

**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**“ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA
COMUNIDAD DE LA MERCED, MUNICIPIO DE ACÁMBARO, GUANAJUATO”**

TESIS

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

PRESENTA:

MARCO ANTONIO BALTAZAR ZAVALA



DIRECTOR DE TESIS:

M.C. AMIR RAMIRO GUZMAN CHAVEZ

MORELIA MICHOACÁN, OCTUBRE DEL 2018

DEDICATORIAS

A mis padres con mucho cariño y respeto les dedico este trabajo de tesis. Para ustedes que siempre me han alentado en mi formación académica.

A mis abuelos, parte esencial de mi formación como persona; los admiro por ser personas de trabajo y de bien.

A mis hermanos, grandes cómplices de vida, quienes me han brindado el apoyo desinteresado hacia mi persona; los quiero.

A mis tíos que me han ofrecido su apoyo y me han motivado en mi vida académica.

A mis amigos y compañeros de la facultad de Ingeniería Civil, con los que he vivido muchas aventuras.

A mis profesores, quienes aportaron conocimientos, consejos y experiencias.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por permitirme llegar a este momento en mi vida académica y tengo fe en que me seguirá ayudando.

A mi padre Antonio Baltazar Cortez, a mi madre Olga lidia Zavala Flores, por brindarme su cariño, confianza y apoyo incondicional en todo momento; no tengo manera de pagarles todo lo que han hecho por mí. Eternamente les estaré agradecido.

A mis abuelos Nicolás Zavala y Abigay Flores, Faustino Baltazar y Julia Cortez, gracias por su cariño, consejos y por enseñarme el valor del trabajo; han sido un ejemplo de vida para mí, muchas gracias.

A mis hermanos, Diego Baltazar y Moisés Baltazar, por su cariño, comprensión y apoyo en todo momento.

A mis tíos, tías, primos, gracias por apoyarme y motivarme para el termino de mi licenciatura.

A la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo por brindarme los espacios académicos donde pude formarme como ingeniero Civil.

A mi profesor, el M.C. J. Pablo Molina, por ser un apoyo durante la carrera, por darme consejos, enseñarme, e instruirme; ¡gracias Inge!

Agradezco con especial respeto y admiración, a mi profesor y asesor en este proyecto de tesis, el M.C. Amir Ramiro Guzmán Chávez, por el tiempo que brindó en mí, atención, dedicación, consejos, enseñanzas, apoyo y la confianza que depositó en mi para la realización de este proyecto, ¡muchas gracias!

CONTENIDO

RESUMEN.	1
ABSTRACT.	1
INTRODUCCIÓN.	1
OBJETIVO.....	1
1. ANTECEDENTES.	5
1.1.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.	5
1.1.2 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS.	12
1.1.3 CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS.	20
1.2 NORMATIVA EN MATERIA DE AGUA.	24
1.2.1 LEY DE AGUAS NACIONALES.	24
1.2.2 NORMAS MEXICANAS.	25
1.3 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES EN MÉXICO.	33
1.3.1 PRINCIPALES PROCESOS DE TRATAMIENTO.	35
1.3.2 PLANTAS DE TRATAMIENTO EN EL ESTADO DE GUANAJUATO	37
2. ESTUDIOS PRELIMINARES.	40
2.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA.	41
2.2 MARCO FÍSICO.	42
2.2.1 OROGRAFÍA.	42
2.2.2 HIDROGRAFÍA.	42
2.2.3 CLIMA.	43
2.2.4 FLORA Y FAUNA.	43
2.2.5 RECURSOS NATURALES.	44
2.2.6 CARACTERÍSTICAS Y USO DE SUELO.	44
2.3 ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS.	45
2.3.1 PERFIL DEMOGRÁFICO.	45
2.3.2 ECONOMÍA.	45
2.4 INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA.	49
2.5 COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA LOCALIDAD EN ESTUDIO.	49
2.6 POBLACIÓN DE PROYECTO.	52

2.7	GASTOS DE DISEÑO.....	64
2.7.1	GASTO MEDIO.	67
2.7.2	GASTO MÍNIMO.....	68
2.7.3	GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO.	68
2.7.4	GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO.	69
2.8	TOPOGRAFÍA.....	70
3.	DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.	73
3.1	TREN DE TRATAMIENTO.....	73
3.2	PRETRATAMIENTO.	74
3.2.1	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETRATAMIENTO.	75
3.3	TRATAMIENTO PRIMARIO.....	79
3.3.1	DIMENSIONAMIENTO.	79
3.4	TRATAMIENTO SECUNDARIO.....	80
3.4.1	DIMENSIONAMIENTO.	80
3.5	TRATAMIENTO Terciario.....	83
3.5.1	DIMENSIONAMIENTO.	83
3.6	TRATAMIENTO DE LODOS.	85
3.6.1	DIMENSIONAMIENTO.	86
3.7	RESUMEN DE DIMENSIONAMIENTO DE LA PTAR.....	87
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	87
	ANEXOS.	90
	ANEXO 1. MEMORIA DE CÁLCULO.	90
	ANEXO 2. PLANOS.....	112
	BIBLIOGRAFÍA.	119

RESUMEN

La localidad de La Merced, Guanajuato, no cuenta con una planta de tratamiento de las aguas residuales que produce; el 100% de esta se vierte a un canal de uso agrícola sin recibir tratamiento, provocando un foco de infección a la población.

Atendiendo dicha situación, se desarrolló una alternativa que procura remover y disminuir los contaminantes a niveles establecidos por las normas mexicanas.

La propuesta de tren de tratamiento está conformada por un pretratamiento, que consta de un canal de cribado y un canal desarenador; un tratamiento primario por medio de un tanque séptico, un tratamiento secundario a base de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal, y como tratamiento terciario, un tanque de contacto de cloro.

Gracias a este diseño, se pretende obtener el efluente con un porcentaje de remoción de Demanda Bioquímica de Oxígeno de 94.87 %, de Sólidos Suspendidos Totales de 92.45 % y un 90 % de remoción de Coliformes Fecales. Con estos porcentajes, se alcanzaron los parámetros establecidos por la NOM-003-SEMARNAT-1997, para reúso del agua tratada en servicios al público con contacto directo.

Palabras clave: agua, residual, humedal, artificial y tratamiento.

ABSTRACT

The town of La Merced, Guanajuato, does not have a treatment plant for the wastewater that produces there; 100% of the residual water is poured into an agricultural canal without receiving treatment, causing an infection focus for the population.

Attending to the mentioned above situation is developed an alternative capable of removing and reaching the parameters established by the Mexican standards.

The proposal of a train of treatment is shaped by a pre-treatment, which consists of a screening canal and a grit removal canal; a primary treatment through a septic tank, a secondary treatment based on an artificial wetland horizontal subsurface flow, and to the tertiary treatment of chlorine contact tank.

Thanks to this design, it pretend to obtain the effluent with a removal percentage of Biochemical Demand of Oxygen by 94.87%, of Total Suspended Solids by 92.45% and 90% of Fecal Coliform Removal. With these percentages, the parameters established by the NOM-003-SEMARNAT-1997 are reached for the reuse of treated water in services for the public with direct contact.

Word keys: water, wastewater, artificial, wetland and treatment.

INTRODUCCIÓN

La contaminación del agua no es un problema de reciente hallazgo. Por ejemplo, la contaminación del río Támesis en la antigüedad, que causó muertes en Inglaterra por cólera, puede ser de los casos más famosos, puesto que fue y es una de las sociedades más “desarrolladas” del planeta, pero, ¿Qué pasa con los casos de muertes relacionadas con la polución del agua en países no tan “desarrollados”?

En el año 2010, la ONU se dio cuenta que había muchas muertes y diversos problemas relacionados con la contaminación del agua, por lo que en ese año reconoció el derecho humano al agua potable y saneamiento.

Y fue en la fecha 08/02/2012, que México como país miembro de la ONU, publicó:

“Toda persona tiene derecho al acceso, disposición y saneamiento de agua para consumo personal y doméstico en forma suficiente, salubre, aceptable y asequible. El estado garantizará este derecho y la ley definirá las bases, apoyos y modalidades para el acceso y uso equitativo y sustentable de los recursos hídricos, estableciendo la participación de la federación, las entidades federativas y los municipios, así como la participación de la ciudadanía para la consecución de dichos fines”

Y como derecho humano al agua reconocido, se puede sustentar cualquier proyecto de saneamiento de aguas residuales para cualquier población en México.

En la comunidad de la Merced, municipio de Acámbaro Guanajuato, vivían 582 personas según datos de INEGI al año 2010. La localidad cuenta con un pozo profundo que abastece de agua potable al 100% de la población, el servicio de alcantarillado en la localidad cubre la necesidad de aproximadamente el 30% de la población, no se tiene el servicio de saneamiento de las aguas residuales. El agua residual se vierte en una fosa de concreto la cual ya ha rebasado su capacidad y está derramando el agua a canales no revestidos de uso agrícola sin ningún tipo de tratamiento provocando así un foco de infección para la población.

OBJETIVO

OBJETIVO GENERAL

Presentar una alternativa de tratamiento para las aguas residuales de la localidad de La Merced, municipio de Acámbaro, Guanajuato. La cual deberá ser asequible, viable y funcional.

OBJETIVOS PARTICULARES

- Ayudar a mejorar la calidad de vida de la población de la comunidad de La Merced, evitando la exposición de la gente con el agua residual.
- Que el agua tratada sea aprovechada en el riego agrícola de algunas parcelas de La Merced.
- Contribuir al saneamiento de las aguas residuales de la localidad de La Merced.

1. ANTECEDENTES

Se considera que el agua es un solvente universal, debido a que es capaz de disolver o dispersar la mayoría de sustancias con las que tiene contacto: sólidas, líquidas o gaseosas, y de formar con ellas iones, complejos solubles e insolubles, coloides o simplemente partículas dispersas de diferente tamaño y peso. La polaridad del agua es el factor principal que determina su capacidad como solvente, por lo que el agua puede disolver casi cualquier sustancia.

CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

La temperatura afecta tanto a la actividad biológica del agua residual como a las cantidades de gases disueltos en ella, mismos que están clasificados como parámetros químicos, algunos de ellos están interrelacionados entre sí. La Tabla 1.1 muestra los principales parámetros que son utilizados para la caracterización de un agua residual, las principales fuentes de producción de los citados parámetros y su clasificación.

La concentración de los contaminantes domésticos dependerá del uso del agua, un bajo consumo de agua originará un desecho más concentrado. En la Tabla 1.2 se exponen los valores promedio de una composición típica en las aguas residuales domésticas crudas, para tres tipos de concentración.

1.1.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Las características físicas u organolépticas de un agua residual darán a simple vista una idea de la calidad presente en el agua, las que el humano puede percibir con los sentidos (vista, olfato, etc.). Los parámetros físicos de importancia para el agua residual son:

- Sólidos totales.
- Turbiedad.
- Color.
- Olor.
- Temperatura.

SÓLIDOS TOTALES

Este término engloba la materia en suspensión, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Analíticamente, se define el contenido de sólidos totales como la materia que se obtiene después de someter al agua a un proceso

de evaporación a entre 103 y 105 °C. No se define como sólida aquella materia que se pierde durante la evaporación debido a su alta presión de vapor.

Tabla 1.1.- Características físicas, químicas y biológicas del agua residual, y actividades generadoras.

CARACTERÍSTICA	ACTIVIDAD GENERADORA DEL CONTAMINANTE
PROPIEDADES FÍSICAS	
Color, Olor, Sólidos, Conductividad, Temperatura, Turbidez, Material flotante, Densidad, Aspecto.	La mayoría de estas características físicas son de origen doméstico, agua residual industrial, descomposición de residuos industriales, degradación natural de materia orgánica, erosión del suelo, infiltración y conexiones incontroladas.
CONSTITUYENTES QUÍMICOS ORGÁNICOS	
Carbohidratos, Tensoactivos, Fenoles, Compuestos orgánicos volátiles, Plaguicidas, Grasas animales, Aceites y grasas.	Estos constituyentes químicos tienen su origen en descargas domésticas, comerciales, vertidos industriales, residuos agrícolas y degradación natural de materia orgánica.
CONSTITUYENTES QUÍMICOS INORGÁNICOS	
Alcalinidad, Cloruros, Metales pesados, Nitrógeno, p H, Fósforo, Azufre.	Residuos domésticos, industriales, algunas infiltraciones de agua subterránea, vertidos industriales, residuos agrícolas.
GASES	
Sulfuro de hidrógeno, Metano, Amoniaco.	Descomposición de residuos domésticos y/o industriales.
CONSTITUYENTES BIOLÓGICOS	
Animales, Plantas, Protistas, Virus, Coliformes.	Efluentes de plantas de tratamiento, residuos domésticos, cursos de agua abiertos, excremento de animales y seres humanos.

Referencia: Ramos et al., 2003.

Los sólidos sedimentables se definen como aquellos que sedimentan en el fondo de un recipiente de forma cónica (cono de Imhoff) en el transcurso de un periodo de 60 minutos (Repiso, 2003). Los sólidos sedimentables expresados en unidades de

mL/L, constituyen una medida aproximada de la cantidad de lodo que se obtendrá en la decantación primaria del agua residual.

Tabla 1.2.- Composición típica de agua residual doméstica no tratada.

CONSTITUYENTE	CONCENTRACIÓN (mg/L)		
	FUERTE	MEDIA	DEBIL
Sólidos Totales	1200	700	350
Sólidos disueltos	850	500	250
Sólidos fijos	525	300	145
Sólidos volátiles	325	200	105
Sólidos en suspensión	350	200	100
Fijos	75	50	30
Volátiles	275	150	70
Sólidos sedimentables (mL/L)	20	10	5
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅)	300	200	100
Demanda química de oxígeno (DQO)	1000	500	250
Nitrógeno (como N)	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amoniaco libre	50	25	12
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fósforo total (como P)	20	10	6
Orgánico	5	3	2
Inorgánico	15	7	4
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad (como CaCO₃)	200	100	50
Aceites y grasas.	150	100	50

Referencia: Metcalf y Eddy, 1998.

Los sólidos totales, o residuo de la evaporación, pueden clasificarse en filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión), que al hacer pasar un volumen conocido de líquido por un filtro. Para este proceso de separación suele emplearse un filtro de fibra de vidrio (Whatman GF/C), con un tamaño nominal de poro de 1.2 micrómetros, aunque también suele emplearse filtro de membrana de policarbonato (Repiso, 2003).

La fracción filtrable de los sólidos corresponde a sólidos coloidales y disueltos. La parte coloidal está compuesta por las partículas de materia de tamaños entre 0.001 y 1 micrómetro. Los sólidos disueltos están compuestos de moléculas orgánicas e inorgánicas, además de iones en disolución en el agua.

Una rápida estimación del contenido de sólidos disueltos de un abastecimiento de agua, puede ser obtenida midiendo la conductividad eléctrica. Tal medida indica la capacidad de una muestra para conducir la corriente eléctrica, la cual a su vez está relacionada con la concentración de las sustancias ionizadas en el agua. Aunque su medida se ve afectada por la naturaleza de los diversos iones y sus concentraciones relativas, ésta medida puede dar una estimación práctica de las variaciones en el contenido mineral disuelto de un abastecimiento de agua dado.

Equivalencias:

Sólidos totales = sólidos suspendidos + sólidos disueltos.

Sólidos totales = sólidos fijos + sólidos volátiles.

Los sólidos volátiles son aquellos que se pierden por calcinación a 550 °C, mientras que el material remanente se define como sólidos fijos. La mayor parte de los sólidos volátiles corresponden a material orgánico, los sólidos fijos corresponden a material inorgánico.

Una composición típica de sólidos presentes en el agua residual es la que se muestra en la Tabla 1.3.

TURBIEDAD

La turbiedad es originada por las partículas en suspensión o coloides (arcillas, limo, tierra finamente dividida, etc.). Es además, una medida de las propiedades de transmisión de la luz de un agua, siendo de esta manera, un parámetro que se emplea para indicar la calidad de las aguas vertidas o de las aguas naturales en relación con la materia coloidal y residual en suspensión.

La medición de la turbiedad se lleva a cabo mediante la comparación entre la intensidad de la luz dispersada en la muestra y la intensidad registrada en una suspensión de referencia en las mismas condiciones. La medición se realiza mediante un turbidímetro o nefelómetro. Las unidades utilizadas son, por lo general, unidades nefelométricas de turbiedad (UNT) (Martel, 2002).

Aunque no se conocen los efectos directos de la turbiedad sobre la salud, esta afecta la calidad estética del agua, lo que muchas veces ocasiona el rechazo de los consumidores. Por otra parte, como señala Castro de Esparza, los estudios elaborados por Tracy, Sanderson y Kelly han demostrado que en el proceso de eliminación de los organismos patógenos, por la acción de agentes químicos como el cloro, las partículas causantes de la turbiedad reducen la eficiencia del proceso y protegen físicamente a los microorganismos del contacto directo con el

desinfectante. Por esta razón, si bien las normas de calidad establecen un criterio para turbiedad en la fuente de abastecimiento, esta debe mantenerse mínima para garantizar la eficacia del proceso de desinfección.

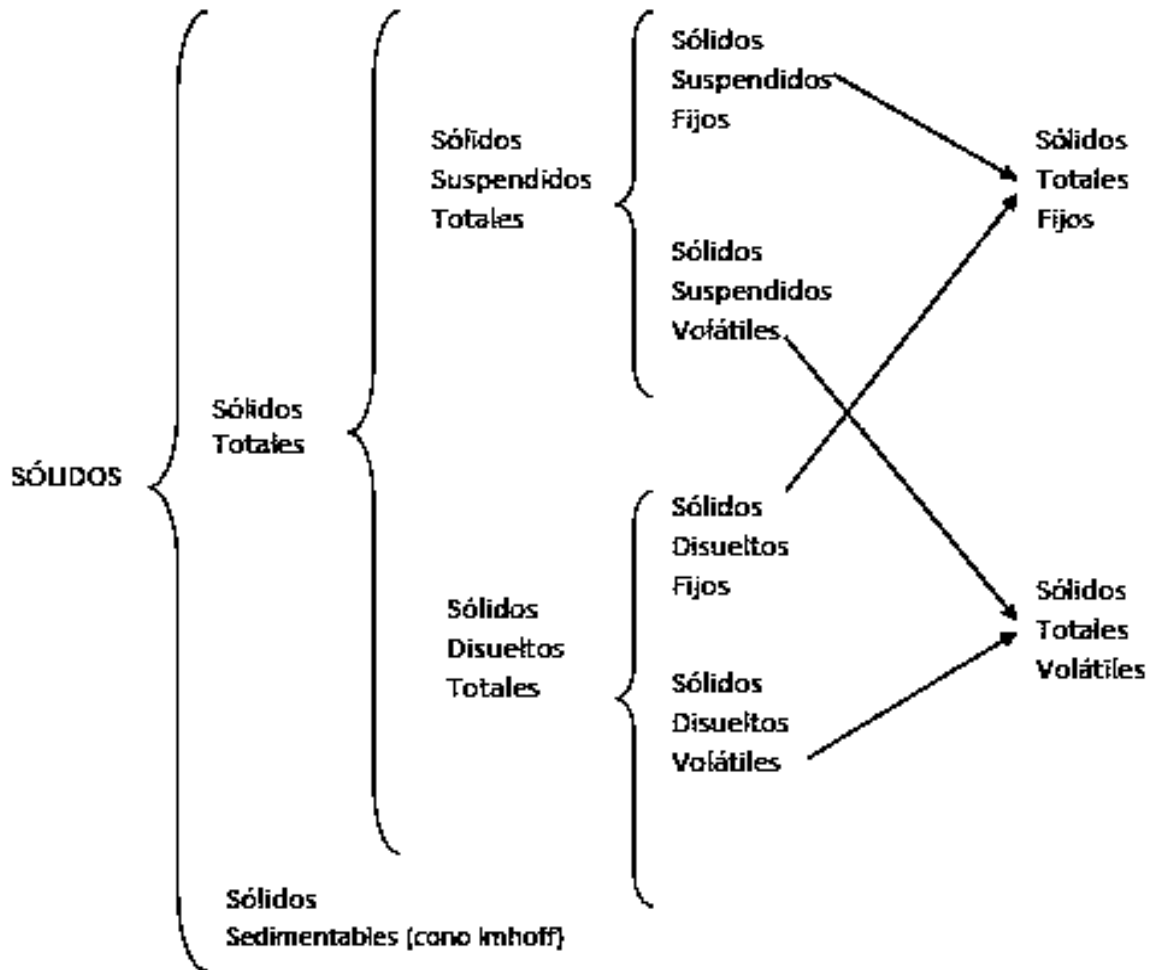


Figura 1.1.- Esquematización de los sólidos presentes en el agua residual. **Referencia:** UMSNH., 2017.

En nuestro país el método para su elaboración se encuentra en la Norma Mexicana NMX-AA-038-SCFI-2001 Análisis de agua - determinación de turbiedad en aguas naturales, residuales y residuales tratadas - método de prueba.

En la práctica, la remoción de la turbiedad no es un proceso difícil de llevar a cabo en una planta de tratamiento de aguas residuales; sin embargo, es uno de los que más influye en los costos de producción, porque, por lo general, requiere usar coagulantes, acondicionadores de pH, ayudantes de coagulación, etc.

Tabla 1.3.- Composición del agua residual urbana tipificada.

COMPONENTES		ST (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	DQO (mg/l)		
Sedimentable	Volátil	Degradable	112	100	166	
		Inerte	45	--	67	
	Fijos	67	--	--		
Coloidal	Volátil	Degradable	73	65	108	
		Inerte	29	--	43	
	Fijos	44	--	--		
Disuelto*	Volátil	Degradable	Rápido	74	66	110
			Lento	78	69	114
		Inerte	14	--	20	
	Fijos**	--	--	--		
Total sedimentable		224	100	223		
Total coloidal		146	65	151		
Total disuelto		166	135	244		
Total general		536	300	628		

Referencia: Gamonal, 2011.

COLOR

Esta característica del agua puede estar ligada a la turbiedad o presentarse independientemente de ella. En la formación del color en el agua intervienen, entre otros factores, el pH, la temperatura, el tiempo de contacto, la materia orgánica disponible y la solubilidad de los compuestos coloreados.

Las aguas que contienen coloración debida a sustancias naturales en descomposición no son consideradas tóxicas o perjudiciales, pero normalmente la coloración de estas aguas es amarillo pardo, lo cual la hace antiestética.

En México la norma que establece el método de prueba es, la NMX-AA-017-SCFI-1980, Análisis de agua - determinación de color en aguas naturales, residuales y residuales tratadas.

Existen muchos métodos de remoción del color. Los principales son la coagulación por compuestos químicos como el alumbre y el sulfato férrico a pH bajos y las unidades de contacto o filtración ascendente.

Debido a que el color del agua se origina, en muchos casos, por la presencia de compuestos de naturaleza orgánica, se recomienda que la desinfección se realice luego de que este haya sido removido, para evitar que la aplicación de cloro como desinfectante pueda dar origen a la formación de trihalometanos, compuestos que tienen efecto cancerígeno en animales (Martel, 2002).

OLOR

Normalmente los olores son debidos a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica. El olor más característico del agua residual séptica es consecuencia de la presencia del sulfuro de hidrógeno que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios.

La problemática de los olores está considerada como la principal causa de rechazo a la implantación de instalaciones de tratamiento de aguas residuales. A vista de la importancia de los olores dentro del ámbito de la gestión de las aguas residuales, resulta conveniente estudiar los efectos que producen, cómo se detectan, y cómo se caracterizarlos y medirlos.

A bajas concentraciones, la influencia de los olores sobre el normal desarrollo de la vida humana, tiene más importancia por la tensión psicológica que generan que por el daño que puedan producir al organismo.

Los olores molestos pueden reducir el apetito, inducir a menores consumos de agua, producir desequilibrios respiratorios, náuseas y vómitos, y crear perturbaciones mentales. En condiciones extremas, los olores desagradables, pueden desanimar las inversiones de capital, hacer descender el nivel socioeconómico y reducir el crecimiento.

Una metodología para su elaboración se encuentra en la Norma Mexicana NMX-AA-083-SCFI-2005 Análisis de aguas – determinación de olor en aguas naturales y residuales – método de prueba.

TEMPERATURA

La temperatura del agua es un parámetro muy importante dada su influencia, tanto sobre su desarrollo de la vida acuática como sobre las reacciones químicas y velocidades de reacción, así como sobre la aptitud del agua para ciertos usos útiles.

La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que la del agua de suministro, hecho principalmente debido a la incorporación de agua caliente procedente de las casas y los diferentes usos industriales.

Un hecho importante es que el oxígeno es menos soluble en agua caliente que en agua fría. El aumento en las velocidades de las reacciones químicas que produce un aumento de la temperatura, combinado con la reducción del oxígeno presente en las aguas superficiales, es causa frecuente de agotamiento de las concentraciones de oxígeno disuelto durante los meses de verano.

Estos efectos se ven amplificados cuando se vierten cantidades considerables de agua caliente a las aguas naturales receptoras. Es preciso tener en cuenta que un cambio brusco de temperatura puede conducir a un fuerte aumento en la mortalidad acuática.

