiente para la malla 100 es de 0.75 m/min (0.01250 m/s).

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

$$L_{cd} = \frac{v_{rec} * y_{max}}{v_p} = \frac{(0.30)(0.1281)}{0.01250} = 3.07 \text{ m}$$

Por seguridad, y considerando que pudiera existir turbulencia, se le agregará un 35% al valor obtenido de (L_{cd}), por lo que será de:

$$L_{cd} = 3.07 + 1.08 = 4.15 \text{ m} \approx \mathbf{4.20 \text{ m}}$$

Lo que da una superficie para ambos canales (Sup_{cd}) d:

$$Sup_{cd} = (4.20)(2)(1.23) = 10.34 \text{ m}^2$$

Para el cálculo de la cámara colectora de arenas, se considerará que el volumen de arena generado es de 0.0000435 m^3 por metro cúbico de agua residual (valor intermedio del rango del 7 a 80 litros por metro cúbico de arena que se obtiene según el apartado 6.2.4), por lo que se tendría un volumen de arena de:

$$V_{arena} = (V_{AAR})(Q_{m \text{ inst}})(60)(60)(24)(7)$$

Donde:

V_{AAR} = Volumen de arena generado en m^3 por m^3 de agua residual.

$Q_{m \text{ inst}}$ = Gasto máximo instantáneo en m^3/s .

$$V_{arena} = (0.0000435)(0.04727)(60)(60)(24)(7) = 1.24 \text{ m}^3/\text{sem}$$

Con lo que la altura del nivel de arena acumulada sería de:

$$h_a = \frac{1.24}{(4.20)(1.23)} = 0.24 \text{ m/sem}$$

Por lo tanto, la cámara colectora de arenas tendrá una profundidad de 0.24 m, con escalón inclinado de 45° tal y como se muestra en la ilustración 6.17 presentada a continuación.

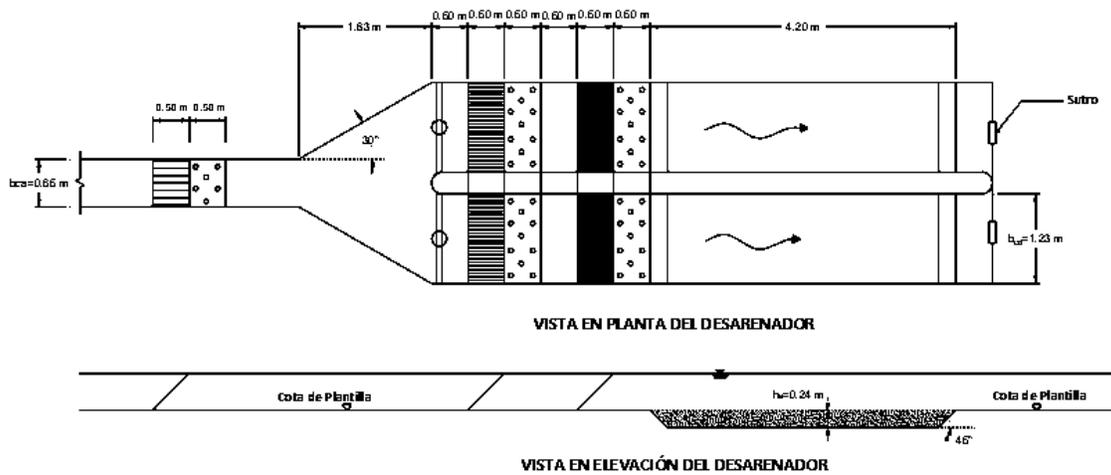


Ilustración 6.17 Vista en planta y elevación de desarenador

CÁLCULO DEL VERTEDOR PROPORCIONAL (TIPO “SUTRO”)

El vertedor tipo Sutro, será el dispositivo regulador y medidor del influente. Se calculará de acuerdo a lo especificado en el apartado 6.2.3, tomando como caudal de proyecto el gasto máximo instantáneo ($Q_{m\ inst} = 47.27\ l/s$).

La ilustración 6.18 muestra una vista en elevación de un vertedor tipo “sutro”

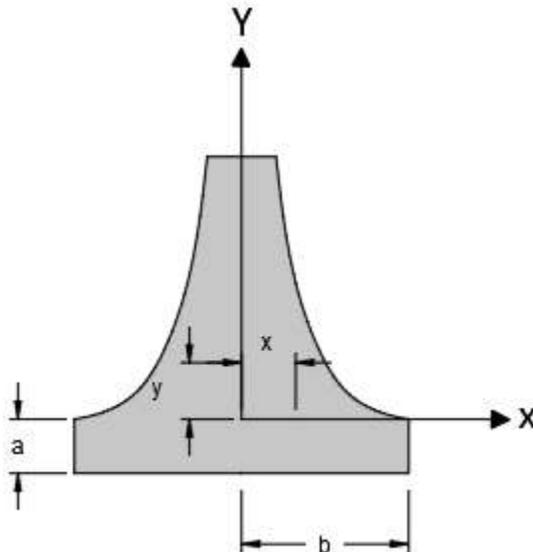


Ilustración 6.18 Vista en elevación del vertedor

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

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

Con:

a= 3.0 cm= Altura de la base recta del vertedor

b= 30.00 cm= Semiancho de la base del vertedor

Para:

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

Donde=

Q= Q_{m inst}= 47.27 l/s

En la tabla 6.25 se muestran las coordenadas de la silueta del vertedor, mientras que en la tabla 6.26 se muestran los valores del gasto para diferentes alturas.

Tabla 6.25 Coordenadas de la silueta del vertedor

y (cm)	x (cm)
0	30.0
0.1	26.6
0.2	25.2
0.3	24.2
0.4	23.3
0.5	22.6
1	20.0
2	16.9
3	15.0
4	13.6
6	11.8
8	10.5
10	9.6
14	8.3
18	7.4
18.54	7.3

Tabla 6.26 Valores del gasto para diferentes alturas

h (cm)	Q (l/s)
0	4.6
0.5	5.8
1	6.9
2	9.2
3	11.5
4	13.8
5	16.1
6	18.4
8	23.0
10	27.6
14	36.8
18	46.0
18.54	47.3