Una metodología aceptada para la determinación de este parámetro se encuentra en la Norma Mexicana NMX-AA-007-SCFI-2000 Análisis de agua – determinación de la temperatura en aguas naturales, residuales y residuales tratadas – método de prueba.

1.1.2 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

Las propiedades químicas del agua tienen gran importancia debido a que interactúan con las del suelo, variando el valor de cada uno de los parámetros de los componentes del agua. Esto obliga a considerar que las modificaciones que se provoquen en el agua residual deben mantener un equilibrio tal que evite, en cualquier forma, que un componente se convierta en factor limitante del crecimiento del sistema natural que queremos aplicar (Oscar Delgadillo, et al., 2010).

Los parámetros químicos más empleados para caracterizar aguas residuales se observan en la Figura 1.2.

DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGENO (DBO)

La demanda bioquímica de oxígeno se usa como una medida de la cantidad de oxígeno requerido para la oxidación de la materia orgánica biodegradable presente en la muestra de agua y como resultado de la acción de oxidación bioquímica aerobia. (Ramalho, 1983)

El parámetro de contaminación orgánica más ampliamente empleado, aplicable a aguas residuales como a aguas superficiales es la DBO a 5 días (DBO₅). La determinación del mismo está relacionada con la medición del oxígeno disuelto que consumen los microorganismos en el proceso de oxidación bioquímica de la materia orgánica; a mayor DBO, mayor grado de contaminación.

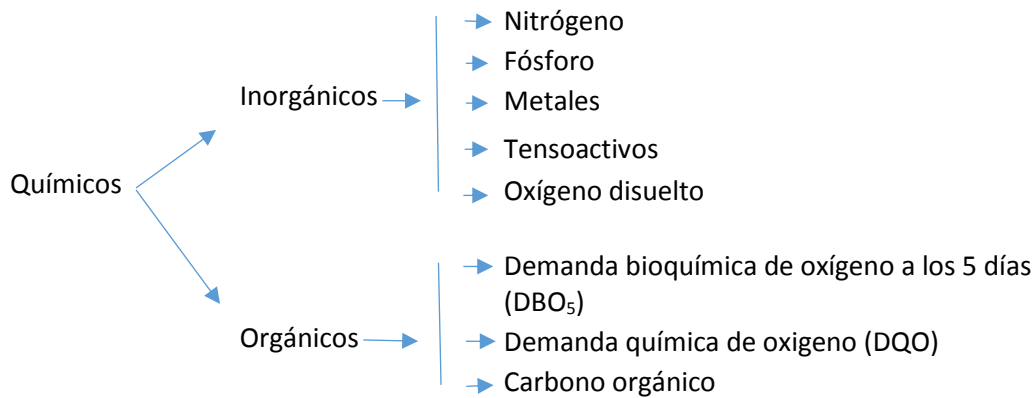


Figura 1.2.- Parámetros químicos a medirse en aguas residuales. **Referencia:** Delgadillo et al., 2010.

Los resultados de los ensayos de DBO se emplean para:

- Determinar la cantidad aproximada de oxígeno que se requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente.
- Dimensionar las instalaciones de tratamiento de aguas residuales.
- Medir la eficacia de algunos procesos de tratamiento.
- Controlar el cumplimiento de las limitaciones a que están sujetos los vertidos.

La oxidación bioquímica es un proceso lento, cuya duración es, en teoría, infinita. En un periodo de 20 días se completa la oxidación del 90% al 95% de la materia carbonosa, y en los 5 días que dura el ensayo de la DBO se llega a oxidar entre el 60% y el 70%. Se asume la temperatura de 20°C como un valor medio representativo de temperatura que se da en los cursos de agua que circulan a baja velocidad en climas suaves. Los resultados obtenidos a diferentes temperaturas serán distintos, debido a que las velocidades de las reacciones bioquímicas son en función de la temperatura.

La normatividad aplicable a nuestro país en lo referente a la determinación de la DBO₅ se encuentra en la Norma Mexicana NMX-AA-030-SCFI-2001.

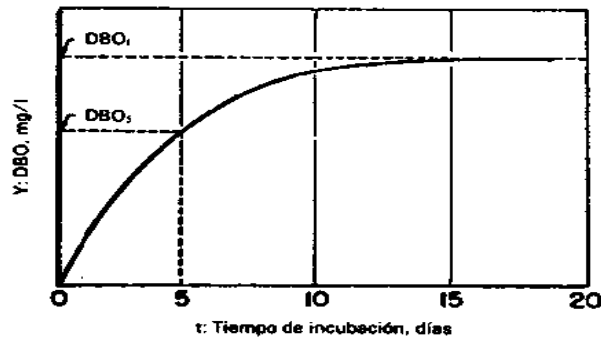


Figura 1.3.- Curva característica de DBO, por oxidación con carbono orgánico.
Referencia: Ramalho, 1983.

DEMANDA QUÍMICA DE OXIGENO (DQO)

Corresponde al volumen de oxígeno requerido para oxidar la fracción orgánica de una muestra susceptible de oxidación al dicromato o permanganato, en un medio ácido (Ramalho, 1983).

El ensayo de la DQO se emplea para medir el contenido de materia orgánica tanto de las aguas residuales como de las aguas naturales. Se lleva a cabo con temperaturas elevadas; para facilitar la oxidación de algunas sustancias se hace necesaria la inclusión de un catalizador (sulfato de plata, por ejemplo).

La DQO de un agua residual suele ser mayor que su correspondiente DBO, siendo esto debido al mayor número de compuestos orgánicos cuya oxidación tiene lugar por vía química, frente a los que se oxidan por vía biológica. Además, ciertos iones inorgánicos tales como sulfuros (S_2^-), tiosulfatos ($S_2O_3^{2-}$), nitritos (NO_2^-), y iones ferrosos (Fe^{2+}), son oxidados por el dicromato potásico, esto implica que son tenidos en cuenta durante la DQO, sin embargo no son detectados en el ensayo de DBO.

En muchos tipos de aguas residuales es posible establecer una relación entre valores de DBO y DQO, esto puede resultar de gran utilidad dado que es posible determinar la DQO en tres horas, frente a los 5 días de DBO. Una vez establecida la correlación entre ambos parámetros, pueden emplearse medidas de DQO para el funcionamiento y control de las plantas de tratamiento (Repiso, 2003).

Para este parámetro no existe una norma que establezca límites máximos permisibles, no obstante se cuenta con la norma que dicta el proceso de para su obtención; es la Norma Mexicana NMX-030-SCFI. Análisis de agua –determinación de la demanda química de oxígeno en aguas naturales, residuales, y residuales tratadas - método de prueba.

CARBONO ORGÁNICO TOTAL (COT)

Es un método para medir la materia orgánica presente en aguas residuales, especialmente indicado para pequeñas concentraciones de materia orgánica. Este ensayo se basa en el suministro de carbono para la oxidación de materia orgánica a dióxido de carbono, y determinación del CO₂ por absorción en hidróxido potásico (KOH) o por análisis instrumental (análisis infrarrojo).

La aireación y la acidificación de la muestra antes del análisis eliminan los posibles errores debidos a la presencia de carbono inorgánico. Si se conoce la presencia de compuestos volátiles en la muestra, se suprime la aireación para evitar su separación. No obstante, algunos compuestos orgánicos presentes pueden no oxidarse, lo cual conducirá a valores medidos del COT ligeramente inferiores a las cantidades realmente presentes en la muestra.

pH

El pH indica la concentración de iones hidrógeno en una disolución. Se utiliza esta notación como medida de la naturaleza ácida o alcalina de una solución acuosa. Muchas propiedades de las sustancias químicas dependen de la concentración del ión hidrógeno en solución (pH).

En las aguas residuales urbanas, el pH se encuentra entre 6.5 y 8.5. Valores elevados (mayores a 9.2) tienen efectos inhibidores del crecimiento de *Escherichia coli*, además que estos valores elevados representan que posiblemente se trate de descargas industriales. Cuando los valores están comprendidos entre 5 y 9 (situándose los más favorables entre 6.5 y 8.5) la vida de especies acuáticas es favorecida. En un vertido con pH ácido, se disuelven los metales pesados; a su vez, el pH alcalino ocasiona que los metales precipiten (Cartró, 2003).

La medición del pH debe realizarse in situ, ya que puede sufrir variación importante en el transcurso del tiempo, debido a diversas causas, entre las cuales se encuentran la sobresaturación de CO₂, como consecuencia de la presencia de plantas acuáticas o su contenido en el aire, reacciones químicas, temperatura, etcétera. La medición se efectúa por medio de métodos electrométricos y/o comparación colorimétrica. La norma que regula su metodología es la Norma Mexicana NMX-AA-008-SCFI-2011 Análisis de agua - determinación del pH – método de prueba.

DUREZA

Corresponde a la suma de los cationes polivalentes expresados como la cantidad equivalente de carbonato de calcio, de los cuales los más comunes son los de calcio y los de magnesio. La dureza está relacionada con el pH y la alcalinidad.

Un agua dura puede formar depósitos en las tuberías y hasta obstruirlas. Las aguas blandas también son perjudiciales, pueden ser agresivas, no óptimas para uso o consumo humano.

La dureza se expresa en ppm de carbonato de calcio CaCO_3 , de acuerdo a la concentración de dureza tiene su denominación; las aguas con menos de 50 ppm en CaCO_3 se llaman blandas, hasta 100 ppm CaCO_3 se llaman ligeramente duras, hasta 200 ppm CaCO_3 son moderadamente duras y a partir de 200 ppm CaCO_3 son muy duras.

El método para su determinación se encuentra en la Norma Mexicana NMX-AA-072-SCFI-2001 Análisis de agua – determinación de dureza total en aguas naturales, residuales y residuales tratadas – método de prueba.

ALCALINIDAD

Es la capacidad del agua de neutralizar ácidos. Sin embargo, aniones de ácidos débiles (bicarbonatos, carbonatos, hidróxido, sulfuro, bisulfuro, silicato y fosfato) pueden contribuir a la alcalinidad. La alcalinidad está influenciada por el pH, la composición general del agua, la temperatura y la fuerza iónica.

La alcalinidad en las aguas residuales ayuda a la regulación de cambios de pH causados por la adición de ácidos. Los efectos evidentes de la alcalinidad en el agua son el sabor amargo y las reacciones con algunos cationes del agua, lo que produce obstrucciones en los sistemas de tuberías principalmente en la parte de los accesorios.

El método para su obtención se presenta en la Norma Mexicana NMX-AA-036-1980 Análisis de agua – Determinación de acidez y alcalinidad en aguas naturales, residuales y residuales tratadas –.

NUTRIENTES

En aguas residuales existe una amplia gama de sustancias que son esenciales para el crecimiento de protistas y plantas, razón por la cual reciben el nombre de nutrientes o bioestimuladores. El contenido de nutrientes, tanto orgánicos como inorgánicos en algunas ocasiones son útiles para que las aguas residuales tengan un tratamiento (principalmente de origen biológico) eficiente. Un alto contenido de

estos puede ser perjudicial, de los principales nutrientes son, nitrógeno (N), azufre (S), fósforo (F), potasio (K), magnesio (Mg), calcio (Ca), hierro (Fe), sodio (Na), cloro (Cl), los micronutrientes más importantes son; zinc (Zn), manganeso (Mn), molibdeno (Mo), selenio (Se), cobalto (Co), níquel (Ni) y volframio (W). Dos de los más representativos por sus altas concentraciones son el fósforo y el nitrógeno.

El nitrógeno se encuentra en las proteínas, clorofila y otros compuestos biológicos, el exceso del nitrógeno provoca concentraciones altas de algas y plantas acuáticas, a este fenómeno se le conoce como eutrofización (Hernández, 1998). El fósforo se encuentra en los ecosistemas acuáticos y es un nutriente que de igual manera se asocia con la eutrofización de los cuerpos de agua, por lo que es necesario tener un control de dichos elementos.

Para su determinación existe la Norma Mexicana NMX-AA-026-SCFI-1980 Análisis de agua - determinación de nitrógeno total – en aguas naturales, residuales y residuales tratadas, Norma Mexicana NMX-AA-029-SCFI-2001 Análisis de aguas - determinación de fósforo total en aguas naturales, residuales y residuales tratadas.

METALES PESADOS

Entre ellos podemos destacar el níquel (Ni), el manganeso (Mn), el plomo (Pb), el cromo (Cr), el cadmio (Cd), el zinc (Zn), el cobre (Cu), el hierro (Fe), el mercurio (Hg), y el arsénico (As).

Debido a su toxicidad, la presencia de cualquiera de ellos en cantidades excesivas interferirá en gran medida en los usos del agua. Los métodos para la determinación de las concentraciones de estas sustancias varían en complejidad, en función de las sustancias causantes de interferencias potencialmente presentes.

Los organismos vivos para un adecuado crecimiento requieren de algunos de estos elementos, mientras que otros metales de los citados anteriormente, son sumamente perjudiciales para cualquier forma de vida. Para su determinación se pueden realizar mediante procesos de absorción atómica, plasma acoplado por inducción o también por colorimetría. Además, las cantidades de muchos de estos metales pueden determinarse, a concentraciones muy bajas, empleando métodos instrumentales entre los que cabe destacar la polarografía y la espectroscopía de absorción atómica.

La determinación de metales pesados se puede realizar por varios métodos: absorción atómica, plasma coplado por inducción o colorimétricamente:

- Metales disueltos, son aquellos metales presentes en muestras no acidificadas que pasan a través de un filtro de membrana de 0,45 micrómetros.

- Metales suspendidos, son aquellos metales presentes en muestras sin acidificar, que son retenidas en un filtro de membrana de 0,45 μm .
- Metales totales, que corresponden a la suma de metales disueltos y metales suspendidos o la concentración de metales determinados en una muestra sin filtrar después de la digestión.
- Metales extractables en ácido, son aquellos que permanecen en solución después de que una muestra sin filtrar se trata con un ácido mineral.

Para la determinación de metales por el método de absorción atómica, se puede recurrir a la Norma Mexicana NMX-AA-051-1981, Análisis de agua – determinación de metales por absorción atómica en aguas naturales, potables, residuales y residuales tratadas – método de prueba.

OXÍGENO DISUELTO

La cantidad real de oxígeno y otros gases que pueden estar presentes en el agua vienen determinados por una serie de factores, tales como, la solubilidad del gas, la presión parcial del gas en la atmósfera, la temperatura y la pureza del agua.

Debido a que la velocidad de las reacciones bioquímicas que consumen oxígeno aumenta con la temperatura, los niveles de oxígeno disuelto tienden a ser más críticos en las épocas estivales, y dado que el oxígeno disuelto evita la formación de olores desagradables en las aguas residuales, es deseable y conveniente disponer de cantidades suficientes de oxígeno disuelto.

El oxígeno disuelto (OD) es necesario para la respiración de los microorganismos aerobios así como de otras formas de vida (como ser peces, anfibios, algas, etcétera). A medida que la concentración de OD aumenta, la velocidad de crecimiento microbiano también lo hace. El agua generalmente tiene una concentración de OD de 8 mg/L (Cartró, 2003).

METANO

El principal subproducto de la descomposición anaerobia de la materia orgánica del agua residual, es el gas metano. El metano es un gas hidrocarburo combustible de alto valor energético, incoloro e inodoro. Normalmente no se encuentra en grandes cantidades en el agua residual, puesto que incluso pequeñas cantidades de oxígeno tienden a ser tóxicas para los organismos responsables de la producción de metano, no obstante, en ocasiones se produce metano como resultado de un proceso de descomposición anaerobia, que puede darse en depósitos acumulados en el fondo.

Tabla 1.4.- Efectos de diferentes concentraciones de oxígeno disuelto en un río.

Oxígeno disuelto: 7-10 mg/L	Baja	Oxígeno disuelto: 0	Alza en oxígeno disuelto.
Población diversificada de peces, mariposas, caracoles, insectos, etc.	OD: 1 mg/l; aumento en bacterias, peces toscos.	Putrefacción, malos olores, aguas de color negro.	Purificación natural.
	OD: 0.5 mg/l; presencia de lombrices en lodos.	Muerte de peces y organismos acuáticos.	Aumenta la población de peces.

Referencia: Delgadillo et al., 2010.

Debido a que el metano es sumamente inflamable y a que el riesgo de explosión es elevado, los pozos de registro y empalmes de alcantarillas o cámaras de conexión en los que exista el riesgo de acumulaciones de gas, deberán ser aireados con un ventilador portátil antes y durante los lapsos de tiempo en los que los operarios trabajen con ellos.

En las plantas de tratamiento, el metano se genera en los procesos de tratamiento anaeróbicos empleados para la estabilización de los fangos de aguas residuales.

TENSOACTIVOS

Los tensoactivos son moléculas orgánicas grandes que se componen de dos grupos: uno insoluble en agua y otro soluble (Crites y Tchobanoglous, 2000).

Los tensoactivos provienen de la descarga de detergentes domésticos, lavanderías industriales y otras operaciones de limpieza (Mendonca, 2000).

Pueden causar la aparición de espumas en el agua de las plantas de tratamiento y/o en la superficie de los cuerpos receptores.

GRASAS Y ACEITES

Las grasas y aceites tienen como característica principal la insolubilidad en el agua. Están siempre en las aguas residuales domésticas, debido al uso de mantequilla y aceites vegetales en cocinas. Pueden incluir también algunos derivados del petróleo debido a contribuciones no permitidas (por ejemplo de estaciones de gasolina, lavaderos de autos, etcétera).

Para el análisis de grasas y aceites, se realiza la extracción de la muestra con triclorotrifluoroetano, puesto que las grasas y aceites son solubles en dicho

compuesto (Mendonça, 2000). La determinación se realiza por el análisis de cambio de color de una muestra estándar de azul de metileno. Cartró (2003), indica que la importancia de la determinación de grasas y aceites radica en que estos compuestos ocasionan la formación de natas y limitan la transferencia de oxígeno de la atmósfera al agua.

1.1.3 CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS

Los principales grupos de organismos tanto en aguas residuales como superficiales se clasifican en organismos eucariotas, eubacterias y arqueobacterias. La mayoría de los organismos pertenecen al grupo de las eubacterias. La categoría protista, dentro de los organismos eucariotas, incluye las algas, los hongos y los protozoos. Los virus, también presentes en el agua residual se clasifican en función del sujeto infectado.

COLIFORMES

Serie de microorganismos patógenos, que provienen de desechos humanos, de animales así como también de desechos en el suelo. Dichos compuestos se presentan en familias de bacterias inofensivas en algunos órganos de seres vivos, que son frecuentemente expulsadas; de esta manera se incorporan a los cuerpos de aguas residuales formando cuerpos con una gran variedad de organismos. Se encuentran en gran cantidad en las aguas negras, las cuales contienen usualmente de 4, 000, 000 a 5, 000, 000 de coliformes por mL, cuando menos.

El número de estas bacterias en los cuerpos de agua se interpretan como una medición de la calidad del agua para el consumo humano. Si existe un número elevado, se hará referencia a que el grado de contaminación será alto, por lo tanto la calidad del agua no será satisfactoria y en consecuencia será potencialmente insegura; desde luego una menor cantidad de estos microorganismos es evidencia de una baja concentración de contaminación. Menos de una por cada 100 mL de agua, indica que la concentración de contaminación es demasiado pequeña para que represente riesgo definido y puede considerarse de calidad segura.

Las bacterias coliformes son un grupo heterogéneo compuesto por varios tipos. Se agrupan en la denominación coliformes totales, misma que se integra por bacilos cortos, no esporulados, aeróbicos, y anaeróbicos facultativos, gram negativos que fermentan la lactosa con producción de gas y acidez a $35 \pm 0.5^{\circ}\text{C}$ en periodos de 24 a 48 horas.

Los coliformes fecales están presentes en materias fecales del hombre o animales de sangre caliente. Son bacilos cortos, Gram negativos, no esporulados que

fermentan la lactosa con producción de gas y acidez a 44.5 °C en periodos de 24 a 48 horas.

Un método muy utilizado para el recuento de coliformes en agua ha sido siempre el Número Más Probable (NMP), aunque se han ido variando los medios de cultivo, las condiciones y las técnicas de análisis, con el objetivo de obtener cada vez mayor sensibilidad y precisión, hasta el punto que se ha llegado a aceptar como método estándar. Los distintos métodos de NMP para coliformes totales se basan, en primera instancia, en una selección de los microorganismos que producen ácido y gas a partir de lactosa a 35°C.

Las Normas Oficiales Mexicanas (NOM-112-SSA1-1994 y NOM-113-SSA1-1994) que establecen el método microbiológico para determinar el número de microorganismos coliformes totales presentes en diferentes productos por medio de la técnica del número más probable o de la técnica de cuenta de placa.

HONGOS

Los hongos son protistas eucariotas aerobios, multicelulares, no fotosintéticos y quimioheterótrofos. Muchos de los hongos son saprófitos, es decir, basan su alimentación en materia orgánica muerta. Junto con las bacterias, los hongos son los responsables de la descomposición del carbono en la biosfera. Desde el punto de vista ecológico los hongos presentan ciertas ventajas sobre las bacterias: pueden crecer y desarrollarse en zonas de baja humedad y en ámbitos con pH bajos. Sin la colaboración de los hongos en los procesos de degradación de la materia orgánica el ciclo del carbono se interrumpiría en poco tiempo, y la materia orgánica empezaría a acumularse.

ALGAS

Las algas pueden presentar serios inconvenientes en las aguas superficiales, puesto que se reproducen fácilmente cuando las condiciones son favorables (exceso de nutrientes), este fenómeno se conoce como crecimiento explosivo y lleva a la eutrofización de las aguas.

Puesto que el efluente de las plantas de tratamiento del agua residual suele ser rico en nutrientes biológicos, la descarga del efluente en los lagos provoca su enriquecimiento y aumenta su tasa de eutrofización. Uno de los problemas más importantes al que se enfrenta la ingeniería sanitaria en el campo de la gestión de la calidad del agua, es el de encontrar el proceso de tratamiento que hay que aplicar a las aguas residuales de diferentes orígenes, de modo que los efluentes no favorezcan el crecimiento de algas y demás plantas acuáticas.

La solución puede implicar la eliminación del carbono, así como de las diferentes formas del nitrógeno y del fósforo. La presencia de algas afecta al valor del agua de abastecimiento, ya que puede originar problemas de olor.

PROTOZOOS

Los protozoos son microorganismos cuya estructura está formada por una sola célula abierta (los más importantes son las amebas, los flagelados, y los ciliados libres y fijos).

La mayoría de los protozoos son aerobios o facultativamente quimioheterótrofos anaeróbicos, aunque se conocen algunos anaerobios. Los protozoos se alimentan de bacterias y otros microorganismos microscópicos, tienen una importancia capital, tanto en el funcionamiento de los tratamientos biológicos como en la purificación de cursos de agua ya que son capaces de mantener el equilibrio entre los diferentes tipos de microorganismos.

Ciertos protozoos son también patógenos. En el agua de suministro es importante controlar la presencia de la giarda lamblia (responsable de la giardiasis o enfermedad de Hikers) y del cyoptosporidium, como agente causante de infecciones potencialmente mortales para pacientes con síndrome de inmunodeficiencia adquirida (SIDA).

VIRUS

Los virus son partículas parasíticas formadas por un cordón de material genético (ácido desoxirribonucleico ADN, o ácido ribonucleico ARN) con una capa de recubrimiento proteínico. No tienen capacidad para sintetizar compuestos nuevos, en lugar de ello invaden las células del cuerpo vivo que los acoge y reconducen la actividad celular hacia la producción de nuevas partículas virales a costa de las células originales.

Cuando muere la célula original, se liberan gran cantidad de virus que infectarán células próximas. Los virus excretados por los seres humanos pueden representar un importante peligro para la salud pública. Se sabe con certeza que algunos virus pueden sobrevivir hasta 41 días, tanto en aguas limpias como residuales a la temperatura de 20°C, y hasta 6 días en un río normal.

En la Tabla 1.5 se enlistan enfermedades en el ser humano, originadas por algunos microorganismos y virus que comúnmente se hallan en las aguas residuales.

Tabla 1.5.- Patógenos y enfermedades de origen hídrico.

PATÓGENOS	ENFERMEDAD CAUSADA
Bacterias	
Campylobacter jejuni	Gastroenteritis
Escherichia coli	Gastroenteritis
Legionella pneumophila	Enfermedades respiratorias
	Agudas
Salmonella	Salmonelosis, tifoidea, Paratifoidea
Shigella	Disentería bacilar
Vibrio cholerae	Cólera
Yersina enterocolitica	Gastroenteritis
Protozoarios	
Cryptosporidium	Diarrea
Entamoeba histolytica	Disentería amibiana
Giardia lamblia	Diarrea
Naegleria fowleri	Meningitis cefálica
Enterovirus	
Adenovirus	Enfermedades respiratorias, infecciones en los ojos, gastroenteritis
Astrovirus	Gastroenteritis
Calicivirus	Gastroenteritis
Coxsackievirus A	Meningitis, enfermedades respiratorias, miocarditis
Echovirus	Meningitis, diarrea, fiebre, enfermedades respiratorias
Hepatitis A viral	Infecciones hepáticas
Norwalk viral	Diarrea, vómito y fiebre
Poliovirus	Meningitis, parálisis
Rotavirus	Diarrea, vómitos

Referencia: Tomasini, 2001.

1.2 NORMATIVA EN MATERIA DE AGUA

1.2.1 LEY DE AGUAS NACIONALES

La Ley de Aguas Nacionales (LAN) establece que la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas nacionales se realizará mediante títulos de concesión o asignación otorgados por el Ejecutivo Federal a través de la CONAGUA, por medio de los organismos complementarios o directamente por ésta cuando así le competa, de acuerdo con las reglas y condiciones que dispone la LAN y su reglamento. De manera similar, para las descargas de aguas residuales, es necesario contar con un permiso de descarga expedido por esta misma institución. Las organizaciones que participan para la aportación y enriquecimiento de la ley son; La Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales, La Comisión Nacional del Agua, Consejos de Cuenca, Consejo Consultivo del Agua, Servicio Meteorológico Nacional, El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua también forma parte importante de este grupo.

ORDENAMIENTOS

La Constitución Política de nuestro país faculta al Poder Ejecutivo Federal para establecer, por causas de interés y utilidad de carácter público, medidas regulatorias para mantener el control del alumbramiento de las aguas nacionales subterráneas mediante la expedición de vedas, reglamentos y reservas.

Los diferentes instrumentos jurídicos de control vigentes fueron emitidos de 1948 a 2013.

PUBLICACIÓN DE LAS DISPONIBILIDADES MEDIAS ANUALES DE AGUA

La LAN establece que para otorgar los títulos de concesión o asignación se tomará en cuenta la disponibilidad media anual de agua de la cuenca hidrológica o acuífero en el que se vaya a realizar el aprovechamiento. La CONAGUA tiene la obligación de publicar dichas disponibilidades, para lo cual generó la norma NOM-011-CONAGUA-2000 “Conservación del Recurso Agua que establece las especificaciones y el Método para Determinar la Disponibilidad Media Anual de las Aguas Nacionales”.

DECLARATORIAS DE CLASIFICACIÓN DE CUERPOS DE AGUAS NACIONALES

La LAN establece que para otorgar los permisos de descarga de aguas residuales se deberán contemplar las declaratorias de clasificación de los cuerpos de agua de

propiedad nacional. La CONAGUA tiene la atribución de elaborar y publicar estas declaratorias en el Diario Oficial de la Federación.

De acuerdo al Artículo 87 de la LAN, las declaratorias de clasificación contienen la delimitación de los cuerpos de agua estudiados en los que se determina la capacidad de asimilación y dilución de contaminantes, es decir, su aptitud de autodepurarse; los parámetros de calidad que deben cumplir las aguas residuales y los límites máximos de descarga de dichos parámetros en las áreas clasificadas. Además incluyen metas de calidad en los cuerpos de agua receptores de los contaminantes y los plazos para alcanzarlas.

1.2.2 NORMAS MEXICANAS.

Complementado el aspecto jurídico se encuentra la normativa Mexicana en materia de agua, cuyo propósito es tener un control en la calidad del agua del país. Además, expone los derechos, obligaciones y recomendaciones para los usuarios, buscando con ello un uso funcional, productivo y sustentable.

NORMAS OFICIALES MEXICANAS

Establecen los límites máximos permitidos de contaminantes en descargas de aguas residuales de diferentes orígenes a cuerpos receptores. Además, instauran especificaciones, métodos de prueba y requisitos de seguridad para mobiliario sanitario e infraestructura hidráulica.

Cabe destacar que conforme a la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, las Normas Oficiales Mexicanas (NOM), son regulaciones técnicas de observancia obligatoria.

A continuación, en la Tabla 1.6 se presentan las Normas Oficiales Mexicanas relacionadas con el tema del agua.

Tabla 1.6.- Normas Oficiales Mexicanas en materia de agua.

NORMAS OFICIALES MEXICANAS	
No.	GRUPO: SEMARNAT
1	NOM-001-SEMARNAT-1996 - Límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.
2	NOM-002-SEMARNAT-1996 - Límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.
3	NOM-003-SEMARNAT-1997 - Límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se rehúsen en servicios al público.

4	NOM-004-SEMARNAT-2002 - Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes en lodos y biosólidos para su aprovechamiento y disposición final.
5	NOM-022-SEMARNAT-2003 - Preservación, conservación, aprovechamiento sustentable y restauración de los humedales costeros en zonas de manglar.
6	NOM-141-SEMARNAT-2003 - Procedimientos, especificaciones y criterios para jales y presas de jales.
No.	GRUPO: CONAGUA
1	NOM-001-CONAGUA-2011 - Sistemas de agua potable, toma domiciliaria y alcantarillado sanitario- Hermeticidad - Especificaciones y métodos de prueba.
2	NOM-003-CONAGUA-1996 - Requisitos para construcción de pozos para prevención de contaminación de acuíferos.
3	NOM-004-CONAGUA-1996 - Requisitos para la protección de acuíferos durante mantenimiento y rehabilitación de pozos de agua y cierre de pozos en general.
4	NOM-005-CONAGUA-1996 - Especificaciones y métodos de prueba para fluxómetros.
5	NOM-006-CONAGUA-1997 - Especificaciones y métodos de prueba para fosas sépticas.
6	NOM-007-CONAGUA-1997 - Requisitos de seguridad para la construcción y operación de tanques.
7	NOM-008-CONAGUA-1998 - Especificaciones y métodos de prueba para regaderas.
8	NOM-009-CONAGUA-2001 - Especificaciones y métodos de prueba para inodoros.
9	NOM-010-CONAGUA-2000 - Especificaciones y métodos de prueba para válvulas de inodoros.
10	NOM-011-CONAGUA-2000 - Conservación del recurso agua. Especificaciones y método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales.
11	NOM-014-CONAGUA-2003 - Requisitos para la recarga artificial de acuíferos con agua residual tratada.
12	NOM-015-CONAGUA-2007 - Características y especificaciones de las obras y del agua para infiltración artificial a acuíferos.
No.	GRUPO: SALUD
1	NOM-127-SSA1-1994 - Salud ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.

2	NOM-179-SSA1-1998 - Vigilancia y evaluación del control de calidad del agua potable en redes.
3	NOM-201-SSA1-2002 - Productos y servicios. Agua y hielo para consumo humano, envasados y a granel. Especificaciones sanitarias.
4	NOM-230-SSA1-2002 - Requisitos sanitarios para manejo del agua en las redes de agua potable.
5	NOM-244-SSA1-2008 - Equipos y sustancias germicidas para tratamiento doméstico de agua. Requisitos sanitarios.

Referencia: CONAGUA, 2014.

Algunas de las normas citadas sobresalen del resto, dadas la importancia y relación que guarda con la temática de este trabajo, por lo tanto, conviene abundar en el contenido de las mismas.

1) NOM-001-SEMARNAT-1996- Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, con el objeto de proteger su calidad y posibilitar sus usos, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma Oficial Mexicana no se aplica a las descargas de aguas provenientes de drenajes separados de aguas pluviales.

Para llevar a cabo el análisis para conocer la composición de dichas descargas, se hará mediante muestras simples, es decir, las que se toman el punto de descarga, de manera continua, en 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.

La concentración de contaminantes básicos, metales pesados y cianuros para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, no debe exceder el valor indicado como límite máximo permisible de la Tabla 1.7 y la Tabla 1.8 extraídas de esta Norma Oficial Mexicana. El rango permisible del potencial hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades.

Para determinar la contaminación por patógenos se tomará como indicador a los coliformes fecales. El límite máximo permisible para las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, así como las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola) es de 1,000 y 2,000 como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 mL para el promedio mensual y diario, respectivamente.

Para determinar la contaminación por parásitos se tomará como indicador los huevos de helminto. El límite máximo permisible para las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola), es de un huevo de helminto por litro para riego no restringido, y de cinco huevos por litro para riego restringido.

Es necesario realizar un análisis de alguno o varios parámetros que se señalan en la presente Norma Oficial Mexicana, con la finalidad de demostrar que cumple con las características debidas para ser utilizada dentro de los usos establecidos.

Los límites máximos permisibles para los parámetros demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos totales, que debe cumplir el responsable de la descarga a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, son los establecidos en la Tabla 1.7 extraída de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996.

3) NOM-003-SEMARNAT-1997-. Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se rehúsen en servicios al público, con el objeto de proteger el medio ambiente y la salud de la población, y es de observancia obligatoria para las entidades públicas responsables de su tratamiento y rehusó. En el caso de que el servicio al público se realice por terceros, éstos serán responsables del cumplimiento de la presente Norma, desde la producción del agua tratada hasta su rehusó o entrega, incluyendo la conducción o transporte de la misma.

Los límites máximos permisibles de contaminantes en aguas residuales tratadas son los establecidos en la Tabla 1.9, proveniente de esta Norma Oficial Mexicana.

La materia flotante debe estar ausente en el agua residual tratada, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006.

NORMAS MEXICANAS.

Las Normas Mexicanas, establecen las metodologías para evaluar la calidad y la eficiencia de los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento, mediante la determinación de los parámetros físicos, químicos y biológicos.

Es preciso resaltar que conforme a la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, las Normas Mexicanas (NMX) son regulaciones técnicas de aplicación voluntaria.

En la Tabla 1.10 se presentan las Normas Mexicanas relacionadas con el tema del agua.

Tabla 1.7.- Límites máximos permitidos.

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BÁSICOS																				
PARAMETROS	RIOS						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)	
(Miligramos por litro, excepto cuando se especifique)	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 a °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 Desechos.

Referencia: SEMARNAT, 1996.

Tabla 1.8.- Límites máximos permisibles para metales pesados y cianuros.

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS.

PARAMETROS (*) (miligramos por litro)	RIOS						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 (A)		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
Cianuros	1.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0
Cobre	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0
Cromo	1.0	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0
Mercurio	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01	0.01	0.02	0.005	0.01	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	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	0.4
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.

Referencia: SEMARNAT, 1996.

Tabla 1.9.- Límites máximos permitidos de contaminantes en aguas residuales tratadas.

TIPO DE REUSO	PROMEDIO MENSUAL				
	Coliformes fecales NMP/100 mL	Huevos de Helminto (h/L)	Grasas y aceites mg/L	DBO mg/L	SST mg/L
Servicio al público con contacto directo.	240	≤1	15	20	20
Servicio al público con contacto indirecto u ocasional.	1000	≤5	15	30	30

Referencia: SEMARNAT, 1997.

Tabla 1.10.- Normas Mexicanas en materia de agua.

No.	NORMAS MEXICANAS
1	NMX-AA-120-SCFI-2006 - Requisitos y especificaciones de sustentabilidad de calidad de playas.
2	NMX-AA-147-SCFI-2008 - Metodología de evaluación de las tarifas de agua potable, drenaje y saneamiento.
3	NMX-AA-148-SCFI-2008 - Metodología para evaluar la calidad de los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento. Directrices para la evaluación y la mejora del servicio a los usuarios.
4	NMX-AA-149/1-SCFI-2008 - Metodología para evaluar la eficiencia de los prestadores de servicios de agua potable, drenaje y saneamiento. Directrices para la prestación y evaluación de los servicios de agua residual.
5	NMX-AA-149/2-SCFI-2008 - Metodología para evaluar la eficiencia de los prestadores de servicios de agua potable, drenaje y saneamiento. Directrices para la prestación y evaluación de los servicios de agua potable.

Referencia: CONAGUA, 2014.

1.3 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES EN MÉXICO

Las descargas de aguas residuales se clasifican en municipales y no municipales. Las primeras corresponden a las que son generadas en los núcleos de población y colectadas en los sistemas de alcantarillado urbanos y rurales. Las segundas son generadas por otros usos, como puede ser la industria autoabastecida, y se descargan directamente a cuerpos de aguas nacionales sin ser colectadas por sistemas de alcantarillado. La Tabla 1.11 muestra un resumen del ciclo de generación (recolección) de tratamiento de descargas, tanto municipal como no municipal.

Tabla 1.11.- Descargas de aguas residuales municipales y no municipales.

CENTROS URBANOS (Descargas municipales):		
Volumen		
Aguas residuales municipales	7.23	miles de hm ³ /año (229.1 m ³ /s)
Se recolectan en alcantarillado	6.69	miles de hm ³ /año (212 m ³ /s)
Se tratan	3.81	miles de hm ³ /año (120.9 m ³ /s)
Carga contaminante		
Se generan	1.95	millones de toneladas de DBO ₅ al año
Se recolectan en alcantarillado	1.81	millones de toneladas de DBO ₅ al año
Se remueven en los sistemas de tratamiento	0.84	millones de toneladas de DBO ₅ al año
USOS NO MUNICIPALES, INCLUYENDO LA INDUSTRIA:		
Volumen		
Aguas residuales no municipales	6.77	miles de hm ³ /al año (214.6 m ³ /s)
Se tratan	2.22	miles de hm ³ /al año (70.5 m ³ /s)
Carga contaminante		
Se generan	10.2	millones de toneladas de DBO ₅ al año
Se remueven en los sistemas de tratamiento	1.49	millones de toneladas de DBO ₅ al año

Referencia: CONAGUA, 2016.

Con el objeto de preservar la calidad del agua, se han construido plantas de tratamiento de aguas residuales para su descarga a los ríos y cuerpos de agua. Al 2015, las 2 477 plantas municipales en operación en el país trataron 120.9 metros cúbicos por segundo, es decir, el 57.0% de los 212 metros cúbicos por segundo de

aguas residuales municipales recolectados en el alcantarillado. La evolución del caudal tratado se muestra en la Figura 1.4.

En la Tabla 1.12 se indican las plantas de tratamiento de aguas residuales en operación por entidad federativa.

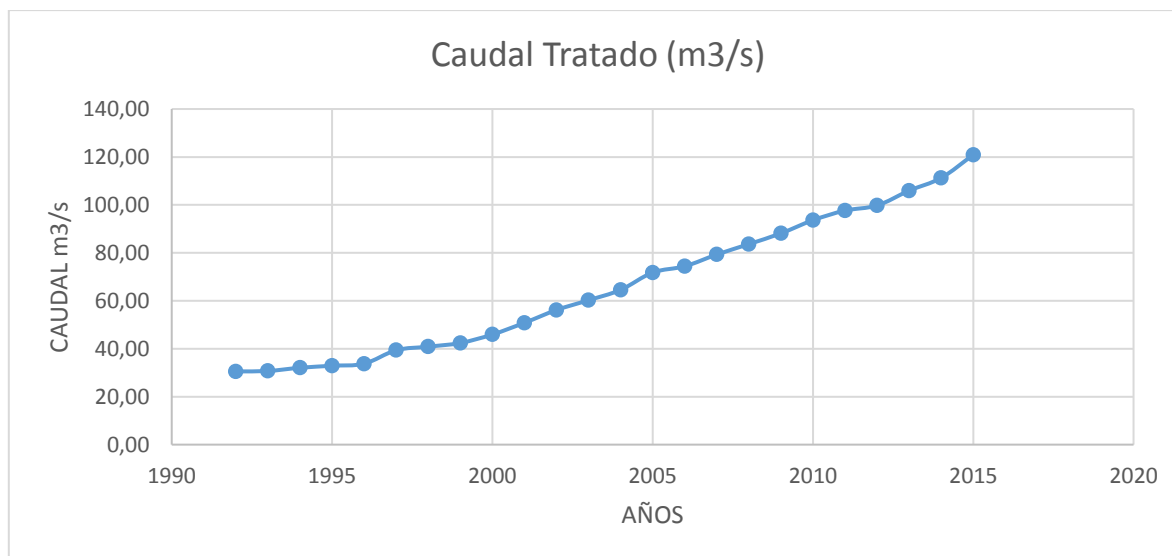


Figura 1.4.- Caudal tratado en México. Referencia: CONAGUA, 2016.

Tabla 1.12.- Resumen del inventario nacional de plantas municipales de tratamiento de aguas residuales en operación.

ESTADOS	No. de plantas	Capacidad Instalada (l/s)	Caudal Tratado (l/s)
Aguascalientes	134	4 710.0	2 253.2
Baja California	43	7 775.1	5 479.9
Baja California Sur	28	1 659.0	1 242.0
Campeche	22	174.0	152.8
Coahuila de Zaragoza	21	5 636.5	4 499.0
Colima	67	2 301.7	1 614.1
Chiapas	34	1 916.6	918.4
Chihuahua	179	10 275.2	7 027.5
Distrito Federal	29	5 604.5	3 178.0
Durango	208	4 662.6	3 493.3
Guanajuato	76	7 650.2	5 450.3
Guerrero	61	4 403.8	3 721.0
Hidalgo	38	23 779.5	9 441.1
Jalisco	142	15 194.4	11 703.5
México	180	10 977.2	7 593.5

Michoacán de Ocampo	37	4 089.5	3 342.4
Morelos	49	2 837.5	1 537.5
Nayarit	70	3 466.8	2 506.3
Nuevo León	52	14 610.0	11 230.6
Oaxaca	70	1 530.5	1 005.1
Puebla	78	3 419.7	3 532.3
Querétaro de Arteaga	51	2 449.4	1 731.9
Quintana Roo	36	2 580.5	1 774.2
San Luis Potosí	43	2 578.6	2 143.3
Sinaloa	256	6 697.4	5 360.4
Sonora	82	5 407.5	3 650.8
Tabasco	80	2 815.9	1 765.4
Tamaulipas	40	7 839.8	5 392.1
Tlaxcala	56	1 121.6	613.6
Veracruz de Ignacio de la Llave	118	7 422.3	5 754.3
Yucatán	26	416.4	183.7
Zacatecas	71	1 970.1	1 610.8
Total Nacional	2 477	177 973.6	120 902.2

Referencia: CONAGUA, 2015.

1.3.1 PRINCIPALES PROCESOS DE TRATAMIENTO

El grado de tratamiento requerido para el agua residual, depende fundamentalmente de los orígenes y niveles de los contaminantes presentes en ella, así como de los límites máximos permisibles en las descargas a los cuerpos naturales de agua, dictados por las normas oficiales vigentes. Otros factores de importancia que hay que tomar en consideración al momento de seleccionar un proceso de tratamiento son, el nivel socioeconómico del lugar de instauración, el recurso económico con el que se dispone, el tamaño de la población con la que se proyectara, entre otras.

En la Figura 1.5 y Figura 1.6 se muestran los principales procesos de tratamiento que se utilizan en México para el tratamiento de aguas residuales municipales.

Número de plantas por proceso

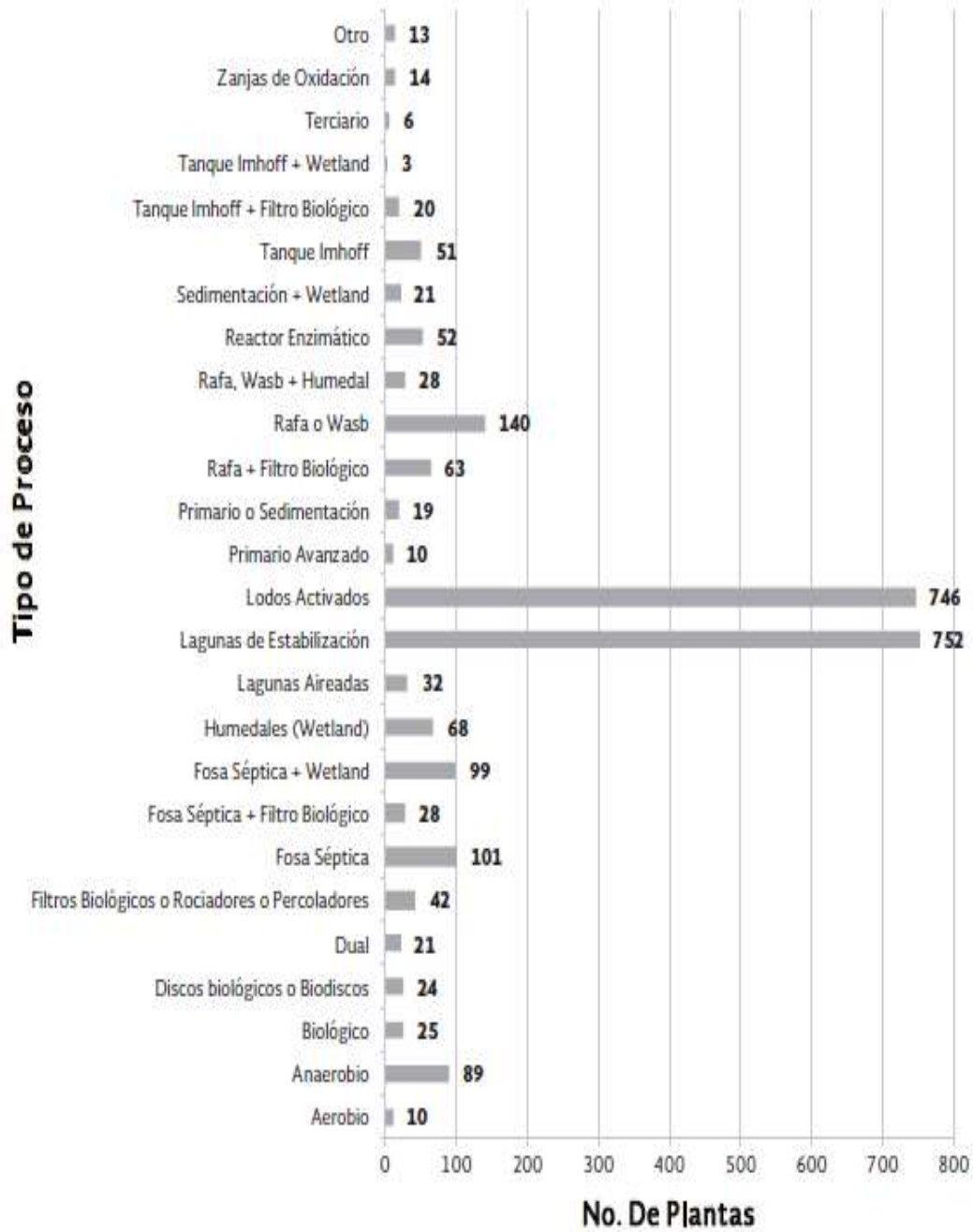


Figura 1.5.- Principales procesos de tratamiento de aguas residuales municipales en México. **Referencia:** CONAGUA, 2015.

Principales procesos de tratamiento de aguas residuales municipales en Mexico

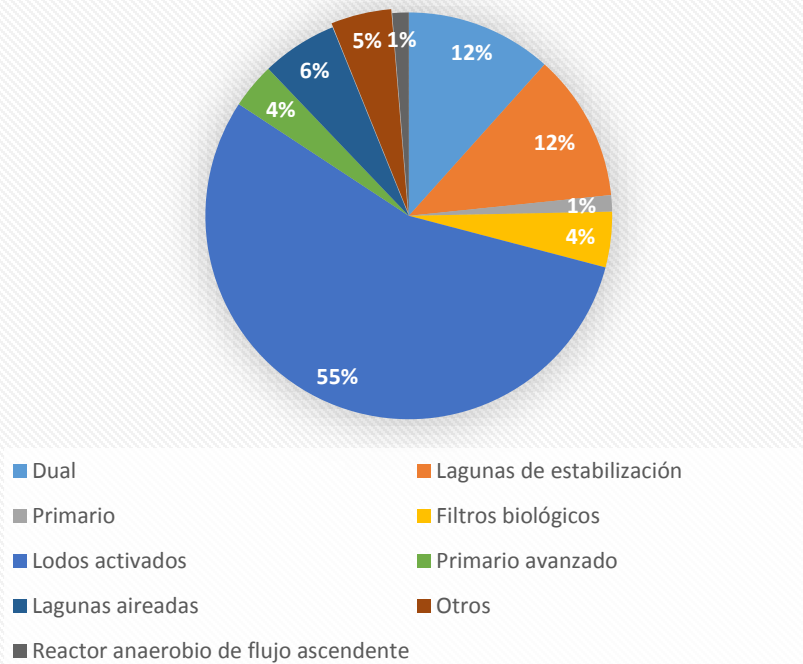


Figura 1.6.- Principales procesos de tratamiento de aguas residuales municipales en México por caudal tratado, 2015. Referencia: CONAGUA, 2016.

1.3.2 PLANTAS DE TRATAMIENTO EN EL ESTADO DE GUANAJUATO

Al término del año 2015 el registro de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales en Guanajuato fue de 76 instalaciones en operación, mientras que su capacidad instalada fue de 7650.1 m³/s y el caudal tratado de 5450.3 m³/s.

En la Tabla 1.13, se muestra el inventario de plantas en operación en el estado.

Tabla 1.13.- Plantas Municipales de Tratamiento de Aguas Residuales en Operación en el estado de Guanajuato en Diciembre del Año 2015.

Municipio	Localidad	Nombre de la planta	Proceso	Capacidad Instalada (l/s)	Caudal Tratado (l/s)	Cuerpo Receptor
Abasolo	Abasolo	Abasolo	Lodos Activados	70.0	60.0	Río Turbio
Acámbaro	Acámbaro	Acámbaro	Lodos Activados	100.0	85.6	Río Lerma
Allende	San Miguel de allende	Allende	Filtros Biológicos o rociadores o Percoladores	120.0	90.0	Cachinches

ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA COMUNIDAD DE LA MERCED, MUNICIPIO DE ACÁMBARO, GUANAJUATO.