CÁRCAMO DE BOMBEO

Considerando un tiempo de retención hidráulico (TRH) de 20 min a caudal medio ($Q_{MED}=15.76$ l/s), para evitar condiciones de septicidad, las dimensiones del cárcamo de bombeo son:

$$Q_{MED} = \frac{Vol}{TRH} = 15.76 \text{ l/s}$$

Despejando el volumen:

$$Vol = (Q_{MED})(TRH) = (0.01576)(20)(60) = 18.92 \text{ m}^3$$

Con una profundidad máxima de 2.0 m, el área superficial del cárcamo (A_{sup-c}) será de:

$$A_{sup-c} = \frac{18.92}{2.0} = 9.46 \text{ m}^2$$

Considerando una superficie cuadrada, la longitud de cada lado del cárcamo (l_c) será:

$$(l_c)^2 = A_{sup-c} = 9.46 \text{ m}^2$$

Por lo tanto:

$$l_c = \sqrt{9.46} = 3.08 \text{ m}$$

Para la longitud de desarrollo del escalón (l_d), de la vista en corte longitudinal del cárcamo (ilustración 6.19) tenemos que:

$$tg 45^\circ = \frac{0.5}{l_d}$$

De donde

$$l_d = \frac{0.5}{tg 45^\circ} = 0.5 \text{ m}$$

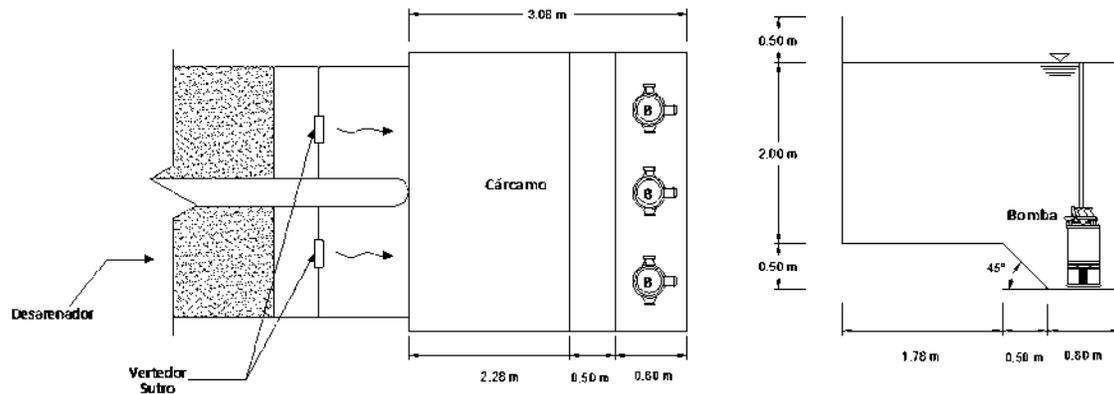


Ilustración 6.19 Vista en planta y corte longitudinal del cárcamo de bombeo

6.6.2. TRATAMIENTO PRIMARIO

DISEÑO DEL REACTOR ANAEROBIO DE LECHO DE LODOS Y FLUJO ASCENDENTE.

En la tabla 6.27 se presentan los parámetros considerados para el diseño del reactor. Cabe resaltar que la información mostrada fue tomada de la tabla 6.8 las cuales son valores medios de los recomendados por el MAPAS en su Libro 28, 2015.

Tabla 6.27 Parámetros para diseño del RALLFA

Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Gasto influente promedio: Q_{ip}	1361.67	m^3/d	56.74	m^3/h
Gasto influente máximo horario: Q_{max-h}	3658.35	m^3/d	152.43	m^3/h
DQO influente promedio (S_o):	500	g/m^3	0.500	Kg/m^3
DBO influente promedio (S_o):	220	g/m^3	0.220	Kg/m^3
Temperatura del agua residual	22	$^{\circ}C$		
Coefficiente del rendimiento de sólidos: Y	0.15	$kgSST/kgDQO_{app}$		
Coefficiente del rendimiento de sólidos, en términos de DQO: Y_{obs}	0.17	$kgDQO_{lodo}/kgDQO_{app}$		
Concentración esperada de la descarga del lodo: C	4	%		
Densidad del lodo: γ	1030	Kg/m^3		

a) Cálculo de la carga de DQO influente promedio (L_0):

$$L_0 = S_0 * Q_{ip}$$

Sustituyendo:

$$L_0 = (0.500 \text{ kg/m}^3)(1361.67 \text{ m}^3/\text{d}) = 680.83 \text{ kg DQO/d}$$

b) Adoptar un valor del tiempo de residencia hidráulica (t):

De acuerdo con la tabla 6.8, se adopta un tiempo de residencia hidráulica de 8 horas= 0.3333 días.

c) Determinar el volumen total del reactor (V):

$$V = Q_{ip} * t$$

Sustituyendo

$$V = (1361.67 \text{ m}^3/\text{d})(0.3333 \text{ días})$$

$$V = 453.89 \text{ m}^3$$

d) Establecer el número de módulos del reactor (N)

Para el diseño se establece que el número de módulos del reactor son dos, por tal motivo $N= 2$.

e) Volumen de cada módulo

$$V_u = \frac{V}{N}$$

Sustituyendo

$$V_u = \frac{453.89 \text{ m}^3}{2}$$

$$Vu = 226.94 \text{ m}^3$$

f) Establecer un valor para la altura del reactor (H):

$$H = 5 \text{ m}$$

g) Determinar el área de cada módulo (A):

$$A = \frac{Vu}{H}$$

Sustituyendo los valores de Vu y H se obtiene lo siguiente:

$$A = \frac{226.94 \text{ m}^3}{5 \text{ m}}$$

$$A = 45.39 \text{ m}^2$$

Para la configuración del reactor de forma rectangular, se propone un ancho de 4 metros, por lo que el largo del reactor queda de la siguiente forma:

$$l = \frac{A}{a}$$

Donde:

$$l = \frac{45.39 \text{ m}^2}{4 \text{ m}}$$

$$l = 11.35 \text{ m} \approx 11.50 \text{ m}$$

h) Verificación del área, volumen y tiempo de residencia hidráulica

Área total correcta:

$$At = N * A$$

Sustituyendo en la ecuación en número de módulos y el área obtenida para cada módulo:

$$At = (2) * (46 m^2)$$

$$At = 92 m^2$$

Volumen total correcto:

$$Vt = At * H$$

Sustituyendo

$$Vt = (92 m^2) * (5 m)$$

$$Vt = 460 m^3$$

Tiempo de residencia hidráulica corregido:

$$t = \frac{Vt}{Qip}$$

Sustituyendo

$$t = \frac{460 m^3}{1361.67 m^3/d}$$

$$t = 0.3378 \text{ días}$$

$$t = 8.11 \text{ hrs}$$

i) Verificación de las cargas aplicadas

Carga hidráulica volumétrica (CHV):

$$CHV = \frac{Qip}{V}$$

Sustituyendo

$$CHV = \frac{1361.67 m^3/d}{460 m^3}$$

$$CHV = 2.96 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ d}$$

<4.0 Valor recomendado para los criterios de diseño expresados en la tabla 6.7.