Apaseo el Alto	Apaseo el Alto	Apaseo el Alto	Lodos Activados	45.0	25.0	Sin Información
Apaseo el Alto	Mandujano Atepehuacán	Mandujano Atepehuacán	Rafa o Wasb	2.2	2.2	Sin Información
Apaseo El Grande	Apaseo el Grande	Apaseo el Grande	Lodos Activados	32.0	21.0	Sin Información
Apaseo El Grande	San Pedro Tenango	San Pedro Tenango	Rafa o Wasb	9.0	9.0	Río Apaseo
Celaya	Celaya	Campestre	Lodos Activados	20.0	10.0	Río Laja
Celaya	Celaya	Planta de Tratamiento Principal	Lodos Activados	750.0	300.0	Río Laja
Coroneo	Coroneo	Coroneo	Lagunas de Estabilización	5.0	5.0	Río Tigre
Cortázar	Cortázar	Cortázar (Dren Merino)	Lodos Activados	70.0	52.1	Dren Merino
Cortázar	Cortázar	Insurgentes	Rafa + Filtro Biológico	15.0	7.0	Río Laja
Cuerámara	Cuerámara	Planta de tratamiento de aguas residuales del Cuerámara	Rafa + Filtro Biológico	50.0	40.0	Río Turbio
Cuerámara	San Gregorio	San Gregorio	Rafa o Wasb	2.3	2.3	Sin Información
Doctor Mora	Doctor Mora	Arroyo Charcas	Anaerobio	20.0	20.0	Sin Información
Doctor Mora	La Purísima	La Purísima San Rafael y La Luz	Primario o Sedimentación	1.4	1.4	Sin Información
Doctor Mora	Lomo de Buenavista	Lomo de Buenavista	Primario o Sedimentación	1.6	1.6	Sin Información
Dolores Hidalgo	Dolores Hidalgo Cuna de La Independencia	PTAR Cruz del Padre	Filtros Biológicos o Rociadores o Percoladores	15.0	7.0	Sin Información
Dolores Hidalgo	Dolores Hidalgo Cuna de La Independencia	Dolores Hidalgo	Lodos Activados	160.0	87.0	Sin Información
Guanajuato	Guanajuato	Guanajuato	Zanjas de Oxidación	140.0	140.0	Río Guanajuato
Guanajuato	Guanajuato	Guanajuato Sur	Lodos Activados	100.0	70.0	Sin Información
Huanimaro	Huanimaro	Huanimaro	Rafa + Filtro Biológico	30.0	10.0	Arroyo Jarillas
Irapuato	Irapuato	Irapuato	Lagunas de Estabilización	700.0	700.0	Río Silao
Irapuato	Irapuato	Irapuato II	Lodos Activados	500.0	400.0	Sin Información
Irapuato	San Javier	San Javier y San José de Bernalejo	Primario o Sedimentación	3.0	3.0	Sin Información
León	Barranca de Venaderos	Barranca de Venaderos	Rafa o Wasb	0.5	0.5	Sin Información
León	Estancia de los Sapos	Estancia de los Sapos	Rafa o Wasb	0.8	0.8	Sin Información
León	León de los Aldama	Campestre	Lodos Activados	15.0	15.0	Río Turbio
León	León de los Aldama	Las Joyas	Lodos Activados	12.0	12.0	Sin Información
León	León de los Aldama	León	Primario o Sedimentación	2 500.0	1 525.0	Arroyo las Mulas / Río Turbio
León	León de los Aldama	Lomas del Mirador	Lodos Activados	24.0	3.0	Sin Información
León	León de los Aldama	Periodistas de México	Lodos Activados	10.0	5.0	Sin Información

ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA COMUNIDAD DE LA MERCED, MUNICIPIO DE ACÁMBARO, GUANAJUATO.

León	León de los Aldama	Villas de San Juan	Lodos Activados	10.0	2.0	Sin Información
León	Malagana (San Antonio del Monte)	Malagana San Antonio del Monte	Rafa o Wasb	1.5	1.5	Sin Información
León	Providencia Uno	Providencia Uno	Lagunas de Estabilización	0.7	0.7	Sin Información
León	Rancho Nuevo de la Luz	Rancho Nuevo de la Luz	Lagunas de Estabilización	1.1	1.1	Sin Información
León	San José del Resplandor (El Capricho)	San José del Resplandor (El Capricho)	Rafa o Wasb	1.7	1.7	Sin Información
León	San Nicolás de González (Hacienda Arriba)	Parque del Árbol	Lodos Activados	3.5	1.6	
Manuel Doblado	Ciudad Manuel Doblado	Manuel Doblado	Anaerobio	36.0	17.5	Arroyo La Asequia
Ocampo	Gachupines	Gachupines	Rafa o Wasb	1.9	1.9	Sin Información
Ocampo	La Escondida	La Escondida	Rafa o Wasb	3.4	3.4	Sin Información
Ocampo	La Tinaja	La Tinaja	Rafa o Wasb	1.7	1.7	Sin Información
Ocampo	Las Trojes	Las Trojes Blancas	Rafa o Wasb	1.5	1.5	Sin Información
Ocampo	Ocampo	Ocampo	Anaerobio	15.0	13.0	Sin Información
Pénjamo	El Pedregal de Arriba	Pedregal de Arriba	Primario o Sedimentación	1.1	1.1	Sin Información
Purísima del Rincón	Purísima de Bustos	Planta de tratamiento de Aguas Residuales metropolitana San Jerónimo	Lodos Activados	250.0	110.0	Arroyo San Jerónimo
Romita	Colonia Loma bonita	Colonia Loma Bonita y Colonia Nueva Creación	Primario o Sedimentación	2.3	2.3	Sin Información
Romita	Romita	Romita	Rafa + Filtro Biológico	40.0	10.0	Canal de riego el tuso
Salamanca	Los Lobos	Los Lobos y El Guante	Primario o Sedimentación	1.3	1.3	Sin Información
Salamanca	Salamanca	Pemex	Lodos Activados	255.0	243.0	Río Lerma
Salamanca	Salamanca	Salamanca	Lodos Activados	200.0	170.0	Río Lerma
Salamanca	Valtierrilla	Valtierrilla	Rafa + Filtro Biológico	28.0	10.0	
Salvatierra	Salvatierra	Salvatierra	Rafa o Wasb	50.0	40.0	Río Lerma
San Diego de la Unión	San Diego de la Unión	San Diego de la Unión	Lagunas Aireadas	5.0	5.6	
San Felipe	Jaral de Berrios	Jaral de Berrios	Rafa o Wasb	3.7	3.7	Sin Información
San Felipe	Lequeitio	Lequito y Ex - Hacienda Guadalupe	Rafa o Wasb	2.4	2.4	Sin Información
San Felipe	San Felipe	San Felipe	Rafa + Filtro Biológico	70.0	92.1	Arroyo el cocinero
San Felipe	San Pedro de Almoloya	San Pedro de Almoloya	Rafa o Wasb	3.7	1.0	Sin Información
San Francisco del Rincón	San Cristóbal (Cerrito)	San Cristóbal	Lodos Activados	10.0	10.0	Sin Información

ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA COMUNIDAD DE LA MERCED, MUNICIPIO DE ACÁMBARO, GUANAJUATO.

San Francisco del Rincón	San Francisco del Rincón	La Purísima	Lodos Activados	250.0	130.0	Sin Información
San José Iturbide	San José Iturbide	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de San José Iturbide	Rafa, Wasb + Humedal	50.0	50.0	Canal Tepozanes
San Luis de la Paz	San Luis de la Paz	San Luis de la Paz	Lodos Activados	45.0	13.0	Generación energía eléctrica
San Luis de la Paz	San Luis de la Paz	San Luis de la Paz	Lodos Activados	90.0	68.1	Sin Información
Santa Catarina	Santa Catarina	Santa Catarina	Rafa o Wasb	2.5	2.5	Río Victoria
Santa Cruz de Juventino Rosas	Juventino Rosas	Juventino Rosas II	Rafa o Wasb	70.0	262.0	Sin Información
Santa Cruz de Juventino Rosas	Santiago De Cuenda	PTAR De Santiago de Cuendá	Rafa, Wasb + Humedal	10.0	5.0	
Santiago Maravatio	Santiago Maravatio	Santiago Maravatio	Rafa, Wasb + Humedal	30.0	18.0	Arroyo (El Tajo)
Silao	El Refugio de los Sacuces	El Refugio de los Sauces	Primario o Sedimentación	1.4	1.4	Sin Información
Silao	Silao	Silao	Lodos Activados	120.0	106.0	Arroyo Muerto
Tarandacuaao	Tarandacuaao	Tarandacuaao	Filtros Biológicos o Rociadores o Percoladores	38.0	18.0	
Tarimoro	Tarimoro	Tarimoro	Rafa, Wasb + Humedal	30.0	25.0	Arroyo Grande de Tarimoro
Uriangato	Uriangato	Uriangato - Moroleón	Filtros Biológicos o Rociadores o Percoladores	204.0	155.9	Canal Huahuemba
Valle de Santiago	Valle de Santiago	Valle de Santiago	Lodos Activados	75.0	55.0	Dren del distrito de riego
Victoria	Victoria	Victoria	Rafa + Filtro Biológico	15.0	15.0	Río Victoria o Lagunilla del Rico
Xichú	Xichú	Xichú	Rafa o Wasb	5.0	5.0	Río Victoria
Yuriria	Yuriria	Yuriria	Lodos Activados	90.0	60.0	Laguna de Yuriria
Total de plantas:			76	7650.1	5450.3	

Referencia: CONAGUA, 2015.

2. ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

MACROLOCALIZACIÓN

Con objeto de empezar a delimitar la zona en estudio, en la Figura 2.1 se muestra la extensión del estado de Guanajuato en contexto con el territorio nacional.



Figura 2.1.- Ubicación de Acámbaro en México.

Referencia: [https://commons.wikimedia.org/wiki/File%3AGuanajuato_in_Mexico_\(location_map_scheme\).svg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File%3AGuanajuato_in_Mexico_(location_map_scheme).svg)

MICROLOCALIZACIÓN

La ciudad de Acámbaro se ubica en el estado de Guanajuato, el Municipio limita al norte con Tarimoro y Jerécuaro; al oeste con Salvatierra; al sur con Michoacán y al este Tarandacua.

La Merced se encuentra en las coordenadas; Latitud: 20° 01'48.81" y longitud: 100°48'35.961" con una altitud de 1897 msnm, se ubica al noroeste de la Ciudad de Acámbaro, y tiene como colindantes las siguientes comunidades; al suroeste Cutaro, al noroeste Inchamacuaro, al noreste San Juan y el Fresno, y al sureste El Romero y San Juan Jaripeo.



Figura 2.2.- Localización del municipio de Acámbaro en Guanajuato.

Referencia: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Mexico_Guanajuato_Acambaro_location_map.svg

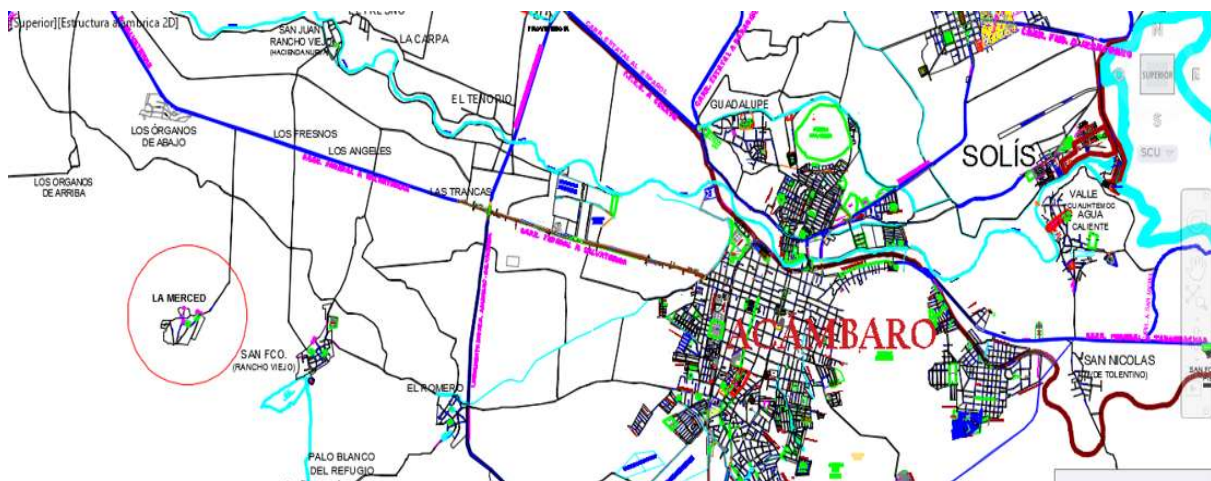


Figura 2.3.- Localización de la comunidad La Merced, en el municipio de Acámbaro.

Referencia: H. Ayuntamiento De Acámbaro, 2017.

2.2 MARCO FÍSICO

2.2.1 OROGRAFÍA

La comunidad La Merced, presenta pendientes topográficas del orden de 6.1% a 25%.

2.2.1 HIDROGRAFÍA

La comunidad de La Merced se encuentra en la región hidrológica Lerma-Santiago. En la comunidad existe una pequeña presa llamada “La Presita” y un arroyo que cruza la comunidad de suroeste a noreste.

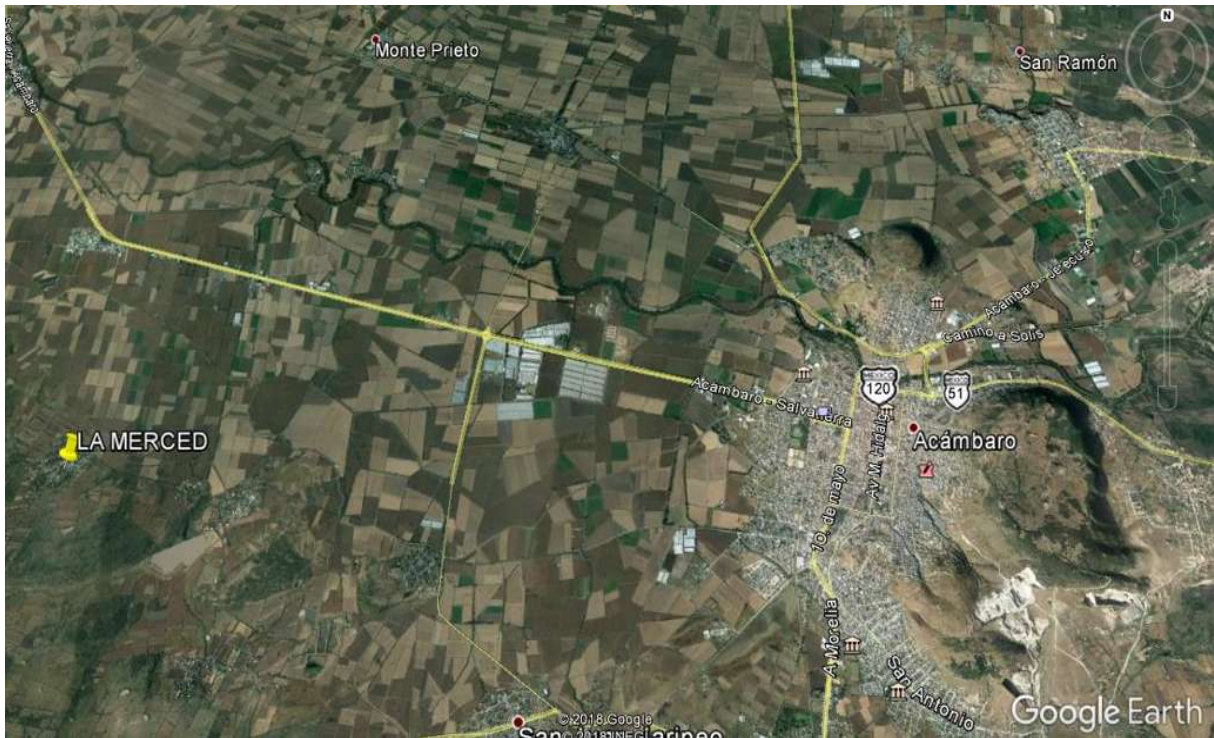


Figura 2.4.- Imagen satelital. **Referencia:** Google Earth, 2018.

2.2.2 CLIMA

El clima donde se localiza la comunidad es cálido subhúmedo con invierno fresco y un régimen de lluvias en verano que van de finales de abril hasta principios de octubre. La temperatura anual máxima es de 35°C, media 18°C y mínima de -2°C, la precipitación pluvial es de 800 mm en promedio al año.

2.2.3 FLORA Y FAUNA

Es evidente que la influencia del hombre sobre la vegetación y fauna del municipio, han producido un deterioro notable; el aprovechamiento de madera para combustible, el desmonte para el uso de la tierra en actividades agrícolas y urbanas. La vegetación original se encuentra en las orillas de los cultivos agrícolas formando hileras de árboles para delimitar los linderos de los predios. Parte del territorio municipal de Acámbaro contiene vegetación de matorral; las especies más comunes son: palo bobo o cazahuate, nopal, papelillo amarillo. Se encuentran además varias plantas de uso medicinal en la región: aguacate, ahuehuate o sabino, altamisa o artemisa, amapola amarilla o copa de oro, prodigiosa o gobernadora, calabaza, capulín, cempasúchil, codo de fraile, colorín, congora, contrayerva o barbudilla, tomate amarillo o tomate de burro, damiana o hierva de la pastora, diente de león, doradilla o flor de piedra, epazote, escobilla o anisillo, varias especies de eucalipto,

granada, guamúchil, flor de san Juan, flor de noche buena, helechos en gran variedad y abundancia, higuera, hinojo, maguey, maíz, mezquite, mucle, palo del muerto o palo bobo o cazahuate, pata de león conocida como santa maría, yerba del perro, pirul, romero, te limón, tronadora, yerba de la golondrina, sábila, zapote blanco entre otras.

En cuanto a fauna se refiere podemos encontrar una gran cantidad de Aves acuáticas migratorias y residentes tales como el pato, garza, güilotas. Por el lado de la fauna acuática se pueden encontrar desde; bagre, tilapia, carpa, charal, camarón dulce conocido también como ajolote; víboras de agua, etc. Por otro lado, dentro de la fauna estacionaria, encontramos diferentes especies como; coyote, conejo, liebre, zorrillo, ardilla, rata de campo tanto gris como blanca, burro, toro, caballo, mula, macho, cabra, borrego, variedad de perros y gatos, ciempiés, grillos, variedad de arañas, avispas, abejas, chapulín en gran variedad, hormigas arrieras, hormigas mantequeras, rojas y negras (Pérez y Bocanegra, 2010).

2.2.4 RECURSOS NATURALES

La superficie forestal no es maderable y la ocupan matorrales. Un recurso importante de la zona es el suelo agrícola, sin olvidar también que la disposición de agua subterránea es limitada.

2.2.5 CARACTERÍSTICAS Y USO DE SUELO

Tomando como base la carta Geológico – Minera F14-C84 de la SECRETARÍA DE ECONOMÍA, se tiene que fisiográficamente se ubica en la provincia de la zona neovolcánica; las unidades litoestratigráficas varían en edad del Oligoceno-Mioceno (24 millones de años), al Holoceno (10,000 años). Las rocas más antiguas corresponden a una secuencia volcánica constituida por derrames de andesita con intercalaciones de brechas andesíticas.

Generalmente, el magma expulsado de los volcanes es el responsable de la formación de las montañas, pero la parte baja (en los valles o planicies) se tienen depósitos no consolidados de gravas y arenas cubriendo parcial y discordantemente las unidades anteriores, además de suelos de origen aluvial y también debido a la erosión de las rocas, formados en el periodo Cuaternario, en la época Holoceno (8.01 millones de años), tales como arenas, limos, arcillas y otros.

En términos ingenieriles lo podemos clasificar como suelo fino arcilloso, y su uso en mayor medida es agrícola y en menor proporción ganadero.

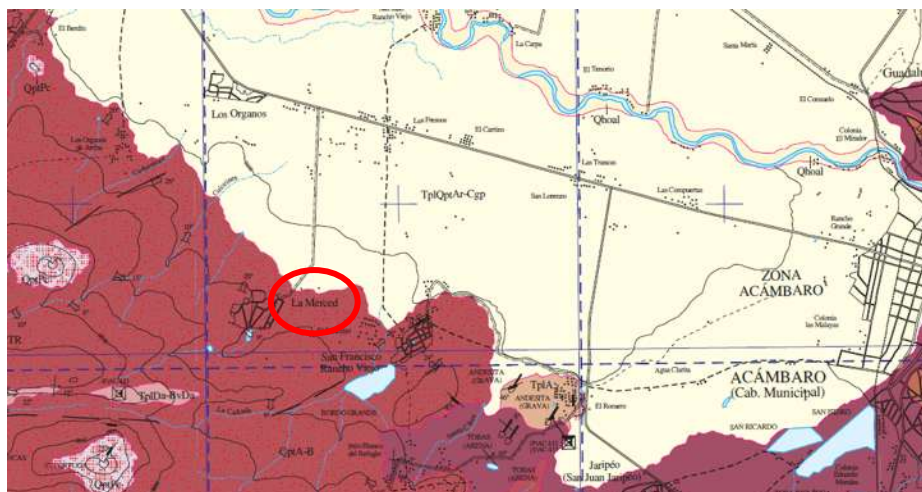


Figura 2.5.- Tramo de Carta Geológico-Minera ACÁMBARO F14C84, Guanajuato y Michoacán. **Referencia:** SGM, 2015.

2.3 ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS

2.3.1 PERFIL DEMOGRÁFICO

Según el último censo elaborado por el INEGI en el año 2010, la comunidad cuenta con una población total de 582 habitantes, de los cuales 298 son mujeres y 284 hombres. Cuenta con un total aproximado de 183 viviendas en las que se estima un índice de hacinamiento de 4.07.

La Tabla 2.1 contiene la evolución de la población y vivienda en el estado, municipio y localidad, de 1990 a 2010.

La Tabla 2.2 contiene la evolución de la población en la comunidad de La Merced, de 1910 a 2010.

El mayor porcentaje de la población se concentra en el grupo de adultos de la tercera edad, mientras que el menor porcentaje lo ocupa el grupo de personas de 3 a 5 años. La Tabla 2.3 muestra la distribución de población por edad.

2.3.1 ECONOMÍA

La población se emplea principalmente en tres diferentes oficios: ganadería, agricultura y trabajo en las fábricas.

GANADERÍA

Las personas que se dedican a este trabajo, principalmente se dedican a la crianza de ganado porcino, vacuno, equino, caprino, ya sea para autoabastecerse o para

generar ingresos para sus familias, mayormente las personas que se dedican a la ganadería son personas adultas, de 50 años en adelante.

Tabla 2.1.- Evolución de la población y vivienda.

Lugar	Año	Evento Censal	Población	Número de viviendas	Ocupantes	Índice de hacinamiento
Guanajuato	1990	Censo	3982593	701247	3974369	5.67
Acámbaro	1990	Censo	112450	21135	111909	5.30
La Merced	1990	Censo	644	121	644	5.32
Guanajuato	1995	Conteo	4406568	833429	4393333	5.28
Acámbaro	1995	Conteo	112485	23584	112260	4.76
La Merced	1995	Conteo	612	121	612	5.10
Guanajuato	2000	Censo	4663032	926284	918822	5.03
Acámbaro	2000	Censo	110718	23962	23708	4.62
La Merced	2000	Censo	523	107	107	4.89
Guanajuato	2005	Conteo	4893812	1049193	4877064	4.65
Acámbaro	2005	Conteo	101762	23919	101486	4.24
La Merced	2005	Conteo	498	108	498	4.61
Guanajuato	2010	Censo	5486372	1276913	5446540	4.30
Acámbaro	2010	Censo	109030	27606	108260	3.95
La Merced	2010	Censo	582	143	582	4.07

Referencia: INEGI, 2010.

Tabla 2.2.- Evolución de la población.

Evento Censal	Fuente	Total de Habitantes	Hombres	Mujeres
1910	Censo	263	132	131
1921	Censo	206	107	99
1930	Censo	283	155	128
1940	Censo	314	161	153
1950	Censo	375	180	195
1960	Censo	484	231	253
1970	Censo	470	-	-
1980	Censo	573	280	293
1990	Censo	644	319	325
1995	Conteo	612	311	301
2000	Censo	523	258	265
2005	Conteo	498	252	246
2010	Censo	582	284	298

Referencia: INEGI, 2010.

Tabla 2.3.- Distribución de la población por edad, censo 2010.

Nombre de la localidad	Población Total	Población de 0 a 2 años	Población de 3 a 5 años	Población de 6 a 11 años	Población de 8 a 14 años	Población de 15 a 17 años	Población de 18 a 24 años	Población de 60 años y mas
La Merced	582	46	30	75	75	45	72	79

Referencia: INEGI, 2010.

AGRICULTURA

Este trabajo es la principal fuente de ingresos para las personas, casi toda la población genera recursos económicos, genera empleos indirectos para la población mayor de edad.