Carga orgánica volumétrica (COV):

$$COV = \frac{Qip * So}{V}$$

Sustituyendo

$$COV = \frac{(1361.67 \text{ m}^3/\text{d}) * (0.500 \text{ kgDQO}/\text{m}^3)}{460 \text{ m}^3}$$

$$COV = 1.48 \text{ kgDQO}/\text{m}^3 \text{ d}$$

j) Verificación de las velocidades del flujo ascendente:

Para $Qip =$

$$v = \frac{Qip}{At}$$

$$v = \frac{1361.67 \text{ m}^3/\text{d}}{92 \text{ m}^2}$$

$$v = 14.80 \text{ m}/\text{d}$$

$$v = 0.62 \text{ m}/\text{h}$$

Se puede observar que las velocidades de flujo ascendente obtenidas dentro del cálculo, están dentro de los intervalos de valores mostrados en la tabla 6.7.

k) Sistemas de distribución del agua residual (influyente)

Cálculo del número de tubos de distribución influyente. Estableciendo un área de influencia de $A_d = 2 \text{ m}^2$ en base la tabla 6.8 que muestra los rangos de diseño para aguas residuales domésticas.

$$Nd = \frac{At}{A_d}$$

Sustituyendo

$$Nd = \frac{92 \text{ m}^2}{2 \text{ m}^2}$$

$$Nd = 46 \text{ tubos de distribución}$$

Dado que se ha considerado dos módulos, cada reactor tendrá 24 tubos de distribución, estimándose ubicar de la siguiente forma:

A lo largo de la longitud de cada módulo (11.5 m): 6 tubos

A lo largo del ancho de cada módulo (4 m): 4 tubos

Siendo un total de 24 tubos de distribución por módulo.

l) Estimación de las eficiencias de remoción de DQO del sistema

Para ello se utilizará la siguiente ecuación:

$$E_{DQO} = 100 * (1 - 0.68 * t^{-0.35})$$

Sustituyendo

$$E_{DQO} = 100 * (1 - 0.68 * (8.11^{-0.35}))$$

$$E_{DQO} = \mathbf{67.31 \%}$$

m) Estimación de las eficiencias de remoción de DBO del sistema.

Para ello se empleará la siguiente ecuación:

$$E_{DBO} = 100 * (1 - 0.70 * t^{-0.50})$$

Sustituyendo

$$E_{DBO} = 100 * (1 - 0.70 * 8.11^{-0.50})$$

$$E_{DBO} = 75.42 \%$$

n) Estimación de las concentraciones de DQO y DBO en el efluente final:

$$C_{efl} = S_o - \frac{(E * S_o)}{100}$$

Sustituyendo para valores de DQO

$$C_{efl_{DQO}} = 0.50 \text{ kgDQO/m}^3 - \frac{(67.31 * 0.50 \text{ kg DQO/m}^3)}{100}$$

$$C_{efl_{DQO}} = 0.1634 \text{ kgDQO/m}^3 = 163.4 \text{ mg DQO/l}$$

Sustituyendo para valores de DBO

$$C_{efl_{DBO}} = 0.220 \text{ kgDQO/m}^3 - \frac{(75.42 * 0.220 \text{ kg DBO/m}^3)}{100}$$

$$C_{efl_{DBO}} = 0.0541 \text{ kgDBO/m}^3 = 54.1 \text{ mg DBO/l}$$

o) Producción teórica de metano:

La producción teórica del metano puede ser estimada de la siguiente manera:

$$DQO_{CH_4} = Q_{ip} * [(S_o * C_{elf}) - Y_{obs} * S_o]$$

Donde:

$$Q_{ip} = 1361.67 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$S_o = 0.50 \text{ kg DQO/m}^3$$

$$C_{efl} = 0.1634 \text{ kg DQO/m}^3$$

$$Y_{obs} = 0.17 \text{ kg DQO}_{\text{fodo}}/\text{kgDQO}_{\text{app}}$$

Sustituyendo se tiene lo siguiente:

$$DQO_{CH_4} = 1361.67 * [(0.50 * 0.1634) - (0.17 * 0.50)]$$

$$DQO_{CH_4} = \mathbf{342.54 \text{ kgDQO/d}}$$

Se realizará una corrección empleando el factor $K(t)$, el cual está en función de la temperatura en la que opera el reactor y se calcula como se muestra a continuación:

$$K(t) = \frac{P * K_{DQO}}{[R * (273 + T)]}$$

Dónde:

$$P = 1 \text{ atm}$$

$$K_{DQO} = 64 \text{ gDQO/mol (DQO correspondiente a una mol de CH}_4)$$

$$R = 0.08206 \text{ atm L/mol K (constante del gas)}$$

$$T = 22 \text{ }^\circ\text{C (temperatura)}$$

$$K(t) = \frac{1 \text{ atm} * 64 \text{ gDQO/mol}}{[0.08206 \text{ atm L/mol K} * (273 + 22^\circ\text{C})]}$$

$$K(t) = \mathbf{2.64 \text{ kgDQO/m}^3}$$

Obteniendo la producción del metano corregida se tiene lo siguiente:

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)}$$

Sustituyendo:

$$Q_{CH_4} = \frac{342.54 \text{ kgDQO}/d}{2.64 \text{ kg DQO}/m^3}$$

$$Q_{CH_4} = 129.56 \text{ m}^3/d$$

p) Producción del biogás:

La producción del biogás se determina estimando el porcentaje de metano en el biogás. Para aguas residuales domésticas este porcentaje fluctúa entre el 70 y 80% (Criterios de tabla 6.8) por lo que se propondrá un valor intermedio del 75 por ciento de contenido de metano en el biogás, calculándolo de la siguiente forma:

$$Q_g = \frac{Q_{CH_4}}{0.75}$$

Sustituyendo

$$Q_g = \frac{128.68 \text{ m}^3/d}{0.75}$$

$$Q_g = 172.75 \text{ m}^3/d = 7.20 \text{ m}^3/h$$

q) Dimensionamiento del colector de gas:

Para el diseño se proponen:

2 colectores, uno en cada módulo.

Longitud de cada colector:

Lg= 11.5 metros

La longitud total del colector de gas (considerando los dos módulos):

$$L_t = 11.5 \text{ m} (2) = 23 \text{ m}$$

Ancho de la parte superior del colector de gas (Ag):

Ag= 0.30 m

Área total del colector de gas (A_{tg}) en la parte superior:

$$A_{tg} = L_t * A_g$$

Sustituyendo

$$A_{tg} = 23 \text{ m} (0.30\text{m})$$

$$A_{tg} = 6.90 \text{ m}^2$$

Calculando la tasa de liberación de biogás en el colector de gas (K_g):

$$K_g = \frac{Q_g}{A_{tg}}$$

$$K_g = \frac{7.20 \text{ m}^3/h}{6.90 \text{ m}^2}$$

$$K_g = 1.04 \text{ m/h}$$

(Cumpliendo con la condición mínima de 1 m/h)

r) Dimensionamiento de las aberturas del compartimento del sedimentador

Si se adopta un separador de tres fases en cada módulo, entonces:

El número de aberturas simples:

4 (2 en cada módulo), junto a las paredes con una longitud de cada abertura (L_a):

$L_a = 11.5 \text{ m}$ a lo largo del reactor

Longitud equivalente de operaciones simples (L_t):

$$L_t = (11.5 \text{ m})(4)$$

$$L_t = 46 \text{ m}$$

Ancho de cada abertura (Aa):

$$A_a = 0.80 \text{ m (adoptado)}$$

Área total de las aberturas (Ata):

$$A_{ta} = L_t * A_a$$

Sustituyendo:

$$A_{ta} = (46 \text{ m})(0.80 \text{ m})$$

$$A_{ta} = 36.80 \text{ m}^2$$

Verificación de las velocidades a través de las aberturas (v_{ab}):

Para Q_{ip} :

$$v_{ab} = \frac{Q_{ip}}{A_{ta}}$$

Sustituyendo

$$v_{ab} = \frac{1361.67 \text{ m}^3/d}{36.80 \text{ m}^2}$$

$$v_{ab} = 37.00 \text{ m/d} = 1.54 \text{ m/h}$$

La cual se encuentra dentro del intervalo recomendado en la tabla 6.7

Para Q_{max-h} :

$$v_{ab} = \frac{Q_{max-h}}{A_{ta}}$$

Sustituyendo

$$v_{ab} = \frac{3658.35 \text{ m}^3/d}{36.80 \text{ m}^2}$$

$$v_{ab} = 99.41 \text{ m/d} = 4.14 \text{ m/h}$$

Las velocidades encontradas se encuentran dentro de las recomendaciones de diseño que se muestran en la Tabla 6.7.

Por lo tanto, cada abertura del compartimento del sedimentador tendrá las siguientes dimensiones:

Abertura simple:

Longitud: 11.5 m

Ancho: 0.80 m

s) Dimensionamiento del compartimento del sedimentador

Número de compartimentos del sedimentador:

2 (1 en cada reactor)

Longitud de cada sedimentador (Ls):

Ls= 11.5 (a lo largo del reactor)

Longitud total del sedimentador (Lts):

$$Lts = Ls * N$$

Sustituyendo

$$Lts = 11.5 \text{ m} (2)$$

$$Lts = 23 \text{ m}$$

Ancho de cada colector de gas (Ag):

Ag= 0.35 m (0.30 + 0.05 espesor de la pared)

Ancho de cada compartimento del sedimentador (As):

As= 4 m

Ancho efectivo de cada sedimentador Aes:

$$Aes = 4.0 m - 0.35 m = 3.65 m$$

Área total del sedimentador (A_{ts}):

$$A_{ts} = L_{ts} * A_{es}$$

Sustituyendo:

$$A_{ts} = 23.0 m (3.65 m)$$

$$A_{ts} = 83.95 m^2$$

Verificación de las tasas de carga de superficie del sedimentador (v_s):

Para Q_{ip}:

$$v_s = \frac{Q_{ip}}{A_{ts}}$$

Sustituyendo

$$v_s = \frac{1361.67 m^3/d}{83.95 m^2}$$

$$v_s = 16.22 \frac{m}{d} = 0.6758 m/h$$

La cual se encuentra dentro del intervalo recomendado en la tabla 6.7

Para Q_{max-h}:

$$v_s = \frac{Q_{maxh}}{A_{ts}}$$

Sustituyendo

$$v_s = \frac{3658.35 m^3/d}{83.95 m^2}$$

$$v_s = 43.58 m/d = 1.82 m/h$$

Se puede observar que las tasas de carga superficial en el sedimentador para el gasto máximo horario no se encuentran dentro de los intervalos de valores recomendados en la tabla 6.7, sin embargo, las dimensiones del reactor se mantienen ya que en el cárcamo de bombeo se empleó un tiempo de residencia hidráulica de 20 min, valor que permite amortiguar las variaciones de gasto en el caso de que las existiera.

Por lo tanto, cada compartimento del sedimentador tendrá las siguientes dimensiones:

Longitud: 11.50 m

Ancho: 3.65 m

Para determinar el volumen del compartimento del sedimentador es necesario tomar en consideración los siguientes aspectos:

Altura de la parte superior del compartimento del sedimentador (paredes verticales)

Altura de la parte del fondo del compartimento del sedimentador (paredes inclinadas)

Tiempo de residencia en el compartimento del sedimentador, según tabla 6.7.

t) Producción de lodo

La producción de lodo (Pl) esperado en el sistema de tratamiento puede ser calculado mediante las siguientes ecuaciones:

$$Pl = Y * DQO_{app}$$

$$Pl = Y * L_0$$

Sustituyendo:

$$Pl = (0.15 \text{ kg SST/kg DQO}_{app})(680.83 \text{ kg DQO/d})$$

$$Pl = 102.13 \text{ kg SST/d}$$

$$Vl = \frac{Pl}{\gamma * C}$$

Sustituyendo

$$Vl = \frac{102.13 \text{ kg SST/d}}{1030 \text{ kg/m}^3 * \frac{4}{100}}$$
$$Vl = 2.48 \text{ m}^3/\text{d}$$

La tabla 6.28 se elaboró como resumen del cálculo del reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente, la cual se muestra a continuación:

Tabla 6.28 Resumen del Diseño del RALLFA para la población de Huandacareo, Mich.

Parámetros	Valor
Gasto influente promedio: Qip	1361.67 m ³ /d
Gasto influente máximo horario: Q max-h	3658.35 m ³ /d
DQO influente promedio (So):	2 g/m ³
DBO influente promedio (So):	220 g/m ³
Temperatura del agua residual	22 °C
Coefficiente del rendimiento de sólidos: Y	0.15 kg de SST/kg de DQO aplicada
Coefficiente del rendimiento de sólidos, en términos de DQO: Yobs	0.17 kg de DQO lodo/ kg de DQO aplicada
Concentración esperada de la descarga del lodo: C	4%
Densidad del lodo: g	1030 kg/m ³
Carga de DQO aplicada (Lo)	680.83 kg de DQO/d
Tiempo de retención hidráulica (t)	8.11 horas
Volumen total del reactor (V)	460 m ³
Número de módulos del reactos (N)	2
Volumen de cada módulo (Vu)	230 m ³
Altura del reactor (H)	5
Área de cada módulo (A)	46 m ²
Dimensiones de área del reactor	Ancho: 4 m, Largo 11.5 m
Carga hidráulica volumétrica (CHV)	2.96 m ³ /m ³ d
Carga orgánica volumétrica (COV)	1.48 kg de DQO/m ³ d
Velocidad de flujo ascendente para Qip	0.62 m/h
Área de influencia de distribución del agua residual (influyente)	2 m ²
Número de tubos de distribución del agua residual	46 (24 en cada módulo)
Eficiencia de remoción de la DQO, estimada	67.31%
Eficiencia de remoción de la DBO, estimada	75.45%
Concentraciones (estimadas) de DQO y DBO en el efluente final	163.4 mg de DQO/L, 54.1 mg de DBO/L
Producción estimada de metano	129.56 m ³ /d
Producción estimada de biogás (Considerando un contenido de metano de 75% en el biogás)	172.75 m ³ /d
Número de colectores de gas	Dos, cada uno de: 11.50m (largo) y 0.30 m (ancho)
Aberturas del sedimentador	Cuatro aberturas simples, cada una: 11.50 m (largo) y 0.80 m (largo)
Compartimentos del sedimentador	2 (cada uno de 11.50 m de longitud de 3.65 m de ancho)
Producción de lodo (PI)	102.13 kg de SST/d
Volumen de lodo (VI)	2.48 m ³ /d

En la ilustración 6.20 a) se muestra una vista en planta del reactor y en la ilustración y 6.20 b) se muestra en corte del reactor.