La agricultura en la localidad puede ser de riego o de temporal, pero generalmente la agricultura maneja dos ciclos de siembras, en marzo siembran principalmente maíz y sorgo, para cosecha de octubre a principios de diciembre, y en diciembre se siembra avena, trigo, cebada, garbanzo para cosechar a mediados de febrero o a principios de marzo. Además que en la región existen invernaderos que están produciendo todo el año y generando empleos de igual manera.

INDUSTRIA

Las empresas; MABE ubicada en el municipio de Celaya, y KOSTAL ubicada en el municipio de Acámbaro; ambas empresas generan empleo todo el año para las personas de la comunidad. Generalmente la gente que reclutan para trabajar allí es de 18 años hasta los 50 años aproximadamente.

EDUCACIÓN

La comunidad de la Merced cuenta con un plantel de nivel preescolar y otro de nivel primaria.

SALUD

La población no cuenta con servicios de salud en la comunidad, para cualquier padecimiento se tienen que trasladar al Hospital General de Acámbaro el cual se encuentra a 10 km, aunque para padecimientos graves de salud se tienen que trasladar a la ciudad de Celaya, León, Irapuato o Morelia.

ABASTO

En la comunidad solo hay tiendas que venden artículos de primera necesidad, para abastecerse la población se traslada a la ciudad de Acámbaro.

VIVIENDA

En la comunidad existen aproximadamente 200 casas, la mayoría están construidas con tabique rojo recocido con losas de concreto, y en menor proporción existen casa con techumbres de lámina.

SERVICIOS PÚBLICOS

El censo de Población y Vivienda del año 2010 elaborado por INEGI, establece que la cobertura de servicios públicos es la siguiente:

- Electrificación: 100%
- Pavimentación:40%
- Alumbrado público:80%
- Panteón: 0%
- Seguridad pública:60%
- Parques y jardines:40%

En la población se cuenta con el servicio de recolección de basura, el cual se realiza una vez por semana. No hay un mercado establecido en la localidad, tampoco existe un rastro dentro de la localidad. En cuanto al servicio de agua potable no existe el servicio de cloración de la misma, pero cuenta con una planta de tratamiento de agua potable por medio de osmosis inversa de la que se abaste a toda la población de agua para su consumo.

El servicio de transporte público, se ofrece mediante microbuses los cuales hacen 6 salidas al día con destino al municipio de Acámbaro.

MEDIOS DE COMUNICACIÓN

La localidad cuenta con los siguientes medios de comunicación: Radio, televisión, internet y la telefonía solo es por medio de teléfonos móviles.

VÍAS DE COMUNICACIÓN

La comunidad está conectada con un camino asfaltado a la carretera Acámbaro-Salvatierra, cuenta con conexiones a la comunidad del ranchito y rancho viejo con caminos de terracería.

2.4 INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA

El agua potable que se utiliza en la comunidad viene de los mantos acuíferos, por lo que se extrae por medio de una bomba eléctrica que distribuye el agua a la población por medio de tuberías de fierro galvanizado, sin darle algún tratamiento. En la comunidad existe una purificadora de agua que trata el agua mediante osmosis inversa, de la cual se abastece la población.

En el ejido de La Merced (al que pertenece la comunidad) se encuentran dispersos varios pozos profundos con usos agrícolas, el agua para uso agrícola se conduce por medio de tubería de PVC o canales no revestidos hasta las parcelas.

En la comunidad existe una presa pequeña y dos pequeños bordos o diques, todos hechos de arcilla, los cuales sirven de agostadero para la ganadería.

2.5 COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA LOCALIDAD EN ESTUDIO

Conocer los datos de calidad del agua residual desechada por una población será la base para la proyección de un tren de tratamiento. Se buscará con esta alternativa, cumplir con los límites máximos permitidos por las normas mexicanas a través de procesos eficientes.

Cabe mencionar que el presente trabajo de tesis no tiene carácter de proyecto ejecutivo, pretender ser una alternativa de diseño para la planta de tratamiento de aguas residuales de La Merced, provenientes principalmente de sanitarios y cocinas; dadas estas circunstancias, se utilizarán valores promediados de la Tabla 1.2; referente a los valores promedio de una composición típica en las aguas residuales domésticas crudas, de la Tabla 2.4; la cual contiene información promediada de aguas domésticas normales, y de la Tabla 2.5; la cual menciona las características del agua residual por tamaño de población.

Calculando los parámetros:

La DBO₅ Total a una concentración media es de 200 mg/L; por promedio es de 274 mg/L y por tamaño de población (de 2 500 a 10 000 hab.) es de 264 mg/L. El promedio de estos criterios sería de **246.00 mg/L**.

El Nitrógeno Total a una concentración media es de 40 mg/L y por tamaño de población es de 37 mg/L. Siendo el promedio de estos criterios **38.50 mg/L**.

El Fósforo Total a una concentración media es de 10 mg/L y por tamaño de población es de 20 mg/L. El promedio de estos criterios sería de **15 mg/L**.

Tabla 2.4.- Promedio de las aguas domésticas normales.

PARÁMETRO	UNIDAD	CONCENTRACIÓN
DBO ₅	mg/L	274
Grasas y Aceites	mg/L	60
pH	unidades	7.2
Sólidos Totales	mg/L	1370
Sólidos Totales Volátiles	mg/L	600
Sólidos Suspendidos	mg/L	260
Sólidos Sedimentables	mg/L	7
Coliformes fecales	NMP/100mL	16x10 ⁸

Referencia: SRH, 1975.

Las Grasas y Aceites a una concentración media son de 100 mg/L; por tamaño de población es de 56 mg/L y por promedio es de 60 mg/L. El promedio de estos criterios sería de **72 mg/L**.

Los Sólidos Totales a una concentración media son de 720 mg/L; por tamaño de población son de 1 552 mg/L y por promedio son de 1 370 mg/L. El promedio de estos criterios es de **1214 mg/L**.

Los Sólidos Suspendidos Totales a una concentración media son de 200 mg/L; por tamaño de población son de 286 mg/L y por promedio son de 260 mg/L. El promedio de estos criterios es de **248.67mg/L**.

Los Sólidos Suspendidos Volátiles a una concentración media son de 150 mg/L y por tamaño de población son de 223 mg/L. El promedio de estos criterios es de **186.50 mg/L**.

Los Sólidos Sedimentables a una concentración media son de 10 mL/L; por tamaño de población son de 9 mL/L y por promedio son de 7 mL/L. El promedio de estos criterios es de **8.67 mg/L**.

Los Coliformes Totales serían de **1.6x10⁹ NMP/100 mL**.

En la Tabla 2.6 se encuentran los valores para diseño de la alternativa de saneamiento.

Tabla 2.5.- Características de aguas residuales municipales por tamaño de población.

PARÁMETRO	Tamaño de Población (No. de habitantes)				PROMEDIO
	2500 a 10 000	10 001 a 20 000	20 001 a 50 000	50 001 a 100 000	
pH	7,4	6,9	6,9	7,3	7,1
Temperatura (°C)	25	20	23	22	23
DBO	264	299	254	301	280
DQO	698	719	609	430	614
Sólidos Sedimentables (mL/L)	9	5	8	3	6
Grasas y Aceites	56	44	65	96	65
N-NH3	24	28	14	12	20
N-Orgánico	18	23	23	9	18
N-Total	37	44	30	24	34
Fosfatos Totales	20	24	16	29	22
SAAM	14	11	17	17	15
Coliformes Totales (NMP/100 mL)	7	773	14	107	225
Sólidos:					
Totales	1552	1141	1391	932	1254
Totales Suspendidos	286	309	233	167	249
Totales Disueltos	1266	832	1158	765	1005
Totales Volátiles	737	871	449	349	602
Volátiles Suspendidos	223	192	151	139	176
Volátiles Disueltos	514	379	298	210	350
Totales fijos	815	570	942	583	728
Fijos Suspendidos	116	145	183	58	126
Fijos Disueltos	699	425	759	525	602

Referencia: SRH, 1975.

Tabla 2.6.- Resumen de datos de diseño.

RESUMEN DE VALORES DE DISEÑO PARA LA ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO		
DBO₅ Total	246	mg/L
Nitrógeno Total	38.5	mg/L
Fósforo Total	15	mg/L
Grasas y Aceites	72	mg/L
Sólidos Totales	1214	mg/L
Sólidos Suspendidos Totales	248.67	mg/L
Sólidos Suspendidos Volátiles	186.5	mg/L
Sólidos Sedimentables	8.67	mg/L
Coliformes Totales	1.6x10 ⁹	NMP/100 mL

2.6 POBLACIÓN DE PROYECTO

Sera la cantidad de personas a la que servirá la obra durante su vida útil, la información generada por INEGI es esporádica y si añadimos incertidumbres a los datos de partida, hace que cualquier método utilizado para la proyección de población sea probabilista y no determinista.

En la Tabla 2.6 podemos observar el comportamiento de población y que existen datos negativos en cuanto al crecimiento, lo cual puede inferir en la proyección probabilista de la población. Se usaran los datos de INEGI desde 1910 hasta el 2010 de la localidad de la Merced para proyectar la población a 20 años, la proyección estará dada hasta el 2040.

No existe un método único de proyección de población; su elección depende de múltiples factores, como son: importancia del proyecto, horizonte de tiempo, información disponible, nivel de saturación inicial, estructura social, criterio del proyectista, etc.

Conforme se marca en los términos de referencia para la elaboración de proyectos ejecutivos para el tratamiento de aguas residuales en comunidades rurales menores de 2,500 habitantes, que emiten la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y la Comisión Estatal de Agua y Gestión de Cuencas (CEAGC), se establece que en la realización de las proyecciones de población; convencionalmente se puede considerar un horizonte de planeación de entre 10 a 25 años, en periodos de 5 en 5 años y utilizando como mínimo tres métodos de proyección de población.

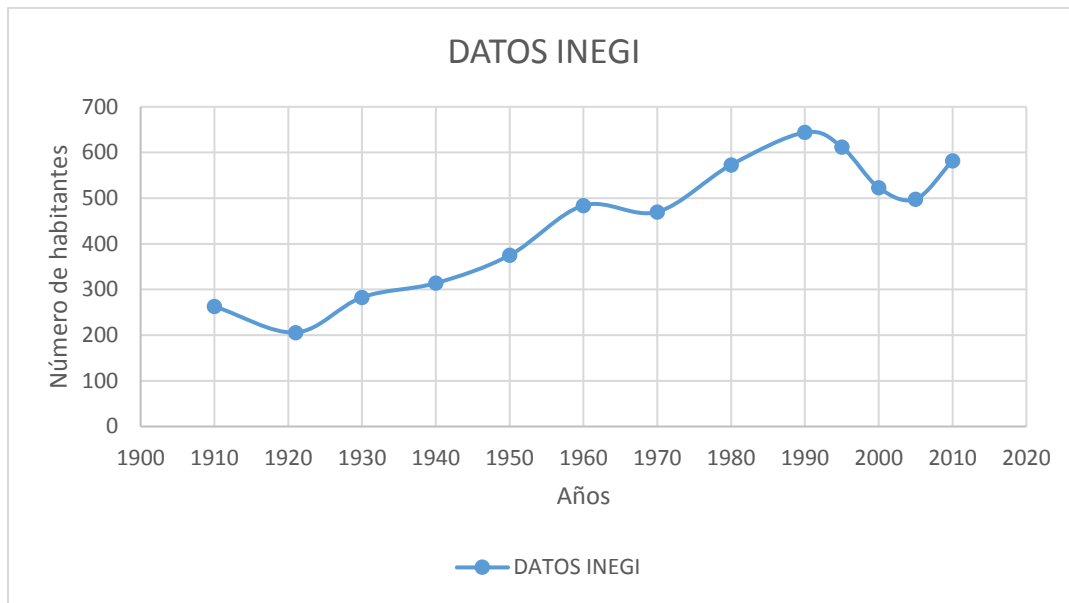


Figura 2.6.- Población de la localidad de La Merced, Acámbaro, Guanajuato. **Referencia:** INEG, 2010.

Para la obtención de la población futura de este proyecto se eligió aplicar cuatro métodos de proyección: método aritmético, método geométrico, método de los mínimos cuadrados y método de la curva exponencial. Estos métodos se basan en una extrapolación de datos históricos de crecimiento de la población, que suponen que la población crecerá en el futuro con las mismas tendencias como en el pasado. La dinámica de la población sin embargo es mucho más compleja. En ella intervienen las tasas de fecundidad, mortalidad y la esperanza de vida, así como la migración internacional (entre los Estados Unidos de Norteamérica y México en primer lugar) y la migración nacional entre los estados y dentro de los municipios en un estado. Sin embargo se optó por la aplicación de citados métodos de proyección dada la naturaleza del presente proyecto, aunado a que no se dispone información por instituciones oficiales de la demografía dentro de la comunidad.

MÉTODO ARITMÉTICO

Este método considera que el incremento de población es constante, y consiste en obtener el promedio anual en años anteriores y aplicarlos al futuro en base a las formulas siguientes:

$$Pf=Pa+lp$$

Donde:

Pf: Población futura.

Pa: Población actual.

Ip: Incremento promedio.

$$I=(Pa-P_{(a-1)})/N$$

Donde:

I: Incremento entre años.

Pa: Población actual.

P(a-1): Población anterior.

N: Número de años entre la población actual y la población anterior.

Aplicando el método al caso en estudio:

Tabla 2.7.- Desarrollo del método aritmético para el caso en estudio.

Método Aritmético			
No.	Año	Población	Incremento
1	1910	263	-----
2	1921	206	-5.18
3	1930	283	8.56
4	1940	314	3.10
5	1950	375	6.10
6	1960	484	10.90
7	1970	470	-1.40
8	1980	573	10.30
9	1990	644	7.10
10	1995	612	-6.40
11	2000	523	-17.80
12	2005	498	-5.00
13	2010	582	16.80
Sumatoria =			27.07
Promedio del incremento:		2.26	

Tabla 2.8.- Proyección de población a 20 años.

Proyección	
Año	Población Futura
2010	582
2015	593.28
2018	600.05
2020	604.56
2025	615.84
2030	627.12
2035	638.40
2040	649.68

En la Tabla 2.8 podemos ver la proyección del comportamiento de la población, y en la Figura 2.7 el comportamiento gráfico de esta.

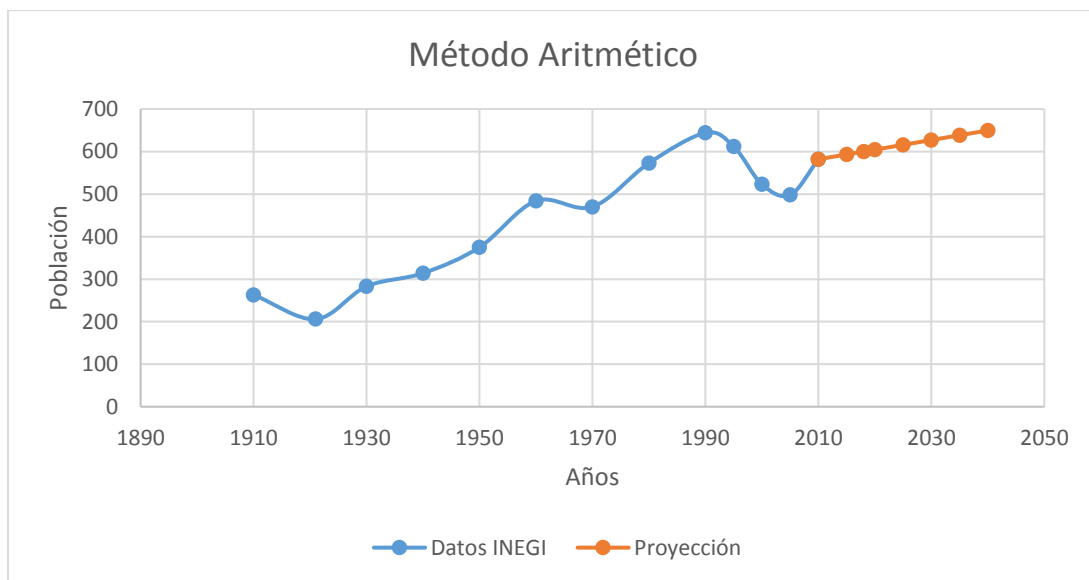


Figura 2.7.- Gráfica de proyección de población por el método aritmético.

MÉTODO GEOMÉTRICO

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

$$Pf=Pa \cdot (1+r)^N$$

Donde:

Pf: Población Futura.

Pa: Población Actual.

R: Tasa de crecimiento.

N: Años transcurridos.

Y para completar la ecuación tenemos que encontrar el valor de (1+r), para lo que tenemos la siguiente ecuación:

$$(1+r) = \left(\frac{PD}{P(D-1)} \right)^{\frac{1}{N}}$$

Donde:

PD: población dada en cada año

P (D-1): población anterior.

N: Años transcurridos desde PD y P (D-1).

Aplicando el método al caso en estudio:

Tabla 2.9.- Desarrollo del método geométrico para el caso en estudio.

No.	Año	Población	(1+r)
1	1910	263	-----
2	1921	206	0.978
3	1930	283	1.036
4	1940	314	1.010
5	1950	375	1.018
6	1960	484	1.026
7	1970	470	0.997
8	1980	573	1.020
9	1990	644	1.012
10	1995	612	0.990
11	2000	523	0.969
12	2005	498	0.990
13	2010	582	1.032
		Suma =	12.078
		Promedio=	1.006

En la Tabla 2.10 se aprecia la proyección de población a 20 años, y en la Figura 2.8 podemos observar el comportamiento gráfico.

Tabla 2.10.- Proyección de la población a 20 años.

Año	Población Futura
2010	582.00
2015	601.12
2018	612.89
2020	620.87
2025	641.26
2030	662.33
2035	684.08
2040	706.56

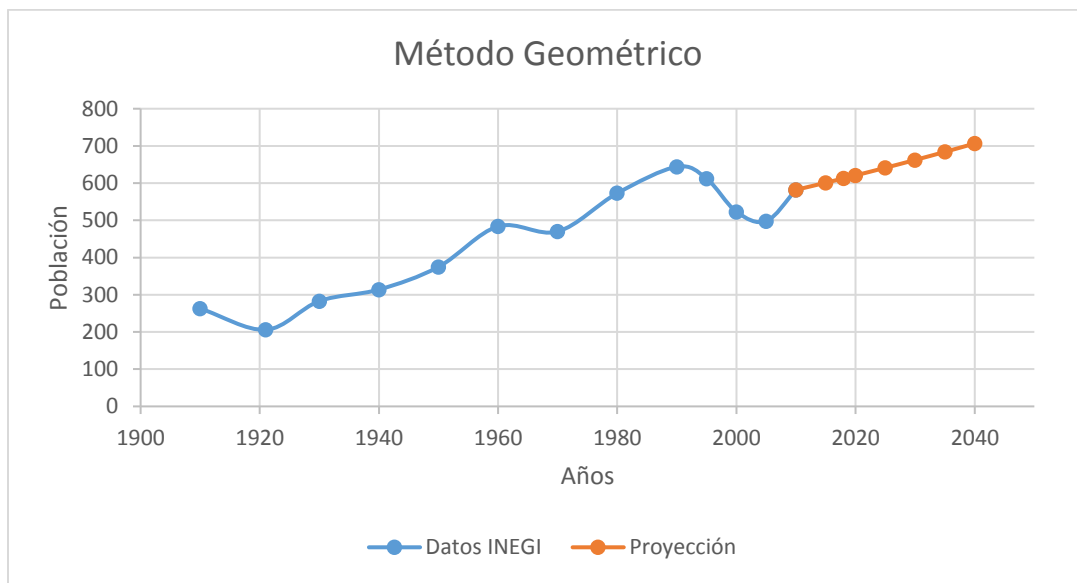


Figura 2.8.- Gráfica de proyección de población.

MÉTODO DE MÍNIMOS CUADRADOS (AJUSTE LINEAL)

Este método está basado en el método aritmético, que sustituye de la ecuación:

$$Pf=Pa+IN$$

Lo siguiente:

$$Yc=Pf$$

$$a=l$$

$$x=N$$

$$b=Pa$$

Nos queda:

$$Yc=b+ax$$

Que es la función de regresión lineal para la línea recta, donde tenemos las siguientes ecuaciones normales:

$$\sum Y_o = a \sum X_o + nb$$

$$\sum X_o Y_o = a \sum X_o^2 + b \sum X_o$$

Resolviendo las ecuaciones para “a” y “b”, obtenemos las siguientes formulas:

$$a = \frac{n \sum X_o Y_o - \sum X_o \sum Y_o}{n(\sum X_o^2) - \sum X_o^2}$$

$$b = \left(\left(\frac{\sum Y_o}{n} \right) - \left(\frac{\sum X_o}{n} \right) \right) a$$

Donde:

Yc: Población futura.

Y_o: Población dada en cada año.

X_o: Diferencia de años al primer censo.

n : Cantidad de censos contemplados.

Aplicando el método al caso en estudio:

Tabla 2.11.- Desarrollo del método de mínimos cuadrados al caso en estudio.

No.	Año	Población Y _o	X _o	X _o ^2	X _o · Y _o
1	1910	263	0	0	0.0
2	1921	206	11	121	2266.0
3	1930	283	20	400	5660.0
4	1940	314	30	900	9420.0
5	1950	375	40	1600	15000.0
6	1960	484	50	2500	24200.0

7	1970	470	60	3600	28200.0
8	1980	573	70	4900	40110.0
9	1990	644	80	6400	51520.0
10	1995	612	85	7225	52020.0
11	2000	523	90	8100	47070.0
12	2005	498	95	9025	47310.0
13	2010	582	100	10000	58200.0
Σ=	25561	5827	731	54771	380976

Calculando las variables “a” y “b”:

Tabla 2.12.- *Calculo de variables “a” y “b”.*

a:	3.901515237
b:	228.8455663

Y proyectando nos queda:

Tabla 2.13.- *Proyección de población.*

Año	Población Futura
2010	582.00
2015	638.50
2018	650.21
2020	658.01
2025	677.52
2030	697.03
2035	716.53
2040	736.04

En la Tabla 2.13 podemos observar la proyección numérica de población en la localidad de la Merced por el método de mínimos cuadrados, y en la Figura 2.9 podemos observar de manera gráfica esta proyección.

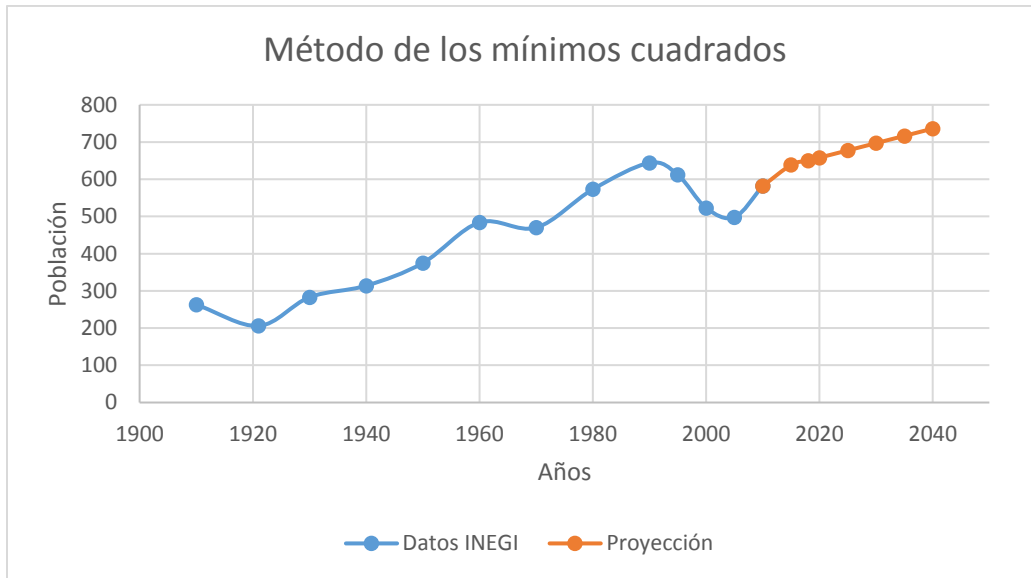


Figura 2.9.- Gráfica de proyección de población.

MÉTODO DE LA CURVA EXPONENCIAL

El método está basado en el método geométrico, para lo que se sustituye de la siguiente ecuación:

$$P_f = P_a + (1-r)^n$$

Lo siguiente:

$$a = P_a$$

$$b = (1+r)$$

$$Y = P_f$$

$$t = N$$

Y así obtenemos:

$$Y = a \cdot b^t$$

Que es la fórmula de regresión lineal para la curva exponencial, donde obtenemos las siguientes ecuaciones normales:

$$\sum \log Y_o = n \log a + \log \sum b \sum t$$

$$\sum t \log Y_o = \log a \sum t + \log b \sum t^2$$

Y resolviendo las ecuaciones para “log a” y “log b”, obtenemos las siguientes formulas:

$$\log b = \frac{(n \sum t \log Y_o) - (\sum t \sum \log Y_o)}{n \sum t^2 - \sum t^2}$$

$$\log a = \left(\frac{\sum \log Y_o}{n} \right) - \left(\frac{\sum t}{n} \right) \log b$$

Donde:

Y: Población futura.

Yo: Población dada en cada año.

Xo: Diferencia de años al primer censo.