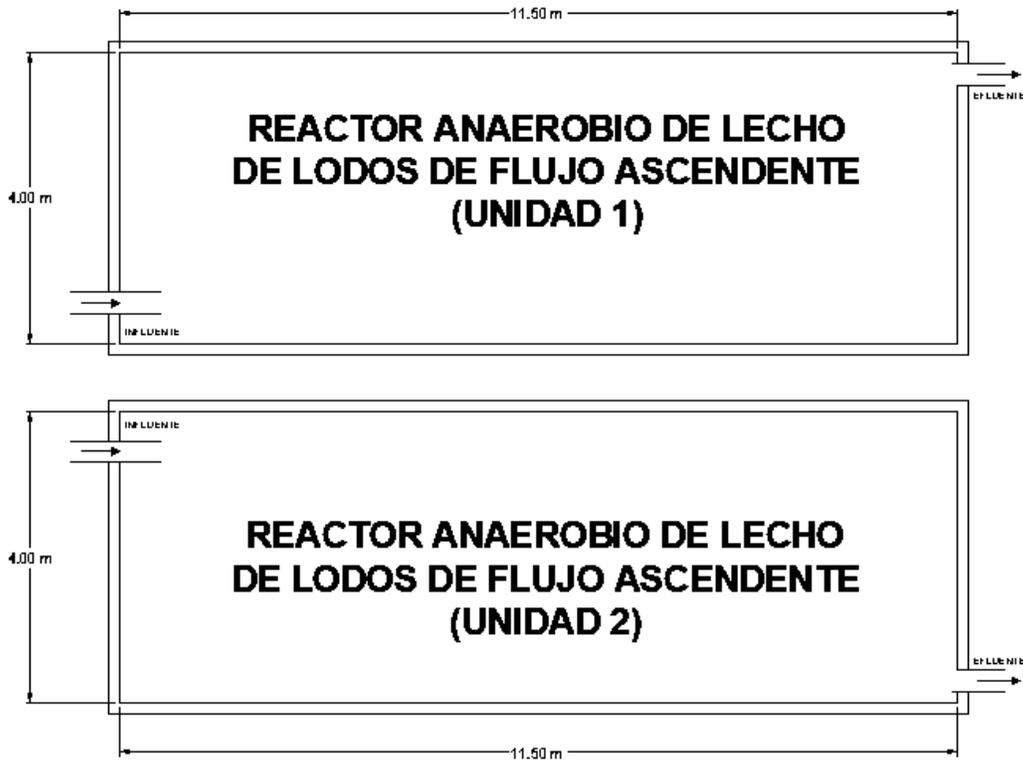


Ilustración 6.20 a) Vista en Planta del RALLFA

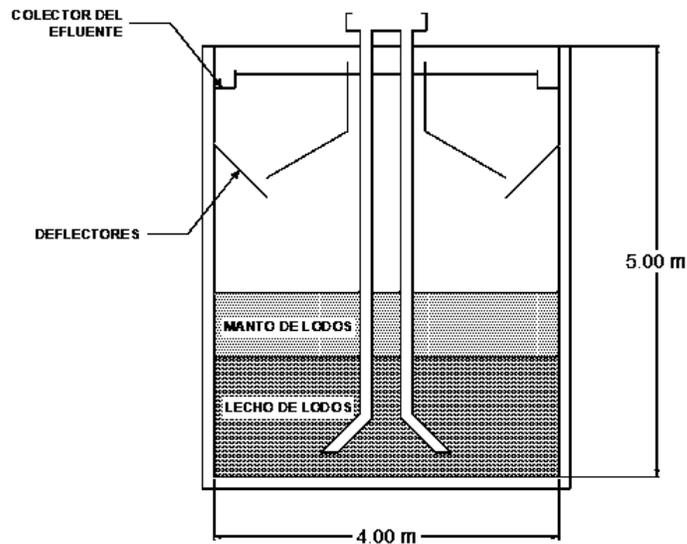


Ilustración 6.20 b) Vista lateral del RALLFA

6.6.3. HUMEDAL

Debido a que por medio del reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente no se logró cumplir con los límites máximos permisibles de contaminantes básicos en el agua residual expresados en la norma NOM-001-SEMARNAT-1996, fue que se realizó la propuesta de un tratamiento secundario de aguas residuales de manera extensiva, ya que se contaba con el espacio y este cumplía con las características para albergar un humedal de flujo subsuperficial horizontal. Siendo una buena opción ya que es una alternativa económica y de fácil operación.

El Valor de DBO_{en} corresponde a la cantidad de DQO del efluente del tratamiento primario, esto resulta de aplicar el porcentaje de eficiencia del 75.45% a la cantidad de concentración de DBO en el influente que entra a la planta de tratamiento.

El porcentaje de remoción propuesto para el cálculo dentro del humedal es del 70%, ya que considerando es valor de remoción se logra cumplir con los límites máximos permisibles expresados dentro de la NOM-001-SEMARNAT-1996.

El material propuesto como medio de soporte de nuestras macrófitas será la grava y sus características, así como las de otros medios de soporte se muestran en la tabla 6.29.

Tabla 6.29 Características del medio para el humedal sub-superficial

Tipo de medio	Diámetro efectivo de tamaño de grano mm	Porosidad n	Conductividad hidráulica K_s m^3/m^2-d	K 20 Día-1
Arena media	1	0.42	420	1.84
Arena de cuarzo	2	0.39	480	1.35
Grava	8	0.35	500	0.86

Fuente: MAPAS Libro 37, 2007.

Según la tabla 6.12 b se recomienda una profundidad del medio de 0.30 a 0.76 m, luego entonces se determinó emplear un valor de 0.70 m para el caso de la planta emergente *Typha Angustifolia*, comúnmente conocida como Tule.

Para determinar la pendiente del humedal, se siguió con las recomendaciones de diseño de la tabla 6.12a, eligiendo un valor de 0.5%, valor ideal para tener un buen drenaje dentro del humedal.

Y por último el tiempo de retención hidráulica que se propuso fue de 8 días, encajando dentro del rango recomendado en la tabla 6.12b de 6 a 14 días.

En la tabla 6.30 se muestran un resumen de los valores propuestos para el diseño del humedal de flujo subsuperficial horizontal.

Tabla 6.30 Valores de diseño para el humedal de la población de Huandacareo, Mich.

Variables	Valor
DBO _{en}	54.1 mg de DBO/L
DBO _{sal}	16.23 mg de DBO/L
Q _{med}	1361.67 m ³ /d
n	0.35
K _s	500 m ³ /m ² /d
K ₂₀	0.86
d	0.70
s	0.005
TRH	8 días

El diseño parte calculando la constante de decaimiento (Kt), indispensable para lograr el cálculo del área del humedal y cuya fórmula se muestra a continuación:

$$Kt = K_{20} * (1.1)^{(T-20)}$$

Donde:

K₂₀= Constante a 20°C.

T= Temperatura mínima del agua en la zona, propuesto de 12°C.

Sustituyendo se tiene

$$Kt = 0.86 * (1.1)^{(12-20)}$$

$$Kt = 0.4012 d^{-1}$$

Una vez conociendo la constante de decaimiento se procede a calcular el área superficial del humedal con la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{[Q_{med}(\ln DBO_{en} - \ln DBO_{sal})]}{Kt * d * n}$$

Sustituyendo

$$A_s = \frac{[1361.67(\ln 54.1 - \ln 16.23)]}{0.4012 * 0.70 * 0.35}$$

$$A_s = 16\ 678.80\ m^2$$

As es el valor del área mínima con la cual el agua residual fluye de manera óptima.

Para conocer el ancho del humedal, se procede a calcular el área transversal mediante la siguiente fórmula:

$$A_c = \frac{Q}{K_s * S}$$

Sustituyendo

$$A_c = \frac{1361.67}{500 * 0.005}$$

$$A_c = 544.67\ m^2$$

Una vez conociendo el valor del área transversal se calcula el ancho del humedal como se muestra a continuación:

$$W = \frac{A_c}{d}$$

Sustituyendo

$$W = \frac{544.67}{0.70}$$

$$W = 778.10 \text{ m}$$

Conociendo el valor del ancho, se procede a calcular el valor del largo del humedal con la siguiente fórmula:

$$L = \frac{As}{W}$$

Sustituyendo

$$L = \frac{16678.80}{778.10}$$

$$L = 21.44 \text{ m}$$

Apreciando los valores de largo y ancho calculados (21.44 m y 778.10 m respectivamente) se aprecia que sus dimensiones están desproporcionadas, según las recomendaciones de mantener una relación largo-ancho de 3:1 para el eficiente funcionamiento del humedal. Por tal motivo se procede a hacer un ajuste de las dimensiones, en las cuales el largo sea tres veces el ancho y esto cumplan con el área superficial de 16 678.80 m².

Las dimensiones resultantes y definitivas fueron las siguientes:

$$W = 75 \text{ m}$$

$$L = 225 \text{ m}$$

$$As = 16\,875 \text{ m}^2$$

En la ilustración 6.21 a) se muestra la planta del humedal sub superficial y en la figura 6.21 b) se muestra un corte.

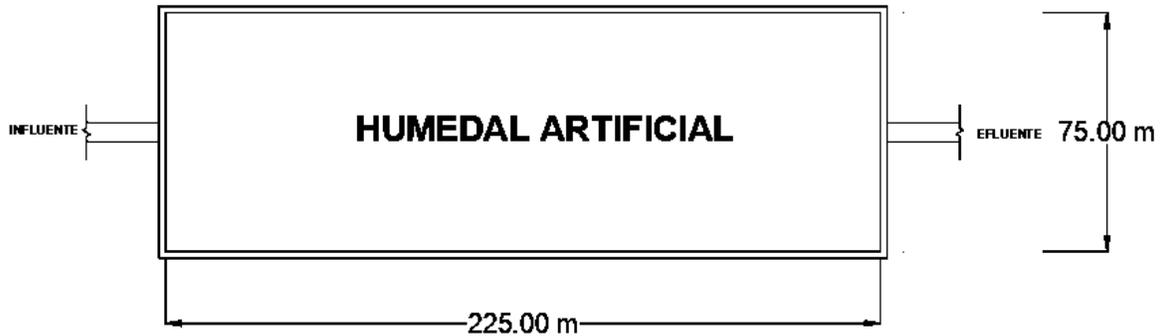


Ilustración 6.21 a) Vista en planta de humedal de flujo subsuperficial

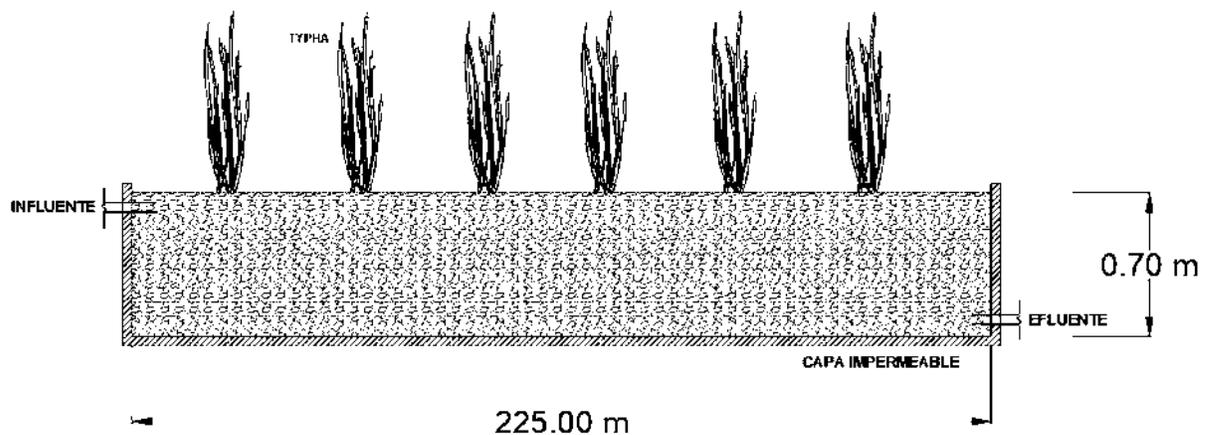


Ilustración 6.21 b) Vista en corte de humedal de flujo subsuperficial

6.6.4. DESINFECCIÓN

Como propuesta para llevar a cabo la desinfección se propone la implementación de un tanque de contacto de cloro, el cual no será modulado, es decir; solo se tendrá un tanque, aunque el gasto aumente a lo largo del tiempo, lo único que se modificará será la dosificación de cloro de acuerdo a las demandas propias de cada periodo.

El tanque será rectangular, con un bordo libre de 0.50 m y profundidad (P_{TC}) de 1.0 m.

Según el MAPAS Libro 23, 2015 recomienda que el tiempo de retención hidráulica (TRH) para llevar a cabo la desinfección con cloro será de 15 a 30 minutos. Para nuestro diseño se considerará un TRH de 20 minutos.

Los datos para el diseño de tanque de contacto de cloro son los siguientes:

$$Q_{med} = 15.86 \text{ l/s} = 0.01576 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{max \text{ inst}} = 47.27 \text{ l/s}$$

$$\text{Tiempo de residencia hidráulica} = TRH = 20 \text{ minutos}$$

El volumen del tanque (V_{TC}) será de:

$$V_{TC} = (Q_{med})(TRH) = (0.01576)(20)(60)$$

$$V_{TC} = 18.91 \text{ m}^3$$

Su área superficial (A_{sup-TC}) es:

$$A_{sup-TC} = \frac{V_{TC}}{P_{TC}} = \frac{18.91}{1.0}$$

$$A_{sup-TC} = 18.91 \text{ m}^2$$

Proponiendo un lado corto (L_C) de 4 m, el lado largo (L_l) resulta de:

$$L_l = \frac{A_{sup-TC}}{L_C} = \frac{18.91}{4}$$

$$L_l = 4.73 \text{ m}$$

Por lo tanto, las dimensiones del tanque serán de 4 m x 4.73 m

Diseño de las mamparas del tanque de cloración

Las mamparas se colocarán paralelas a lado corto (L_C) del tanque de cloración ($L_C=4.0$ m). La primera (siguiendo el sentido del flujo del tanque) estará separada 0.90 m del muro paralelo a ella. A partir de ahí las mamparas irán igualmente espaciadas, entre sí, con separación de 0.90 m. La última mampara (siguiendo el sentido del flujo dentro del tanque) estará separada 1.43 m del muro paralelo a ella. Este cambio en la separación con respecto al muro obedece a razones de ajuste en los espacios interiores ocupados por las mamparas.