Aplicando el método al caso en estudio:

Tabla 2.14.- Desarrollo del método para el caso en estudio.

No.	Año	Población Yo	Log Yo	t	t ²	t · Log Yo
1	1910	263	2.41995575	0	0	0
2	1921	206	2.31386722	11	121	25.4525394
3	1930	283	2.45178644	20	400	49.0357287
4	1940	314	2.49692965	30	900	74.9078894
5	1950	375	2.57403127	40	1600	102.961251
6	1960	484	2.68484536	50	2500	134.242268
7	1970	470	2.67209786	60	3600	160.325871
8	1980	573	2.75815462	70	4900	193.070824
9	1990	644	2.80888587	80	6400	224.710869
10	1995	612	2.78675142	85	7225	236.873871
11	2000	523	2.71850169	90	8100	244.665152
12	2005	498	2.69722934	95	9025	256.236788
13	2010	582	2.76492298	100	10000	276.492298
	Suma=	5827	34.1479595	731	54771	1978.97535

Para obtener el valor de “a” y “b”, se elimina el logaritmo, como sigue:

$$10^{(\log b)} = b, \text{ y } 10^{(\log a)} = a$$

Tabla 2.15.- Despeje de “a” y “b”

Log b =	0.004303234
b =	1.009957815
Log a =	2.38479195
a =	242.5447898

Realizando la proyección:

Tabla 2.16.- Proyección de población.

Año	Población Futura
2010	582.00
2015	686.49
2018	707.20
2020	721.35
2025	757.99
2030	796.49
2035	836.94
2040	879.45

En la Tabla 2.16 vemos la proyección de población aplicada al proyecto en estudio, y en la Figura 2.10 se observa la proyección de manera gráfica.

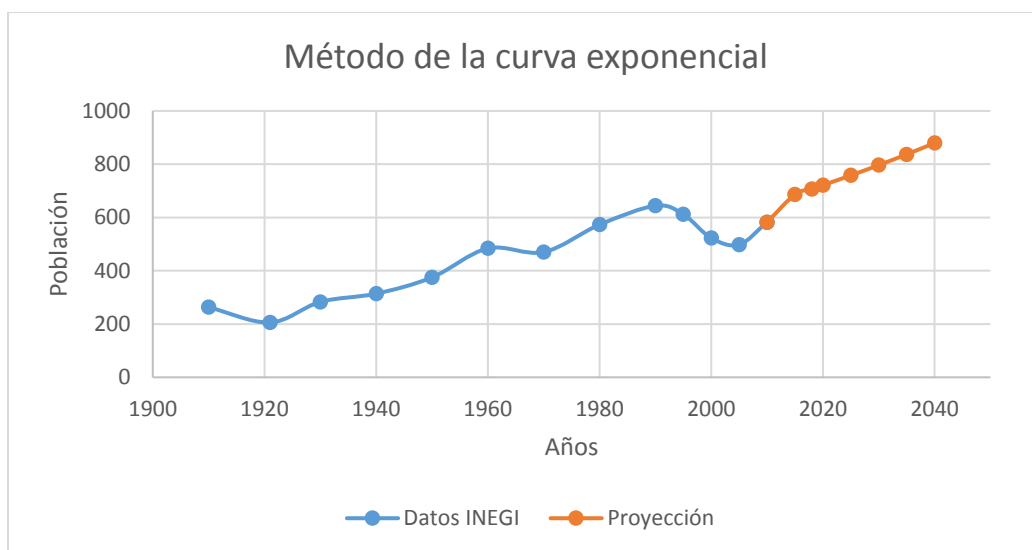


Figura 2.10.- Gráfica de proyección de población.

En la Tabla 2.17 se presenta el resumen de proyecciones por los cuatro métodos, así como un valor promediado, analizando los datos podemos concluir; que el método de la curva exponencial discrepa con los otros métodos, por lo que los valores de este método se omitirán, y solo se promediarán los valores del método aritmético, geométrico y de mínimos cuadrados, obteniendo un valor de población proyecto de **697** habitantes al año 2040.

Tabla 2.17.- Resumen de proyecciones por los cuatro métodos.

RESUMEN DE POBLACIÓN PROYECTADA						
AÑO	HABITANTES INEGI	ARITMÉTICO	GEOMÉTRICO	MÍNIMOS CUADRADOS	CURVA EXPONENCIAL	PROMEDIO
1910	263					
1921	206					
1930	283					
1940	314					
1950	375					
1960	484					
1970	470					
1980	573					
1990	644					
1995	612					
2000	523					
2005	498					
2010	582	582.00	582.00	582.00	582.00	582.00
2015		593.28	601.12	638.50	686.49	611.00
2018		600.05	612.89	650.21	707.20	621.00
2020		604.56	620.87	658.01	721.35	628.00
2025		615.84	641.26	677.52	757.99	645.00
2030		627.12	662.33	697.03	796.49	662.00
2035		638.40	684.08	716.53	836.94	680.00
2040		649.68	706.56	736.04	879.45	697.00

En la Figura 2.11 se muestra de manera gráfica cómo se comporta la proyección de población al año 2040 para la comunidad de la Merced.

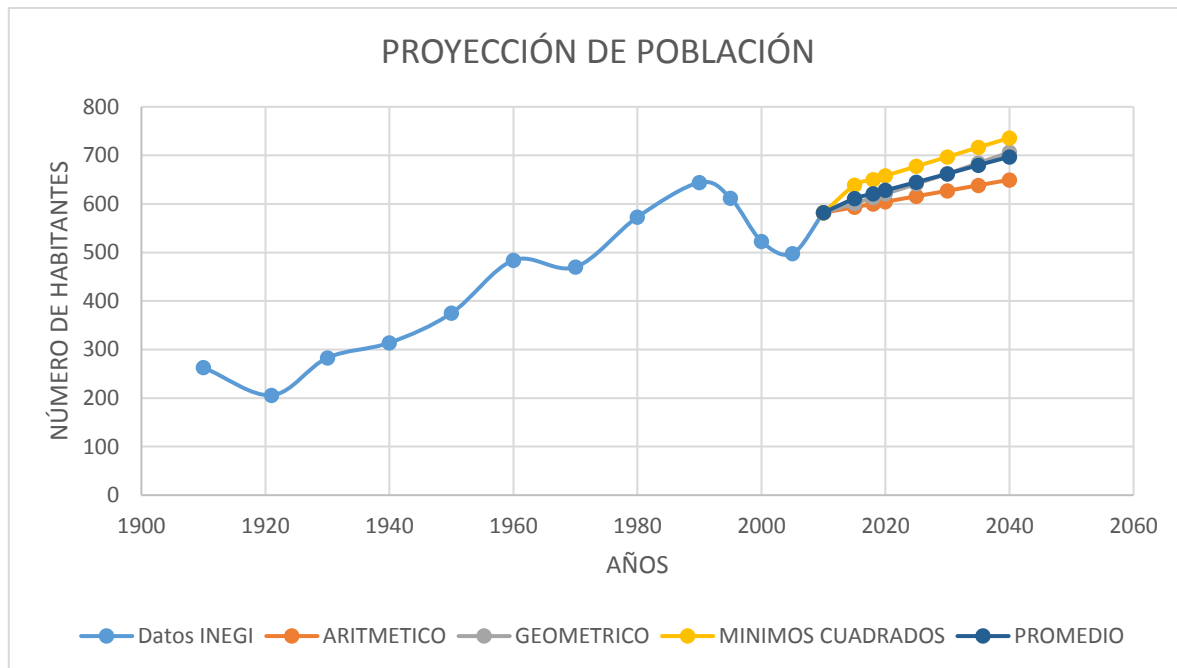


Figura 2.11.- Gráfica de proyección de población al año 2040.

2.7 GASTOS DE DISEÑO

Los gastos que se consideran en los proyectos de saneamiento son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos se determinan a partir del primero.

En el cálculo de los gastos de diseño, el dato inicial o de arranque es la dotación, es decir, la cantidad de litros por habitante por día. Este dato depende a su vez del consumo y la demanda de agua potable que se presente en una población. Atendiendo dichos aspectos, es preciso hacer la aclaración de que para el desarrollo de este proyecto, no se cuenta con información referente a los datos de consumo, demanda y dotación de agua potable de la población, por lo tanto los cálculos necesarios para determinar estos parámetros, de acuerdo a lo establecido en el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS) versión 2015, en la sección de datos básicos.

Para llevar a cabo este proceso, se establecen los siguientes aspectos referentes a la comunidad del proyecto:

- El consumo será considerado como bajo.
- La población actual se tomará del promedio de las estimaciones resultantes en los tres métodos de mejor ajuste, es decir, 697 habitantes.
- La temperatura media durante el año es de 18°C.

CONSUMO

El consumo es la parte del suministro de agua potable que generalmente utilizan los usuarios, sin considerar las pérdidas en el sistema. Se expresa en unidades de m³/d o L/d, o bien cuando se trata de consumo per cápita se utiliza L/hab/d.

Para la determinación de los consumos de agua potable en localidades de la República Mexicana, se pueden presentar en forma general dos casos: a) la localidad en estudio no dispone de estadísticas de consumos de agua, y b) se tienen estadísticas de consumos de agua potable.

En el caso de no existir estadísticas de consumo de agua potable en la localidad en estudio, como es el caso de este proyecto, los consumos se determinan con base en la Tabla 2.18, que son valores obtenidos de mediciones estadísticas, registradas en la bibliografía técnica.

Tabla 2.18.- Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante.

Clima	Consumo L/hab/d			Subtotal por clima
	Bajo	Medio	Alto	
Cálido Húmedo	198	206	243	201
Cálido Subhúmedo	175	203	217	191
Seco o Muy Seco	184	191	202	190
Templado o Frio	140	142	145	142

Referencia: CONAGUA, 2016.

El consumo doméstico se calcula multiplicando los datos de consumo per cápita de la Tabla 2.18, por el número de habitantes de la proyección de la localidad. El consumo per cápita es de 175 L/hab/d y multiplicado por 697 hab que serán al año 2040, el consumo doméstico de la comunidad será:

$$\text{Consumo}_{2040} = (175 \text{ L/hab}\cdot\text{d}) \cdot (697 \text{ hab}) = \mathbf{121\ 975 \text{ L/d} = 121.98 \text{ m}^3/\text{d}}.$$

DEMANDA ACTUAL

La demanda actual es la suma de los consumos para cada tipo de usuario más las pérdidas físicas.

De acuerdo con experiencias nacionales e internacionales, se estima que en localidades donde se tenga implementado un programa de detección y control de fugas, se puede aspirar a reducir el porcentaje de fugas entre el 1 por ciento y el 2 por ciento anualmente; aunque las experiencias en México indican que en el mediano o largo plazo se puede aspirar a valores de eficiencia de entre 25 y 30 por

ciento, con un ritmo de valores promedio de disminución de 1 por ciento anual (CONAGUA, 2016). Por lo que considerando un 30% de pérdida, la demanda para el año 2018 será:

$$\text{Consumo}_{2018} = 175 \text{ L/hab}\cdot\text{d} \cdot 621 \text{ hab} = \mathbf{108\ 675 \text{ L/d} = 108.68 \text{ m}^3/\text{d}}$$

$$\text{Demanda}_{2018} = 108\ 675 \text{ L/día} + (0.30) (108\ 675) = \mathbf{141\ 277.5 \text{ L/d} = 141.28 \text{ m}^3/\text{d}}$$

PREDICCIÓN DE LA DEMANDA

La obtención de la demanda futura se realiza en función de las proyecciones de población, cobertura del servicio esperada, crecimiento industrial, comercial y de servicios públicos. El cálculo de la demanda se hace, multiplicando los consumos unitarios correspondientes a cada tipo de servicio por el número de habitantes, número de comercios, cantidad de producción de las industrias y número de servicios, esperados.

Por lo cual la demanda de proyecto será:

$$\text{Demanda}_{2040} = 121\ 975 \text{ L/d} + (121\ 975) (0.3) = \mathbf{158\ 567.5 \text{ L/d}}$$

$$\text{Demanda}_{2040} = (158\ 567.5 \text{ L/día}) \div 1000 = \mathbf{158.57 \text{ m}^3/\text{d}}$$

DOTACIÓN

La dotación es un parámetro que sirve para determinar los gastos, que deberán considerarse en el diseño de los elementos del sistema. Se determina para cada año del período de diseño, de la manera siguiente: la demanda se divide entre el número total de habitantes de la zona en estudio en el año considerado y se multiplica por 1000 para obtener L/hab/día.

Por lo tanto:

$$\text{Dotación}_{2040} = [(158.57 \text{ m}^3/\text{d}) \div (697 \text{ hab})] \cdot (1000) = \mathbf{227.5 \text{ L/hab/d}}$$

APORTACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

Aunque es viable considerar como aportación de aguas residuales entre el 70 y el 75 por ciento de la dotación de agua potable, en L/hab al día, considerando que el restante se consume antes de llegar a las atarjeas (IMTA, 1993), siempre es preferible hacer trabajo de campo sobre la medición de aguas residuales para ver el rango de dicho valor, aunque en la mayoría de los casos también se presentan infiltraciones al alcantarillado procedentes de mantos acuíferos, corrientes o de la misma red de agua potable que pueden hacer variar este factor.

Para el caso en estudio el valor de la aportación se calculara multiplicando el dato de la dotación obtenido en L/hab/d por 0.75, con lo que se obtiene el volumen por habitante por día, que se vierte a la red de alcantarillado, mismo que se conducirá a la planta de tratamiento.

Considerando que el drenaje sanitario de la localidad de La Merced es hermético, no se adicionará un volumen de infiltraciones. Por lo tanto la aportación resulta como:

$$\text{Aportación} = (227.5 \text{ L/hab}\cdot\text{d}) (0.75) = \mathbf{170.63 \text{ L/hab}\cdot\text{d}}$$

Una vez obtenidos los parámetros anteriores, se puede dar paso al cálculo de los gastos de diseño.

2.7.1 GASTO MEDIO

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

La CONAGUA considera que el alcantarillado debe construirse herméticamente, por lo que no se adicionará al caudal de aguas negras el volumen por infiltraciones.

En función de la población y de la aportación, el gasto medio de aguas negras, se calcula con:

$$Q_{\text{MED } 2040} = \frac{A_p \cdot P}{86400}$$

Donde:

$Q_{\text{MED } 2040}$: Gasto medio de aguas residuales al año 2040, en litros por segundo (L/s).

A_p : Aportación, en litros por habitante por día (L/hab/d).

Aplicando la ecuación anterior, el gasto medio resulta de:

$$Q_{\text{MED } 2040} = \frac{\left(\left(170.63 \left(\frac{\text{L}}{\text{d}} \right) \cdot \left(\frac{1}{\text{d}} \right) \right) (697 \text{ hab}) \right)}{86400}$$
$$Q_{\text{MED } 2040} = \mathbf{1.38 \frac{\text{L}}{\text{s}}}$$

2.7.2 GASTO MÍNIMO

El gasto mínimo, (Q_{MIN} .) 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.

$$Q_{\text{MIN}} 2040 = 0.5 \cdot Q_{\text{MED}} 2040$$

Aplicando la ecuación anterior:

$$Q_{\text{MIN}} 2040 = 0.5 \cdot 1.38 = \mathbf{0.69 \frac{L}{s}}$$

2.7.3 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 consideran criterios ajenos a las condiciones socioeconómicas de cada lugar.

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

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\frac{P}{1000}}}$$

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

Este coeficiente de variación máxima instantánea, se aplica considerando que:

- En tramos con una población acumulada menor a los 1000 habitantes, el coeficiente M es constante e igual a 3.8.
- Para una población acumulada mayor que 63454, el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue la Ley de variación establecida por Harmon.
- Para una población acumulada que esté entre 1000 y 63454 habitantes, el coeficiente se tomará como el obtenido directamente por la ecuación mostrada anteriormente.

Para nuestro caso en estudio, y como la población proyectada al 2040 es menor de mil personas, el coeficiente de variación de Harmon es igual a **3.8**

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

$$Q_{\text{Minst}} = M \cdot Q_{\text{MED}}$$

Donde:

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

M: Coeficiente de Harmon o de variación instantánea.

Aplicando la fórmula de gasto máximo instantáneo, queda:

$$Q_{Minst} \text{ al } 2040 = 3.8 \cdot 1.38 = 5.24 \frac{L}{s}$$

2.7.4 GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO

Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua 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.

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

El coeficiente de seguridad varía entre 1 y 2. En los casos en que se diseñe un sistema de alcantarillado sanitario nuevo apegado a un plan de desarrollo urbano que impida un crecimiento desordenado y se prevea la hermeticidad de la red sin que existan aportaciones pluviales o por infiltraciones, el coeficiente de seguridad será de 1. En los casos en que se diseñe la ampliación de un sistema existente de tipo combinado, previendo las aportaciones extraordinarias de origen pluvial, se podrá usar un coeficiente de seguridad de 1.5 o mayor.

La expresión para el cálculo del gasto máximo extraordinario es:

$$Q_{Mext} = C_s \cdot Q_{Minst}$$

Donde:

Q_{Mext} : Gasto máximo extraordinario.

C_s : Coeficiente de seguridad.

Aplicando la ecuación del gasto máximo extraordinario para el caso de la localidad al año 2040 y utilizando un factor de seguridad de 1.5, nos queda:

$$Q_{\text{Mext}} \text{ al año 2040} = 1.5 \cdot 5.24 = 7.85 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

En la Tabla 2.19 se muestra un resumen de los gastos de diseño del año 2010 y proyectados hasta el año 2040, se puede apreciar la evolución de la proyección de los caudales.

Tabla 2.19.- Resumen de gastos de diseño.

CONCEPTO	AÑOS						
	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
Población (hab)	582.00	611.00	628.00	645.00	662.00	680.00	697.00
Consumo (m³/d)	101.85	106.93	109.90	112.88	115.85	119.00	121.98
Demanda (m³/d)	132.41	139.00	142.87	146.74	150.61	154.70	158.57
Dotación (L/hab-d)	227.50	227.50	227.50	227.50	227.50	227.50	227.50
Aportación (L/hab-d)	170.63	170.63	170.63	170.63	170.63	170.63	170.63
Q_{MED} (L/s)	1.15	1.21	1.24	1.27	1.31	1.34	1.38
Q_{MIN} (L/s)	0.57	0.60	0.62	0.64	0.65	0.67	0.69
Q_{Minst} (L/s)	4,37	4,59	4,71	4,84	4,97	5,10	5,23
Q_{Mext} (L/s)	6,55	6,88	7,07	7,26	7,45	7,65	7,85

2.8 TOPOGRAFÍA

En un proyecto para tratamiento de agua residual, es fundamental conocer la topografía del terreno donde se pretenda proyectar, puesto que el grado de inclinación del terreno, determina la parte funcional del proceso que está relacionado con la conducción por gravedad del efluente de cada uno de los procesos.

La idea que se plantea en este proyecto, es que las aguas residuales producidas y colectadas a la red de alcantarillado de la comunidad de La Merced, sean conducidas del colector a un emisor, el cual se encargará de descargar en la planta de tratamiento propuesta, buscando para ello, que todo el sistema funcione por gravedad.

En la Figura 2.12 se muestra la microlocalización del terreno donde se proyecta la propuesta de la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) para la localidad de La Merced.

Se puede apreciar en la Figura 2.12, que el terreno no presenta grandes irregularidades topográficas que pudieran dificultar la construcción de la planta.



Figura 2.12.- Imagen satelital de la propuesta de terreno de la planta de tratamiento de aguas residuales. **Referencia:** Google Earth, 2018.

La superficie tiene una pendiente media que facilitará la conducción por gravedad del flujo, y que al ser tratado será reutilizado en la agricultura.

Aunque este proyecto no es de carácter ejecutivo, el H. Ayuntamiento de la ciudad de Acámbaro me facilitó el plano topográfico de la localidad de La Merced, por lo que la topografía usada es confiable.

En el levantamiento topográfico se obtuvo como resultado el área con la que se dispone para el diseño del sistema a implementar, así como la configuración del terreno, obteniendo para ello la planimetría y altimetría del sitio de proyecto

En la Figura 2.13 se presenta la imagen del plano topográfico, mismo que se encuentra de manera integral en la sección de anexos de este contenido, además se puede apreciar la conformación topográfica del terreno, donde se incluye la planimetría y altimetría del mismo. La superficie total con la que se dispone en este terreno es de **2617.24 m.**

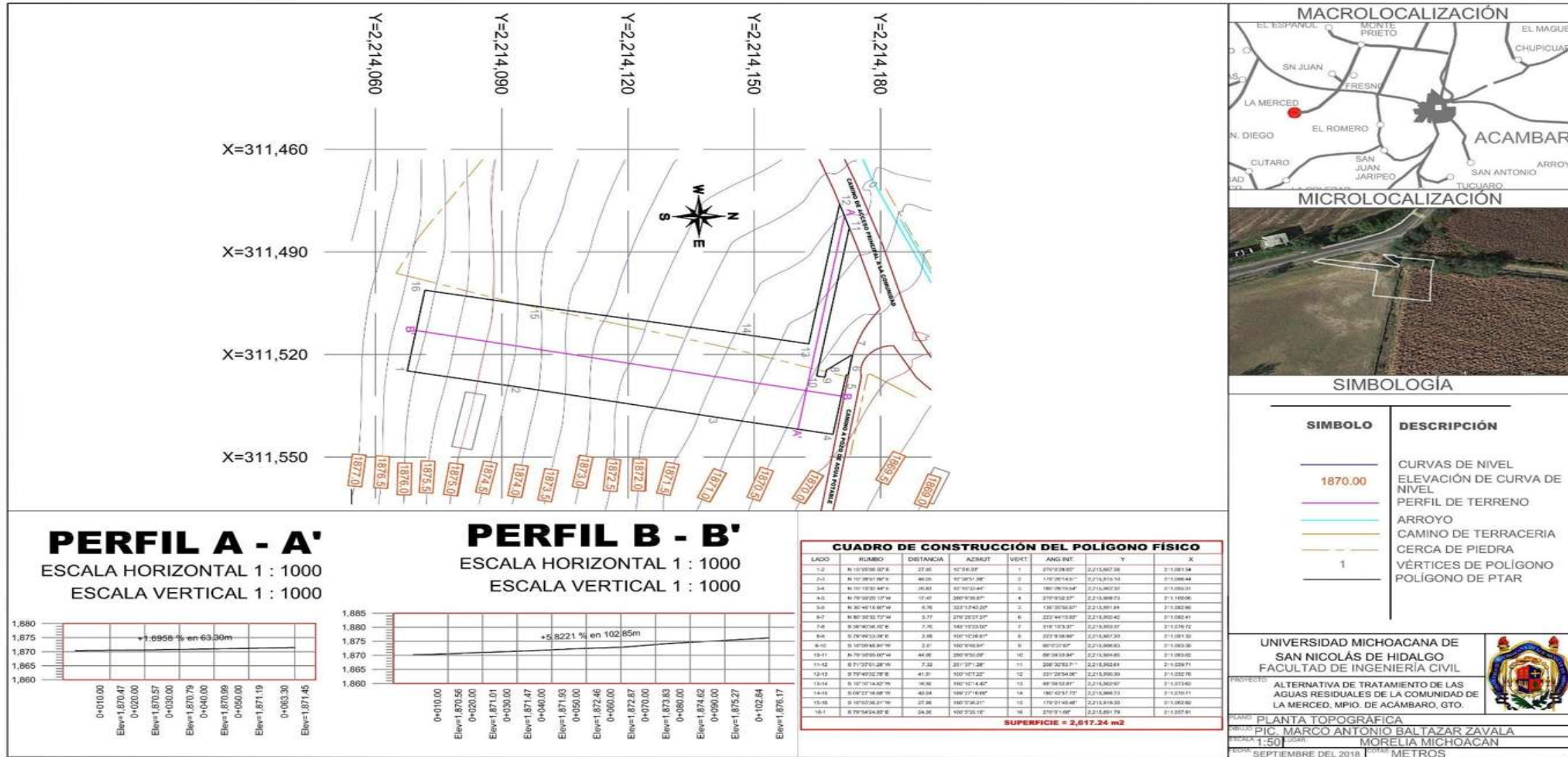


Figura 2.13.- Plano topográfico para el sitio en estudio. Referencia: H. Ayuntamiento de Acámbaro, 2017.

3. DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

3.1 TREN DE TRATAMIENTO

La alternativa de diseño para tratamiento de las aguas residuales es un proceso que dependerá de conocer los procesos técnicos aplicables a cada caso particular. Los principales elementos que intervienen en la selección de los procesos de tratamiento son:

- Caudal y calidad del agua residual cruda.
- Requerimientos de la calidad del agua residual tratada.
- Requerimientos de energía.
- Disponibilidad de terreno.
- Evaluación de costos (Inversión, operación y mantenimiento).
- Impacto ambiental.
- Producción de lodos residuales.
- Calidad de agua subterránea (En caso que aplique).

Basados en la información anterior y hecho el análisis para nuestro caso en estudio, se propuso para el tratamiento de las aguas residuales de la localidad de La Merced, un sistema de tratamiento basado en humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal.