El número de mamparas que tendrá el tanque (N_M) se calcula con la siguiente fórmula:

$$N_M = \frac{L_l - E_M}{S_M}$$

Dónde:

L_l = Longitud del lado largo del tanque de cloración= 4.73 m

E_M = Espesor de las mamparas= 0.20 m

S_M = Separación entre mamparas de eje a eje de las mismas= 1.10 m

Sustituyendo valores:

$$N_M = \frac{4.73 - 0.20}{1.10} = 4 \text{ mamparas}$$

En cuanto a los requerimientos del cloro, según el MAPAS Libro 23, 2015 la dosis de cloro gas aplicada varía de 1 a 16 mg/L. Por lo que el valor estimado será de 8 mg/l y por lo que para nuestro periodo y gasto medio de diseño se necesitan:

$$\text{Cantidad de Cloro requerido} = (8\text{mg/l})(1,361.67 \text{ m}^3/\text{d})/1000$$

$$\text{Cantidad de Cloro requerido} = \mathbf{10.9\text{kg Cl}_2/\text{d}}$$

Si se utilizaran cilindros de 70 kg se requerirían 1.09 cilindros por semana. Por lo que se recomienda emplear cilindros en presentación de 70 kg de Cloro, para el cual será conveniente tener algunos de reserva.

Determinación del número de organismos coliformes destruidos dentro del tanque

Este cálculo se hace para el gasto total de proyecto. El número de organismos coliformes destruidos dentro del tanque sigue la ecuación de decaimiento:

$$\frac{N_t}{N_0} = e^{-k t}$$

Donde:

N_t = Cantidad de organismos sobrevivientes después de un tiempo (t)

N_0 = Cantidad de organismos que entran al tanque, después de haberse eliminado el 20 % (10% en el tratamiento primario + 10 % tratamiento secundario).

T = Tiempo de contacto con el agua residual = TRH = 20 min.

K = Constante de mortandad de los organismos = 0.5

De acuerdo con la concentración influente, se tiene 2×10^7 NPM/100 ml de organismo coliformes, por lo que la cantidad de organismos que entran al tanque después de haberse eliminado el 20% en las etapas previas al proceso es de:

$$N_0 = (5 \times 10^7) - ((0.20) * (2 \times 10^7))$$

$$N_0 = 1.6 \times 10^7 \frac{NMP}{100} ml$$

Por lo tanto, despejando (N_t) y sustituyendo valores, tenemos que:

$$N_t = (N_0) * (e^{-kt}) = (1.6 \times 10^7) * (e^{-(0.5)(20)})$$

$$N_t = 726.40 \text{ NMP}/100 \text{ ml}$$

<1000 NMP/100 ml (valor máximo promedio mensual para descarga en bienes de la nación según la NOM-001-SEMARNAT-1996).

6.6.5. TRATAMIENTO DE LODOS

Para calcular las dimensiones de los lechos de secado se lodos, se hará en base al volumen producido de lodo por los dos reactores.

Si se sabe que la producción total de lodos es de $2.48 \text{ m}^3/\text{d}$, se calcula el periodo máximo de purga, y este resulta de calcular el tiempo para el cual el volumen de lodos dentro del reactor sea $1/3$ de la capacidad del reactor (valor recomendado para que el reactor funcione de manera óptima).

Si se sabe que el volumen total por los dos reactores es de 460 m^3 . Y una tercera parte es 153.33 m^3 . El resultado de dividir el volumen de lodos entre la producción por día de lodos, nos dará el número de días máximo para purgar los reactores, tal como se muestra a continuación:

$$\text{Tiempo de purga} = \frac{153.33 \text{ m}^3}{2.48 \text{ m}^3/\text{d}} = 61.86 \text{ días}$$

Por tal motivo el periodo propuesto para la purga de los reactores es de 2 meses.

Calculando el área de los lechos se estima un volumen de 153.33 m^3 de lodo producido húmedo cada dos meses y se propone una altura de lodos de 30 cm para los lechos:

$$A_{\text{ud}} = \frac{153.33 \text{ m}^3}{0.30 \text{ m}} = 511.11 \text{ m}^2$$

Por lo que se propone emplear 10 lechos de secado de lodos con dimensiones de $7.15 \text{ m} \times 7.15 \text{ m}$.

Considerando que el tiempo de secado dentro de los reactores será de un mes y que el tiempo de purga será cada dos meses, se propone purgar los reactores intercaladamente, un mes si y un mes no, para reducir el número de lechos de sacado y lograr optimizar su uso de forma que siempre estén en funcionamiento, ya que de lo contrario un mes estarían en uso y otro mes en desuso.

Por tal motivo el número de lechos se reduce en relación de dos, disminuyendo de 10 a 5 lechos de secado de lodos.

Los volúmenes de agua lixiviada y de torta seca se calculan considerando que los lodos llegarán con un 95% de humedad al lecho y que al cabo de 4 semanas (1

mes) se tendrá una humedad del 30%; para tal caso se utilizará la relación volúmenes- porcentajes que se muestra a continuación:

Donde:

V_f = Volumen final del lodo

V_i = Volumen inicial de lodo = 153.33 m³.

P_f = % final de materia sólida= 40 %

P_i =% inicial de materia sólida = 10 %

Dado que

$$\frac{V_i}{V_f} = \frac{P_f}{P_i}$$

Entonces

$$V_f = \frac{P_i}{P_f} V_i = \frac{(10)(153.33)}{40} = 38.33 \text{ m}^3 / \text{mes de lodo (al 30\%)}$$

El volumen de lixiviado es

$$\text{Vol. Lixiviado} = V_i - V_f = 153.33 - 38.33 = 115 \text{ m}^3$$

En la figura 6.22 a) se muestra la disposición en planta de los lechos de secado de lodos, y en la figura 6.22 b) la vista en corte de los lechos de secado de lodos.

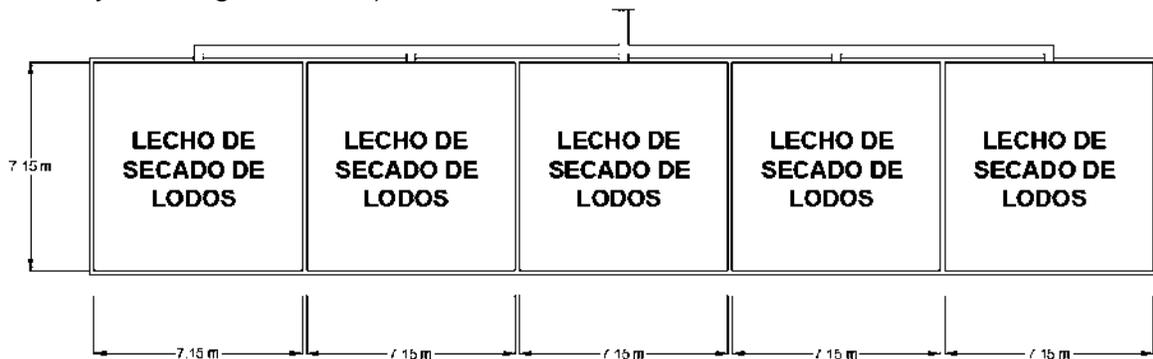


Ilustración 6.22 a) Vista en planta de los lechos de secado de lodos

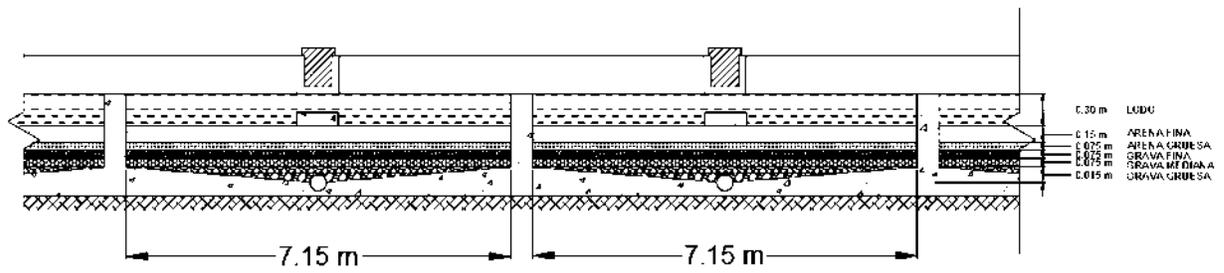


Ilustración 6.22 b) Vista en corte de los lechos de secado de lodos

Capítulo 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

Por medio de la investigación que se realizó en este documento, se logró proponer el tren de tratamiento de aguas residuales para la población de Huandacareo Michoacán, además de que se estableció el diseño básico de los elementos que lo conforman, cumpliendo con el objetivo principal de esta tesis.

El conocimiento que se adquirió al investigar la situación de agua potable, alcantarillado y saneamiento en Huandacareo, nos amplió el panorama y nos permitió conocer la problemática propia del lugar, características que fueron fundamentales para la determinación del tipo de proceso que se llevaría a cabo.

El espacio, la economía y la capacidad de remoción de contaminantes, fueron las principales características que determinaron, dentro de otras alternativas de tratamiento, que la implementación de un reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente complementado con un humedal artificial de flujo subsuperficial, era la mejor opción para el tratamiento de aguas residuales de la población.

El sistema de tratamiento propuesto, nos permitirá reducir la cantidad de contaminantes que se están arrojando al Lago de Cuitzeo, reduciendo la carga contaminante a lo especificado por la norma oficial mexicana.

7.2. RECOMENDACIONES

El diseño presentado en este documento, corresponde propiamente a un anteproyecto, que deberá de ser refinado en caso de optarse por construir un tratamiento con la configuración propuesta.

Las dimensiones propuestas en este diseño son dimensiones que garantizan una buena operación de la planta de tratamiento, sin embargo, aunque la configuración propuesta no es muy compleja, se deberá de garantizar que se tengan buenas prácticas en el mantenimiento y en la operación del sistema.

Para el caso de los reactores anaerobios, se recomienda tener un buen monitoreo de los lodos, ya que una disminución o aumento, pueden generar un desequilibrio y perjudicar la eficiencia de remoción de los contaminantes.

Dentro del tren de tratamiento, existen tres recursos que pudieran ser explotados; en el caso del humedal artificial de flujo subsuperficial, la vegetación que es producida (tule), se recomienda que sea aprovechada para la elaboración de artesanías que se fabrican en la zona, lo cual generará un beneficio para ambas partes; para la planta de tratamiento ya que se removerá la vegetación que no es útil y para los artesanos ya que esa vegetación será su materia prima con un bajo costo; en el caso de los reactores anaerobios de lecho de lodos y flujo ascendente se producen lodos y que se recomienda sean comercializados ya que son un excelente producto con alto contenido de nutrientes que benefician a las plantas, que para el caso de Huandacareo, resulta excelente ya que la agricultura es una de las principales actividades económicas. Un tercer beneficio, será la producción de metano, el cual en caso de ser factible puede ser colectado y manejado para fines de auto consumo.

Capítulo 8

BIBLIOGRAFÍA



8. BIBLIOGRAFÍA

8.1. Bibliografía

- CNA, Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2007), MAPAS Libro 05: Datos básicos, México D.F.
- CNA, Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2007), MAPAS Libro 37: Datos básicos, Paquetes tecnológicos para el tratamiento de excretas y aguas residuales en comunidades rurales, México D.F.
- CONAGUA, Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2015), MAPAS Libro 04: Datos básicos para proyectos de agua potable y alcantarillado, México D.F.
- CONAGUA, Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2015), MAPAS Libro 23: Desinfección para sistemas de agua y saneamiento, México, D.F.
- CONAGUA, Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2015), MAPAS Libro 26: Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Pretratamiento y tratamiento primario, México, D.F.
- CONAGUA, Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2015), MAPAS Libro 27: Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Lagunas de estabilización, México, D.F.
- CONAGUA, Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2015), MAPAS Libro 28: Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, México, D.F.
- CONAGUA, Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2015), MAPAS Libro 30: Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Humedales artificiales, México, D.F.
- INAFED, Instituto Nacional para el Federalismo y el Desarrollo Municipal, Secretaría de Gobernación. (2010), Instituto para el federalismo y el Desarrollo Municipal, SEGOB Secretaría de Gobernación 2010.
- INEGI, Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (1979), Carta edafológica E14A13 Cuitzeo.

- INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía (2009), Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos Mexicanos Huandacareo, Michoacán de Ocampo Clave geoestadística 16036.
- INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía (2010), Archivo Histórico de Localidades Geoestadísticas.
- INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía (2010), Compendio de información geográfica municipal 2010 Huandacareo, Michoacán de Ocampo.
- INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía (2016) Inventario nacional de viviendas.
- INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía (2017) Regiones socioeconómicas de México.
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua IMTA (1988), Manual de diseño de estructuras de aforo, México D.F.
- Metcalf & Eddy (1996), Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización, McGrawHill, Primera Edición, México D.F.
- Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura FAO (2006), Base Referencial Mundial del Recurso del suelo, Roma.
- Ortíz Parra M. Andrey (2005) Especialización en gerencia para el manejo de los recursos naturales, del medio ambiente y riesgos y desastres con énfasis en gestión ambiental urbana, Universidad Sergio Arboleda.
- Ruiz Chávez Ricardo (2018), Apuntes de la materia de plantas de tratamiento de aguas, Facultad de Ingeniería Civil UMSNH.
- SEMARNAT, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (1996), Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.
- SEMARNAT, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (2002), Norma Oficial Mexicana NOM-004-SEMARNAT-2002, Protección ambiental-Lodos y biosólidos.- Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final.

8.2. Webgrafía

- INEGI 2010, Localidades Geoestadísticas-archivo histórico-consulta, recuperado de: <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geoestadistica/introduccion.aspx> en Noviembre del 2017.
- Ingenierocivilinfo (2010), Clasificación de los métodos de aforo, recuperado de: <http://www.ingenierocivilinfo.com/2010/05/clasificacion-de-los-metodos-de-aforo.html> en Enero del 2017.
- Google Maps (2017)