La propuesta de tren de tratamiento consta de cuatro etapas, estas son:

1. Pretratamiento: Consta de un sistema de cribado a base de rejillas metálicas que removerá material grueso, generalmente flotante, contenido en el agua residual para después pasar el influente por un canal desarenador; el cual se encargara de remover gravillas, arenas, cenizas y otros materiales inorgánicos presentes.
2. Tratamiento primario: Propuesto en base a un tanque séptico cuyo objetivo primordial es reducir en un 30% aproximadamente la materia orgánica y los sólidos del influente, se creará una situación de estabilidad hidráulica dentro del tanque, que permita la sedimentación por gravedad de las partículas pesadas, así como la flotación de materia menos densa. De esta manera se crean dos capas, una constituida por lodo y otra de espuma. La materia orgánica contenida en dichas capas será descompuesta por bacterias anaerobias, y una parte considerable de ella se convertirá en agua y gases.
3. Tratamiento secundario: Es a base de dos humedales con flujo subsuperficial horizontal, los cuales se encargarán de la remoción de la materia orgánica e inorgánica que tenga el influente una vez que haya salido del tanque séptico.

4. Tratamiento terciario: Última fase que tiene por objetivo la desinfección del agua, proceso que se llevará a cabo en un tanque de contacto de cloro, procedimiento que permitirá obtener los parámetros de microorganismos establecidos por las normas oficiales mexicanas.

El tren de tratamiento propuesto se puede observar en la Figura 3.1.

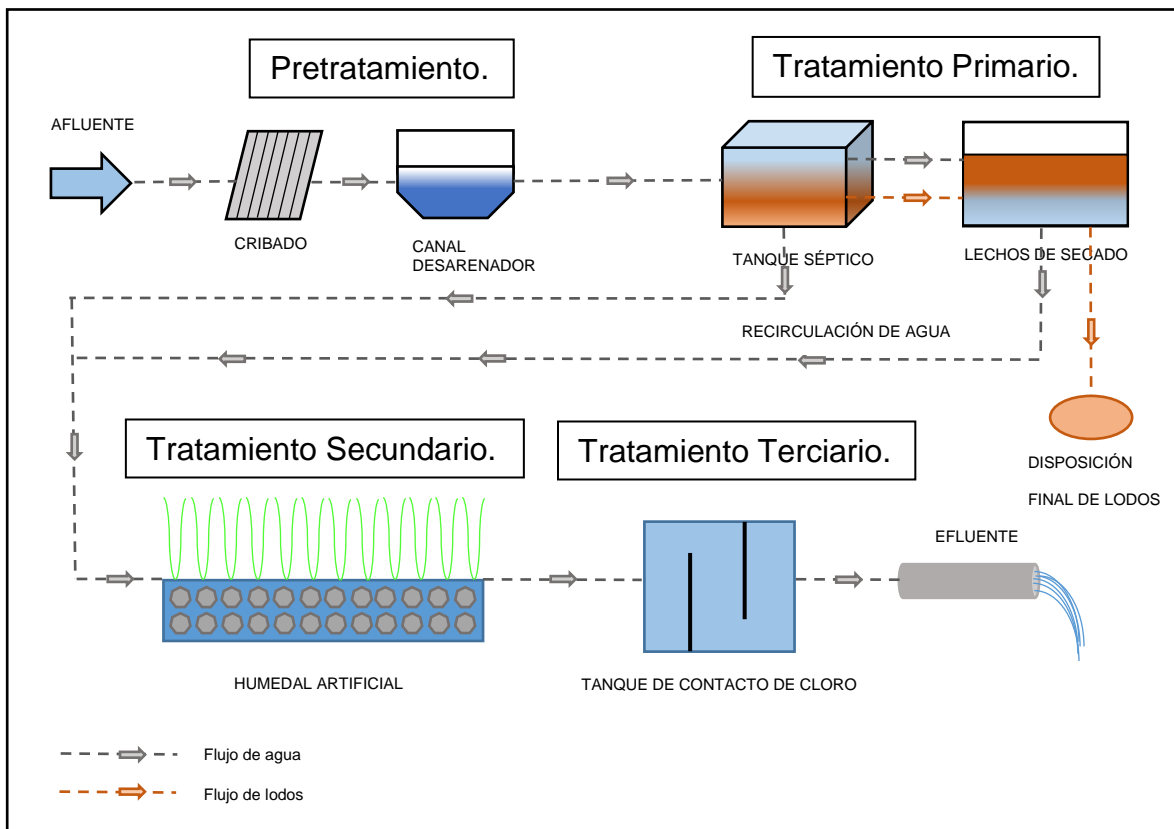


Figura 3.1.- Tren de tratamiento para el proyecto.

3.2 PRETRATAMIENTO

El pretratamiento prepara el afluente de agua residual para su posterior tratamiento; el objetivo del proceso es eliminar del agua residual aquellos componentes que pudiesen dañar de algún modo la operación de la planta; por ejemplo: Ramas, trapos, PET, bolsas de plástico, animales muertos, etc. El pretratamiento se efectúa principalmente por medio de rejillas, canales desarenadores, flotadores o desgrasadores.

3.2.1 DIMENSIONAMIENTO

CRIBADO

Este proceso se encarga de la eliminación de sólidos presentes en el agua residual, los cuales puedan dañar los procesos de tratamiento; existen varios tipos de rejillas, la Tabla 3.1 las describe.

Tabla 3.1.- Rejillas.

REJILLAS		
TIPO	Apertura mm	Uso
Gruesas	6 a 25	Eliminan sólidos grandes, trapos y sólidos de gran tamaño.
Finas	1.5 a 6	Se utilizan en sistemas sin tratamiento primario, eliminan material que altera el funcionamiento y mantenimiento de la PTAR.
Muy finas	0.2 a 1.5	Reduce los sólidos en suspensión cerca del nivel del tratamiento primario

Referencia: MAPAS, 2016.

Aunque para la elección de rejillas es importante considerar además de la apertura entre estas; el ancho de rejilla, inclinación, el material del que estará construida y la cantidad de agua que pasara por la rejilla. Existen dos tipos de rejillas clasificándose según el modo de operación; por lo cual también dependerá la inclinación que se utilice; rejillas de limpieza manual y rejillas de limpieza automática. Las rejillas de limpieza manual tienen inclinaciones de 45 a 60 grados con respecto a la horizontal para facilitar la limpieza y suelen tener de 25 a 50 mm de paso; las rejillas se rastrillan manualmente hacia una placa perforada donde drenan los desechos antes de ser retirados para su eliminación.

Las rejillas de limpieza automática tienen aperturas que oscilan entre 6 y 38 mm, con barras establecidas en ángulos de 0 a 30 grados respecto a la vertical. La limpieza automática, en comparación con la limpieza manual, tiende a reducir los costos laborales, mejorar las condiciones de flujo y de captura de cribado.

La eficiencia en rejillas, es un coeficiente que sirve para calcular el área total de la sección transversal del canal, en el cual estarán colocadas las rejillas. Este coeficiente también pudiese ser llamado de seguridad, ya que incrementara el área total y con esto asegurar un correcto funcionamiento de las rejillas. La Tabla 3.2 muestra los coeficientes de eficiencias de las rejillas, en función del espesor de las barras y separaciones entre estas.

Tabla 3.2.- Eficiencia de rejillas.

Espesor de las barras	Eficiencias para separaciones entre barras:			
	3/4" (20mm)	1" (25mm)	1 1/4" (30mm)	1 1/2" (40mm)
1/4" (6mm)	0.750	0.800	0.834	0.857
5/16" (8mm)	0.706	0.768	0.803	0.826
3/8" (10mm)	0.677	0.728	0.770	0.800
7/16" (11mm)	0.632	0.696	0.741	0.774
1/2" (13mm)	0.600	0.667	0.715	0.755

Referencia: Azevedo Netto et al., 1973.

La eficiencia de las rejillas también se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$E = \frac{S}{s+e}$$

Donde:

E: Eficiencia de las cribas.

S: Separación entre barras, mm.

e: Espesor de la barra, mm.

Para el caso de este proyecto se propone en el canal de acceso la instalación de una rejilla de limpieza manual, conformada por barras de acero inoxidable de sección circular, con un diámetro de 3/8 de pulgada (0.009525 m).

La inclinación de la barra con respecto a la horizontal es de 60°, la separación entre barras de la rejilla es de 1 pulgada (0.0254 m). La eficiencia de las rejillas en función al espesor de las barras es de 72.8%.

El área útil de la sección transversal de la rejilla es de 0.0087 m². Tomando en cuenta el espacio entre barras de 1" (0.0254 m) y la eficiencia de las cribas, el incremento neto de área a área total es de 0.0120 m², en relación a esta área la velocidad de aproximación a la rejilla es de 0.4358 m/s.

Para la longitud del canal de la rejilla, se propuso una longitud de 2 m lo cual nos dio un tiempo de retención hidráulico de 4.59 s; valor que se encuentra entre 3 s y

5 s, que son valores recomendados. El ancho del canal de la rejilla será de 0.30 m, donde se alojará un total de 8 barras, tendrá una profundidad de 0.30 m.

Se tiene una pérdida de carga hidráulica (hL) en la rejilla que asciende a 0.004 m, parámetro que se encuentra dentro del rango permisible, ya que la pérdida máxima aceptable es de 0.15 m.

La velocidad de aproximación inicial se considera de 0.60 m/s.

Los valores típicos de coeficiente de pérdida de carga pueden ser de 0.6 y 0.7, se considera de 0.6.

CANAL DESARENADOR

Esta operación se encarga de remover gravillas, arenas, cenizas y otros materiales inorgánicos presentes en las aguas residuales municipales que pueden causar abrasión o desgaste excesivo en los equipos mecánicos de una planta de tratamiento. La desarenación se ubica generalmente después del cribado y antes de la sedimentación primaria.

Con esta operación se busca remover el 100% de las partículas inorgánicas (densidad = 2.65 g/cm^3) de un tamaño igual o mayor a 0.21 mm (malla # 65) y dejar en suspensión el material orgánico. Para lograr esta remoción es necesario conservar la velocidad del agua, entre 25 y 38 cm/s.

El número de unidades mínimas en paralelo es de 2, para efectos de mantenimiento. En caso de caudales pequeños y turbiedades bajas se podrá contar con una sola unidad que debe contar con un canal de by-pass.

Para este proyecto se proponen dos desarenadores de flujo horizontal tipo canal con limpieza manual, los cuales funcionarán para evitar depósitos de arena en los procesos de tratamiento subsecuentes, obstrucción de tuberías, bombas, etc.

Para fines del diseño se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones: un peso volumétrico de la partícula a sedimentar de 2.65 g/cm^3 , un diámetro de la partícula a retener equivalente a 0.15 mm y una velocidad de sedimentación de la partícula a retener de 0.01 m/s. La velocidad horizontal del agua a través del canal desarenador es de 0.3 m/s.

El área de la sección transversal del canal desarenador es de 0.02 m^2 , el ancho del canal desarenador será igual que el ancho del canal de la rejilla, es decir, asciende a 0.30 m.

Se determinó el Tiempo de Retención Hidráulico en el canal desarenador, el cual resultó de 6.67 s, con lo que se obtuvo una longitud para el canal de 2.0 m. Se debe

incrementar la longitud del canal desarenador un 30% para compensar la turbulencia generada a la entrada y salida del canal, por lo que la longitud total del canal es igual a 2.60 m y la profundidad es de 0.30 m.

Con esta geometría propuesta se obtuvo una carga hidráulica superficial (CHS) de $24.14 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$, lo cual permite aprobar la sección que se propuso anteriormente, ya que la carga hidráulica máxima aceptable es de $70 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$.

Para la determinación la cámara colectora de arenas se consideró un volumen de arena generado de $0.022 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de agua y un intervalo de limpieza de 7 días, con lo cual se obtuvo una cámara colectora de arenas con una profundidad de 0.10 m. En este sitio se colocará un escalón de bajada con una inclinación de 45° .

VERTEDOR PROPORCIONAL TIPO SUTRO

Se considera importante el empleo de vertedores con relaciones lineales entre la carga y el gasto, de los cuales el más conocido es el vertedor Sutro. Este tipo de instrumentos se han denominado, vertedores proporcionales. Su aplicación en hidrometría se encuentra limitada por el costo de construcción, rangos estrechos de medición y dificultad en el logro de la sección requerida, principalmente. Sin embargo, poseen la característica de que el gasto es una función muy sencilla de la carga, lo cual en algunas aplicaciones puede constituir una ventaja (IMTA, 1988).

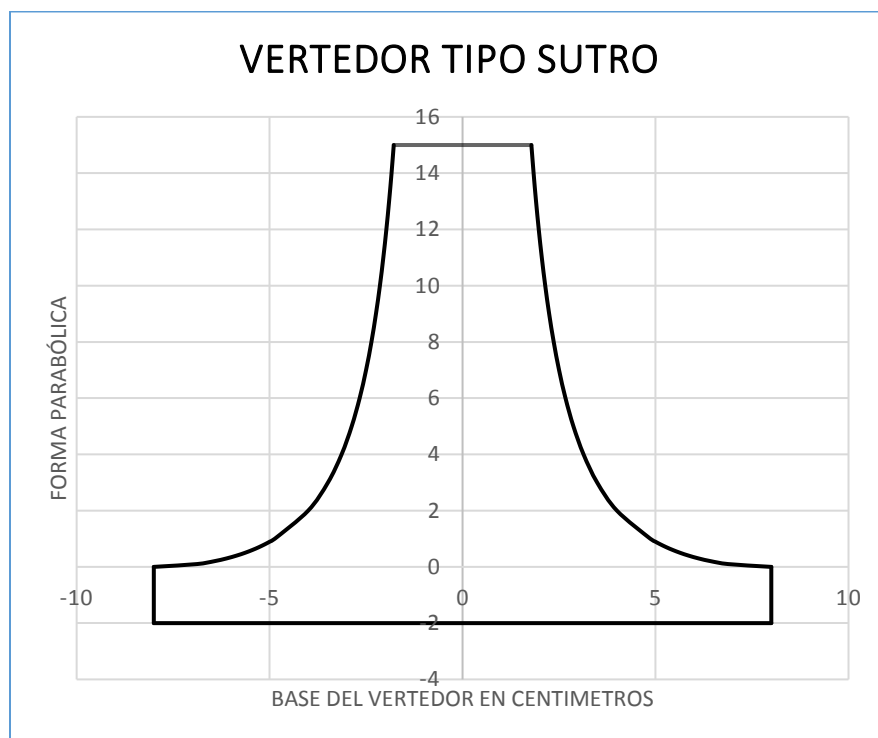


Figura 3.2.- Vertedor proporcional tipo "Sutro".

El gasto máximo instantáneo es igual a 5.24 L/s, el cual se utilizará para el diseño de la estructura, la forma del vertedor proporcional tipo “Sutro” para este proyecto, será la mostrada en la Figura 3.2. La parte rectangular correspondiente a la parte baja del vertedor será de 0.16 m en sentido horizontal y 0.02 m en sentido vertical. El canal tendrá un ancho de 0.30 m y una altura de 0.15 m más el bordo libre, dando un total de 0.30 m.

3.3 TRATAMIENTO PRIMARIO

En este nivel de tratamiento, una porción de sólidos y materia orgánica suspendida es removida del agua residual utilizando la fuerza de gravedad. Las cifras de remoción comúnmente alcanzadas en aguas residuales municipales son del 60% en sólidos suspendidos y de 30% en la DBO₅. Esta remoción generalmente se lleva a cabo por sedimentación y es considerada como la antesala para el tratamiento secundario.

3.3.1 DIMENSIONAMIENTO

TANQUE SÉPTICO

El objetivo de diseño del tanque séptico es crear dentro de este una situación de estabilidad hidráulica, que permita la sedimentación por gravedad de las partículas pesadas. El material sedimentado forma en la parte inferior del tanque séptico una capa de lodo, que debe extraerse periódicamente.

La grasa, el aceite y otros materiales menos densos que flotan en la superficie del agua formando una capa de espuma pueden llegar a endurecerse considerablemente. El líquido pasa por el tanque séptico entre dos capas constituidas por la espuma y los lodos. La materia orgánica contenida en las capas de lodo y espuma es descompuesta por bacterias anaerobias, y una parte considerable de ella se convierte en agua y gases. La velocidad del proceso de digestión aumenta con la temperatura, con el máximo alrededor de los 35°C.

El líquido contenido en el tanque séptico experimenta transformaciones bioquímicas, pero se tiene pocos datos sobre la destrucción de los agentes patógenos.

Para fines del diseño del tanque séptico del presente proyecto se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones: una población de 697 habitantes, un gasto de diseño de 1.38 L/s (119.23 m³/d), una aportación de lodos de 70 L/hab-año, un tiempo de retención hidráulica de un día y un intervalo de limpieza estimado en 30 días.

Para el tiempo de retención establecido, se obtuvo un volumen de agua de 119.23 m³, así como un volumen de lodos equivalente a 4.01 m³, resultando de esta manera un volumen total de materia de 123.24 m³.

Respecto a la geometría del tanque se propuso una profundidad de 2 m, lo cual produce la necesidad de un área en el tanque de 61.62 m². De igual forma se propuso la dimensión del ancho del tanque que equivale a 5 m, en consecuencia el largo presenta una longitud de 12.32 m, longitud que para fines constructivos se consideró de 12.50 m. Revisando la relación largo ancho: $2 \leq b \leq 3$ podemos advertir que se cumple sin ningún problema, lo cual nos permite aceptar las dimensiones propuestas.

3.4 TRATAMIENTO SECUNDARIO

Esta fase se encargará de disminuir principalmente la cantidad de DBO y SST en el agua residual, por medio de un sistema fitodepurador, el cual consiste en el desarrollo de un cultivo de macrófitas enraizadas sobre un lecho de grava impermeabilizado. La acción de las macrófitas hace posible una serie de complejas interacciones físicas, químicas y biológicas a través de las cuales el agua residual es depurada progresiva y lentamente (Delgadillo et al., 2010).

3.4.1 DIMENSIONAMIENTO

HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL DE FLUJO HORIZONTAL

El diseño de estos sistemas consiste en una cama, ya sea de tierra o arena y grava, plantada con macrófitas acuáticas. El agua ingresa en forma permanente. Es aplicada en la parte superior de un extremo y recogida por un tubo de drenaje en la parte opuesta inferior. El agua residual se trata a medida que fluye lateralmente a través de un medio poroso. La profundidad del lecho varía entre 0.45 m a 1 m y tiene una pendiente de entre 0.5 % a 1 %.

El agua residual no ingresa directamente al medio granular principal (cuerpo), sino que existe una zona de amortiguación, generalmente formada por grava de mayor tamaño. El sistema de recogida consiste en un tubo de drenaje cribado, rodeado con grava de igual tamaño que la utilizada al inicio. El diámetro de la grava de ingreso y salida oscila entre 50 mm a 100 mm. La zona de plantación está constituida por grava fina de un solo diámetro, en entre 3 mm a 32 mm.

Es fundamental que el agua residual que ingresa al sistema se mantenga en un nivel inferior a la superficie (5-10 cm), lo cual se logra regulando el nivel del dispositivo de salida en función a este requerimiento (Delgadillo et al., 2010).

En el diseño de los humedales de flujo subsuperficial de flujo horizontal existen parámetros de diseño que se deben analizar; así como varios métodos de diseño. Para el presente proyecto se utiliza el método de Kadlec y Knight, por lo que se analizarán los datos de proyecto acordes a este método.

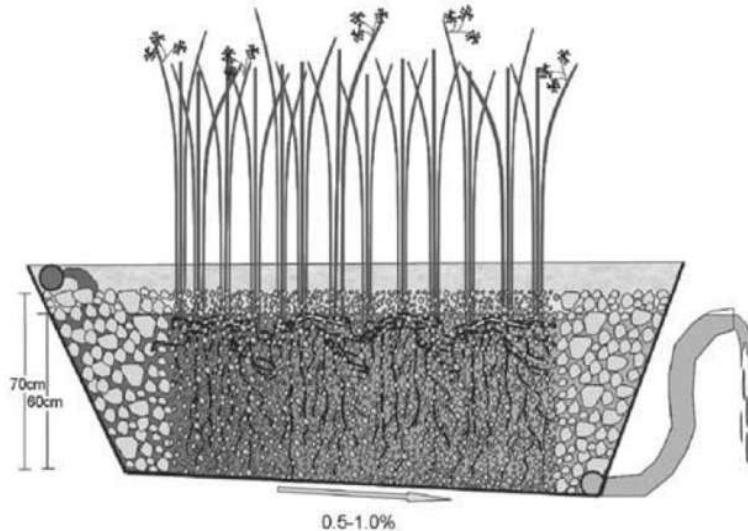


Figura 3.3.- Humedal subsuperficial de flujo horizontal (Vista de corte). **Referencia:** Delgadillo et al., 2010.

Para calcular el humedal se consideró que después de recibir el tratamiento en el tanque séptico el agua residual tuvo una disminución de DBO_5 y SST del 30%, por lo que tenemos para el humedal valores de diseño de: DBO_5 : 172.20 mg/L y SST: 174.07 mg/L.

Se utilizó un gasto de diseño de 0.69 L/s (59 m^3/d), conductividad hidráulica (k_s) igual a 5000 $m^3/m^2 \cdot d$, porosidad (n) del 37%, y un tamaño de partícula de sustrato de 16 mm correspondiente a grava fina.

Se utilizó una pendiente del 1%, la planta será “Carrizo”, profundidad del medio de 0.8 m, la temperatura del agua residual medida en sitio es de 21 °C.

La concentración de fondo (°C) en mg/l para DBO_5 es de 12.63, para los SST es de 18.77 y para los coliformes fecales de 10.

Tabla 3.3.- Materiales empleados en el diseño y construcción de humedales subsuperficiales de flujo horizontal.

Tipo de material	Tamaño efectivo D10 (mm)	Conductividad hidráulica, ks m ³ / m ² ·d	Porosidad, n %
Arena gruesa	2	100 - 1000	28 - 32
Arena gravosa	8	500 -5000	30 -35
Grava fina	16	1000 - 10000	35 - 38
Grava media	32	10000 - 50000	36 - 40
Roca gruesa	128	50000 - 250000	38 - 45

Referencia: Delgadillo et al., 2010.

Tabla 3.4.- Parámetros de diseño de humedal subsuperficial de flujo horizontal.

Parámetros	Unidad	Intervalo	Valor usual
Tiempo de retención hidráulico	Días	4 -15	7
Profundidad de agua	m	0.1 - 0.8	0.6
Área	m ² /heq	2.5 – 5	
Carga orgánica	gDBO ₅ / m ² ·dia	3 - 7.5	<11
Carga orgánica	kg DBO ₅ /heq·d	<70	
Carga hidráulica	m ³ /m ² ·d	0.1 - 0.2	
Características Constructivas			
Grava ingreso salida	mm	50 – 100	50
Grava media	mm	3 – 6	19
		5 – 1	
		6 – 12	
Coeficiente de uniformidad		3 – 5	<5
Profundidad de medio	m	0.70 - 1.5	0.7
Pendiente	%	0 – 1	0.5
Relación largo - ancho		2:1 - 7:1	3:1
Drenaje			
Tubería perforada - tamaño	Pulgada	3 - 4	4
Distribución de agua			
Tubería perforada - canal	Pulgada	2 - 4	3

Referencia: Delgadillo et al., 2010.

El área superficial de tratamiento requerida para el humedal resulto de 1200 m², con dicha superficie se garantiza un efluente con concentraciones para DBO₅: 12.63 mg/L, y de SST: 18.77 mg/L, así como una concentración de coliformes fecales de 6 339 759.99 NMP/100 mL. Considerando una pendiente del 1%, el área transversal del flujo a través del lecho será de 11.92 m², las dimensiones de largo y ancho de

los humedales corresponden a 60 m y 20 m respectivamente. La sección de entrada y salida de cada humedal tendrá un espesor de 0.80 m.

Para esta geometría propuesta se obtuvo una carga hidráulica superficial (CHS) de $0.05 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$, un Tiempo de Retención Hidráulico (t) de 4.47 días, y una carga orgánica (C) de $8.56 \text{ g DBO}/\text{m}^2\cdot\text{d}$, dichos parámetros permiten aceptar las dimensiones propuestas ya que la metodología utilizada establece que la CHS será: $0.02 < \text{CHS} < 0.24 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{día}$, un "t" mayor de 4 días y menor de 20 días; así como una C^* menor de $11 \text{ g DBO}/\text{m}^2\cdot\text{d}$.

3.5 TRATAMIENTO TERCIARIO

En esta etapa del tratamiento ya se ha eliminado gran parte de los contaminantes presentes en el agua, por lo que el método que se utilice como tratamiento terciario tendrá que garantizar que a la salida de la PTAR los niveles de contaminantes sean menores a lo establecido por las normas vigentes.

3.5.1 DIMENSIONAMIENTO

TANQUE DE CONTACTO DE CLORO

Las actividades de desinfección son consideradas como los mecanismos principales en la desactivación o eliminación de patógenos (organismos microscópicos) para prevenir la dispersión de enfermedades transmitidas a través del agua tanto a las personas como al ganado (MAPAS, 2016).

El cloro, es un desinfectante de gran poder bactericida, aún en dosis pequeñas. Es económico y de fácil empleo, aunque requiere precaución en su manejo. Es el reactivo más usado a nivel mundial tanto en los sistemas de agua potable como residual.

Cabe resaltar que el agua residual a su paso por el humedal artificial disminuyó la concentración de coliformes fecales, bacterias y virus; víctimas de los procesos biológicos y físico-químicos que se efectúan en el tratamiento. El agua residual al entrar en el humedal artificial tenía una concentración de coliformes fecales de 1600 000 000 NMP/100 mL; y seguido del proceso, una concentración estimada de 6 339 759.99 NMP/100 mL. La estimación de SST, DBO_5 y CF se realizó con la fórmula utilizada por el método de Kadlec and Knight para el cálculo del área, de la ecuación del área se despejó el efluente; para mayor detalle de este despeje revisar el anexo 1. Debido a la incertidumbre que genera el estimar la concentración de coliformes fecales, se utilizó el doble del valor estimado para diseño del tanque de contacto de cloro el cual asciende a 12 679 519.98 NMP/100 mL de CF.

En el proceso de diseño del tanque de contacto de cloro, se hicieron las siguientes consideraciones: una temperatura media del agua de 21° C con una viscosidad cinemática de $0.986 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, una concentración de coliformes de 12 679 519.98 NMP/100 mL, y una demanda inicial de cloro de 3 mg/L, una cantidad de cloro residual para decaimiento de 2.5 mg/L y un tiempo de contacto de cloro de 60 min.

Se determinó la cantidad de cloro residual al final del tiempo de contacto de cloro (CR), resultando un valor de 2.43 mg/L; sumando todas las cantidades necesarias de cloro, se tiene una dosis total de 7.93 mg/L, misma que se estará suministrando en el tanque periódicamente.

Atendiendo el gasto de diseño ($452.74 \text{ m}^3/\text{d}$) y el tiempo de contacto de cloro, resultó un volumen necesario en el tanque de 18.86 m^3 , para el cual es necesaria una profundidad de 1.2 m y un ancho de 0.50 m. Con dichas dimensiones se obtuvo un área de 0.6 m^2 y una longitud del canal de 31 m. Revisando la relación largo/ancho, se tiene un valor de 62, el cual nos permite aceptar las dimensiones propuestas, ya que la citada relación debe ser mayor de 20.

La comprobación del diseño se hizo mediante la obtención del número de dispersión de cloro (d) para el gasto máximo instantáneo y para el gasto medio, obteniendo valores de 0.009 y 0.003, mismos que se encuentran dentro del rango establecido por la literatura, ya que “d”, debe ser menor de 0.015 en ambos casos.

En el dimensionamiento del módulo y la mampara del tanque, se propuso: 5 módulos, una separación entre mamparas de 0.4 m y un ancho de la sección libre para el paso del flujo de 0.4 m. Con estas dimensiones propuestas se obtuvo una longitud de módulo de 6.20 m y un total de 4 mamparas, con una longitud de 5.80 m cada una.

Por medio de este proceso se pretende alcanzar un valor de CF de 240 NMP/100 mL.

VERTEDOR TRIANGULAR

Los vertedores triangulares son apropiados para medir gastos pequeños. En estos se toma en cuenta solamente la carga hidráulica (h) y el ángulo de abertura del vertedor; por razones prácticas puede ser de 60° y 90°. Estos vertedores son fáciles de construir y pueden ser de diversos materiales como: madera, aluminio, fierro, concreto, o de una combinación de estos (MAPAS, 2016).

El vertedor triangular será el dispositivo medidor del efluente a la salida de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales. Se calcula de acuerdo al tirante sobre el vertedor. La fórmula base para el diseño del vertedor triangular es: $Q = C \cdot h^{2.5}$, donde

C es un coeficiente del flujo que depende del ángulo del vertedor y h es la carga sobre el vertedor.

Para el diseño del vertedor se tomaron en cuenta los siguientes aspectos: un ángulo en el vértice de 60° , un coeficiente C con valor de 0.77365 y un tirante sobre el vertedor (H) de 0.15 m.

Las dimensiones del vertedor son las siguientes: ancho de canal (B) de 0.40 m, una longitud vertical del vertedor (H_v) de 0.40 m, una relación h/P de 0.85, valor que está dentro del rango permisible, ya que el valor máximo es de 1.2.

Revisando la relación h/B se tuvo un valor de 0.38, lo cual nos permite aceptar las dimensiones propuestas, ya que el valor de dicha relación debe ser menor de 0.40.

Con las dimensiones propuestas se obtuvieron las siguientes dimensiones complementarias del vertedor: una longitud de $P = 0.18$ m, una altura de la sección triangular (y) de 0.22 m, un ancho de la sección triangular (L) de 0.26 m y una longitud de hombro de la sección triangular (LH) de 0.07m.

El esquema de construcción del vertedor triangular para este proyecto, será el mostrado en la Figura 3.4.

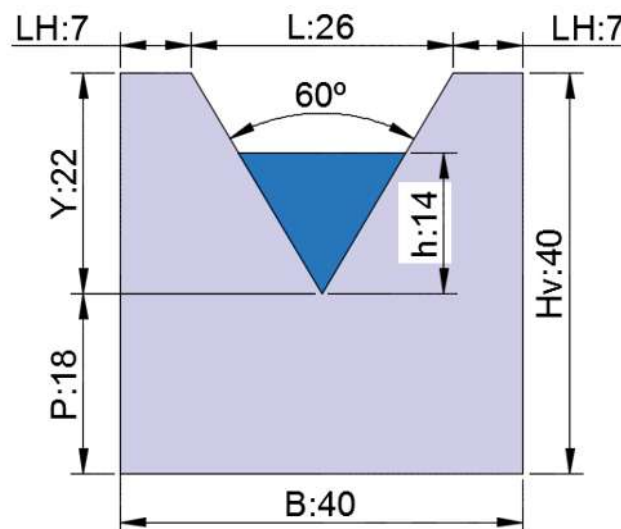


Figura 3.4.- Vertedor triangular, cotas en centímetros.

3.6 TRATAMIENTO DE LODOS

El propósito final del tratamiento de agua residual en una planta de tratamiento, es la remoción de partículas contaminantes solubles y no solubles del agua residual y la separación y el tratamiento de la biomasa generada en un proceso biológico. El

origen, la cantidad y características de los lodos generados en una planta de tratamiento de agua residual (PTAR) afectan significativamente la línea de lodos y la del agua. En la línea de lodos, el criterio de diseño establecido por los sólidos afecta el tamaño de las unidades del proceso, el periodo de operación, y los costos totales. El criterio establecido en el tratamiento de los lodos afecta los procesos de la línea de agua, debido a que las eficiencias del tratamiento en la línea del agua están influenciadas por la remoción de sólidos (MAPAS, 2016).

Algunos procesos para el tratamiento del lodo son la estabilización (digestión anaerobia, y digestión aerobia), el composteo mezclado con residuos celulósicos, el espesamiento y la deshidratación. Como destino final podrán ser desechados en lugares especialmente acondicionados para ello (mono-relleno sanitario) o si la legislación ambiental lo permite, en rellenos sanitarios municipales. Una opción atractiva para la disposición final es el aprovecharlos como mejoradores de suelos o fertilizantes agrícolas, siempre y cuando cumplan con la normatividad asociada a la producción de biosólidos, nombre como se les conoce a los lodos tratados y acondicionados para su aprovechamiento en tierras (Adalberto *et al.*, 2013).

3.6.1 DIMENSIONAMIENTO

LECHOS DE SECADO

Con el objetivo de reducir el contenido de agua, en los lodos producidos en la planta de este proyecto, provenientes del tanque séptico, para disponerlos como fertilizante para mejoramiento de tierras agrícolas, se utilizarán los lechos de secado. Los lechos tendrán una capa de arena de un diámetro de 0.4 a 0.6 mm y un coeficiente de uniformidad menor a 4; el espesor de la capa será de 30 cm. La capa de arena descansará sobre una capa de grava de un diámetro de 10 a 15 mm, con un espesor de 30 cm. Sobre ambas capas se distribuye los lodos con un espesor de 20 cm, para producir pérdida de agua por medio de drenado y evaporación.

En el diseño de los lechos de secado se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones: una población de 697 habitantes, una aportación de sólidos (AS) igual a 49 gr SS/hab-d referido a datos de diseño de CONAGUA, un tiempo de retención de 35 días y una capa de lodo de 0.20 m.

Con las consideraciones anteriores se determinó la carga de sólidos que ingresa al tanque séptico que equivale a 34.15 Kg SS/ día, con lo que se obtuvo una masa de sólidos que conforman los lodos de 11.10 Kg SS/ día, resultado que al relacionarlo con la densidad del lodo se obtuvo un volumen diario de lodos de 118.5 L/día;

considerando que el tiempo de retención es de 35 días, el volumen a extraer del tanque periódicamente es de 4.15 m³.

Para el volumen lodos producido en el tanque séptico y considerando una capa de lodo de 0.20 m, nos resultó un área de lecho de secado que alcanza los 20.75 m². Con estas condiciones la carga superficial de sólidos resultó de 195.25 Kg SS / m²-año, cantidad que nos permite aceptar el área obtenida, ya que la carga de sólidos permisible esta entre 120 y 200 Kg SS/ m²-año.

Finalmente tomando en cuenta los requerimientos anteriores, se propuso la construcción de dos lechos de secado con un área de 10.5 m² cada uno, mismos que tendrán una longitud de 3.5 m por 3 m de ancho y una profundidad de 1.20 m.

3.7 RESUMEN DE DIMENSIONAMIENTO DE LA PTAR

La Tabla 3.5 muestra un resumen de las dimensiones de cada proceso del tren de tratamiento para la alternativa de saneamiento de las aguas residuales de la comunidad de La Merced, Mpio de Acámbaro Guanajuato.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- El nulo saneamiento que tiene la localidad representa problemas ambientales y sociales, que repercuten de manera directa en la inhalación de malos olores y una abundante recreación de fauna nociva, y de manera indirecta, en el consumo de alimentos producidos con agua residual.
- Los humedales artificiales usados como sistemas fitodepuradores se diseñaron e implantaron en Europa y EUA; en México estos sistemas no son muy comunes comparados con otros procesos. Para el proyecto se propone un humedal artificial, aunque es necesario anteponer un tanque séptico con el fin de evitar colmatación en la vida útil del humedal.
- Los humedales artificiales al no usar energía eléctrica representan una excelente alternativa para la zona rural de La Merced.
- La comunidad La Merced, tiene a su disposición terreno que puede ser usado para la construcción de la alternativa propuesta.

- El tren de tratamiento propuesto logra disminuir los contaminantes a valores establecidos por la normativa. La caracterización del influente resultó con un valores de DBO₅ de 246 mg/L, SST de 248.67 mg/L y CF de 1.6×10^9 NMP/100 mL. Una vez que el agua residual circula por todo el tren de tratamiento, el efluente alcanza valores de DBO₅ de 12.63 mg/L, SST de 18.77 mg/L y CF de 240 como NMP/100 mL.
- La viabilidad del proyecto se sustenta en el bajo costo y facilidad en el proceso de operación, además que se logra una alta remoción de DBO₅ Y SST.

RECOMENDACIONES

- Es importante que se siga el arreglo del tren de tratamiento a detalle, ya que esto aseguraría la remoción de contaminantes alcanzados teóricamente.
- Ya en operación, la PTAR tendrá que contar con un manual de operación, manual de mantenimiento y planes para la extensión de la vida útil de la planta.
- Al momento de querer implantar el sistema, se deberá evaluar: la factibilidad, variación de caudales, variación de población y disponibilidad de terreno.
- El personal encargado de operar la PTAR deberá conocer los procesos de tratamiento a fin que pueda tomar las medidas de higiene y seguridad necesarias.
- En el humedal artificial se recomienda una poda de la vegetación con una frecuencia de dos a tres veces por año, eliminando el 10% o 15% del total de las macrófitas.

Tabla 3.5.- Resumen del tren de tratamiento.

RESUMEN DEL TREN DE TRATAMIENTO					
PRETRATAMIENTO					
TIPO DE CANAL	Q_{DISEÑO} L/s	No. DE UNIDADES	ANCHO m	PROFUNDIDAD m	LONGITUD m
CRIBADO	5.23	1	0.30	0.30	0.30
DESARENADOR	5.23	2	0.30	0.30	0.30
TRATAMIENTO PRIMARIO					
UNIDAD DE TRATAMIENTO	Q_{DISEÑO} L/s	No. DE UNIDADES	ANCHO m	PROFUNDIDAD m	LONGITUD m
TANQUE SEPTICO	1.38	1	5	2	12.5
TRATAMIENTO SECUNDARIO					
UNIDAD DE TRATAMIENTO	Q_{DISEÑO} L/s	No. DE UNIDADES	ANCHO m	PROFUNDIDAD m	LONGITUD m
HUMEDAL ARTIFICIAL	0.69	1	20	0.80	60
TRATAMIENTO TERCIARIO					
UNIDAD DE TRATAMIENTO	PARAMETROS		UNIDAD DE MEDIDA		VALOR
TANQUE DE CONTACTO DE CLORO	Q _{DISEÑO}		L/s		5.24
	No. de unidades		Unidad		1
	Ancho		m		0.5
	Profundidad		m		1.2
	No. de módulos		Unidad		5
	Longitud del modulo		m		6.2
	No. de mamparas		Unidad		4
	Longitud de la mampara		m		5.8
Espesor de la mampara		m		0.15	
TRATAMIENTO DE LODOS					
UNIDAD DE TRATAMIENTO	No. DE UNIDADES		ANCHO m	PROFUNDIDAD m	LONGITUD m
LECHOS DE SECADO	2		3	1.20	3.5

ANEXOS

ANEXO 1. MEMORIA DE CÁLCULO

PRETRATAMIENTO

CRIBADO

Datos para diseño:

Gasto máximo instantáneo: 5.23 L/s

Espesor de la barra: 3/8 " (0.0095 m)

Inclinación de la barra respecto a la horizontal: 60°

Separación entre barras para rejillas gruesas: 1" (0.0254 m)

Eficiencia de rejillas: 0.728

Velocidad de aproximación a la rejilla: 0.6 m/s

Constante C: 0.6

Calculando área útil.

$$A_u = \frac{Q_{\text{Minst}}}{v} = \frac{5.23}{0.6} = 0.0087 \text{ m}^2$$

Donde:

A_u : Área útil de sección transversal de la rejilla, m².

Q_{Minst} : Gasto máximo instantáneo, m³/s.

V : Velocidad de aproximación a la rejilla, m/s.

Tomando en cuenta el espacio entre barras de 1" (0.0254 m) y la eficiencia de las cribas, el incremento neto de área a área total es:

$$A_t = \frac{A_u}{\text{Eficiencia}} = \frac{0.0087}{0.728} = 0.0120 \text{ m}^2$$

Donde:

A_u : Área útil de sección transversal de la rejilla, m².

At: Área total de sección transversal de la rejilla, m².

Calculando la velocidad de aproximación con At.

$$V = \frac{Q_{\text{Minst}}}{A_t} = \frac{\frac{5.23}{1000}}{0.0120} = 0.4358 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Donde:

Q_{Minst}: Gasto máximo instantáneo, m³/s

V: Velocidad de aproximación a la rejilla, m/s.

At: Área total de sección transversal de la rejilla, m².

Para la longitud del canal de rejilla es necesario considerar que el TRH (Tiempo de Retención Hidráulico) va de 3 s a 5 s, por lo que se propone una longitud de canal (L_{cr}) de 2 m.

$$\text{TRH} = \frac{A_t}{Q_{\text{Minst}}} \cdot L_{\text{cr}} = \frac{0.012}{\frac{5.23}{1000}} \cdot 2 = 4.59 \text{ s}$$

Donde:

L_{cr}: Longitud del canal de la rejilla, m.

TRH: Tiempo de retención hidráulico en canal de rejillas, s.

Proponiendo un ancho de canal de rejilla (B_{cr}) de 0.3 m.

Si; B_{cr} · L_{cr} > A_t ; Se acepta la sección.

B_{cr} · L_{cr} = 0.3 · 2 = 0.6 > 0.0120 ; La sección se acepta.

Determinando el número de barras en la rejilla.

$$bg = \left(\left(\frac{B_{\text{cr}} - e}{S - e} \right) + 1 \right) \cdot e = \left(\frac{0.30 - 0.0254}{0.0095 - 0.0254} + 1 \right) \cdot 0.0254 = 0.225 \text{ m}$$

$$n = \frac{bg}{e} - 1 = \frac{0.225}{0.0254} - 1 = 7.86 \approx 8 \text{ barras}$$

Donde:

Bcr: Ancho del canal de la rejilla, m.

bg: Suma de la separación entre barras, m.

S: Espesor de las barras, m.

e: Separación entre barras, m.

n: Numero de barras.

Determinando la pérdida de carga hidráulica (hL) en la rejilla.

$$V_t = \frac{Q_{\text{Minst}}}{Ah} = \frac{\frac{5.23}{1000}}{\left(\frac{0.0120}{\frac{0.3}{\text{Sen } 60}}\right) \cdot 0.225} = 0.503 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$hL = \frac{1}{c} \cdot \frac{V_t^2 \cdot V^2}{2g} = \frac{1}{0.6} \cdot \frac{0.503^2 \cdot 0.4358^2}{2 \cdot 9.81}$$

$$hL = 0.004 \text{ m} < 0.15 \text{ m}$$

Donde:

Vt: Velocidad a través de la rejilla, m/s.

QMinst: Gasto máximo instantáneo, m³/s.

Ah: Área hidráulica en la rejilla, m.

c: Coeficiente de pérdida de carga (0.6. - 0.7).

V: Velocidad de aproximación a la rejilla, m/s.

CANAL DESARENADOR

Datos para diseño:

Gasto máximo instantáneo: 5.23 L/s = 451.87 m³/d

Número total de canales: 2

Número de canales para mantenimiento: 1

Velocidad horizontal del agua a través del canal desarenador: 0.3 m/s

Peso volumétrico de la partícula a sedimentar: 2.65 g/m^3

Diámetro de la partícula a retener: 0.15 mm

Velocidad de sedimentación de la partícula a retener: 0.01 m/s

El área de la sección transversal del canal desarenador está determinada por la siguiente expresión:

$$A = \frac{Q_{\text{MIN}}}{V} = \frac{5.23}{0.3} = 0.02 \text{ m}^2$$

Donde:

A: Área de la sección transversal del canal desarenador, m^2 .

Q_{Minst} : Gasto máximo instantáneo, m^3/s .

V: Velocidad horizontal del agua, m/s .

El ancho del canal desarenador (B_{des}) será igual que el ancho del canal de rejilla, 0.30 m .

Determinado el tiempo de retención hidráulico en el canal desarenador.

$$\text{TRH} = \frac{Y}{V_{\text{sed}}} = \frac{0.02}{0.01} = 6.67 \text{ s}$$

Donde:

TRH: Tiempo de retención hidráulico, s .

V_{sed} : Velocidad de sedimentación de la partícula a retener, m/s .

Y: Tirante hidráulico, m .

La longitud del canal desarenador está determinada por la siguiente expresión.

$$L_{\text{des}} = V \cdot \text{TRH}_{\text{des}} = 0.3 \cdot 6.67 = 2 \text{ m}$$

Donde:

L_{des} : Longitud del canal desarenador, m .

V: Velocidad horizontal del agua, m/s .

TRHdes: Tiempo de retención hidráulico del desarenador, s.

Incrementando la longitud del canal desarenador un 30% para compensar la turbulencia generada a la entrada y salida del canal.

$$L_{des} = 2 \cdot 1.3 = 2.60 \text{ m.}$$

Revisando la carga hidráulica superficial (CHS), Si $CHS < 70 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$; la sección se acepta.

$$CHS = \frac{Q_{Minst}}{L_{des} \cdot B_{des}} = \frac{\left(\frac{5.23}{1000}\right) \cdot 3600}{2.60 \cdot 0.30} = 24.14 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}$$
$$CHS = 24.14 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} < 70 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}$$

Determinando la cámara colectora de arenas considerando un volumen de arena generado de $0.022 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de agua.

Calculando el volumen de arena generado en 7 días.

$$V_{are} = \frac{Q_{Minst} \cdot 7 \cdot V_{are}}{1000} = \frac{\left(\frac{5.23}{1000}\right) \cdot 86400 \cdot 7 \cdot 0.022}{1000} = 0.070 \text{ m}^3$$

Calculando la profundidad de la cámara colectora.

$$H_a = \frac{V_{are}}{L_{des} \cdot B_{des}} = \frac{0.070}{2.6 \cdot 0.3} = 0.09 \approx 0.1 \text{ m}$$

Donde:

V_{are} : Volumen de arena, m^3 .

Q_{Minst} : Gasto máximo instantáneo, m^3/s .

H_a : Profundidad de la cámara colectora de arenas, m.

L_{des} : Longitud del canal desarenador, m.

B_{des} : Ancho del canal desarenador, m.

La cámara colectora tendrá una escalada de bajada inclinada a 45 grados.

VERTEDOR PROPORCIONAL TIPO SUTRO

Se calcula de acuerdo a las bases de CONAGUA para su diseño.

La fórmula base para el diseño de este tipo de vertedores es:

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

Para:

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

Donde:

x: Abscisa a partir del eje del vertedor, m.

B: Semiancho de la base del vertedor, 0.08 m.

Y: Ordenada del vertedor, m.

A: Altura de la sección rectangular, 0.02 m.

Q: Gasto, m³/s.

g: Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s²

h: Altura del vertedor proporcional, m.

Aplicando la fórmula para diseño del vertedor, se muestran las dimensiones en la siguiente figura.

Tabla A.1.- Dimensiones del vertedor proporcional para el proyecto.

Dimensiones del vertedor		
y (cm)	x (cm)	x (cm)
0	8	-8
0,1	6.88	-6.88
0,2	6.44	-6.44
0,3	6.12	-6.12
0,4	5.86	-5.86
0,5	5.64	-5.64
0,6	5.45	-5.45
0,7	5.28	-5.28

0,8	5.13	-5.13
0,9	4.99	-4.99
1	4.87	-4.87
2	4.00	-4.00
3	3.49	-3.49
4	3.13	-3.13
5	2.87	-2.87
6	2.67	-2.67
7	2.50	-2.50
8	2.36	-2.36
9	2.24	-2.24
10	2.14	-2.14
11	2.05	-2.05
12	1.97	-1.97
13	1.90	-1.90
14	1.84	-1.84
15	1.78	-1.78

Calculando los gastos a partir de la carga hidráulica, y resumidos en la Tabla A.1.2.

Tabla A.1.2.- Gastos a partir de la carga hidráulica en el vertedor.

Gasto en el vertedor		
h (cm)	Q (L/s)	Q (m3/s)
0	1.34	0.0013
0,5	1.84	0.0018
1	2.34	0.0023
2	3.34	0.0033
3	4.34	0.0043
4	5.35	0.0053
5	6.35	0.0063
6	7.35	0.0073
7	8.35	0.0084
8	9.35	0.0094
9	10.36	0.0104
10	11.36	0.0114
11	12.36	0.0124
12	13.36	0.0134
13	14.37	0.0144
14	15.37	0.0154
15	16.37	0.0164

El gasto máximo instantáneo es de 5.24 L/s, el cual se logra a los 4 cm aproximadamente.

TRANSICIONES

La longitud de transición del cribado al desarenador es:

$$L_t = \frac{B-b}{2 \cdot \tan \alpha} = \frac{0.75-0.30}{2 \cdot \tan 12.5} = 1.01 \approx 1 \text{ m}$$

La longitud de transición del desarenador al vertedor proporcional es:

$$L_t = \frac{B-b}{2 \cdot \tan \alpha} = \frac{0.75-0.30}{2 \cdot \tan 12.5} = 1.01 \approx 1 \text{ m}$$

TRATAMIENTO PRIMARIO

TANQUE SÉPTICO

Datos para diseño:

Poblacion: 697 personas.

Gasto de diseño (gasto medio): 1.38 L/s (119.23 m³/s).

Aportación de lodos: 70 L/hab·año.

Tiempo de retención hidráulico: 1 día.

Intervalo de limpieza: 30 días.

Determinando el volumen de agua con la siguiente expresión:

$$V_{agua} = Q_{MED} \cdot t = 119.23 \cdot 1 = 119.23 \text{ m}^3$$

Donde:

Vagua: Volumen de agua, m³.

TRH: Tiempo de retención hidráulico, días.

QMED: Gasto, m³/d.

Determinando el volumen de lodos mediante la siguiente expresión:

$$V_{\text{lodo}} = PP \cdot S \cdot I = 697 \cdot \left(\frac{70}{\frac{1000}{365}} \right) \cdot 30 = 4.01 \text{ m}^3$$

Donde:

Vlodo: Volumen de lodo, m³.

PP: Poblacion de proyecto, habitantes.

S: Aportación de lodos, L/hab·año.

I: Intervalo de limpieza, días.

Recalculando el volumen de lodos:

$$V = V_{\text{vaga}} + V_{\text{lodo}} = 119.23 + 4.01 = 123.24 \text{ m}^3$$

Proponiendo una profundidad (h) de 2m, las dimensiones del tanque son:

$$A = \frac{V}{h} = \frac{123.24}{2} = 61.62 \text{ m}^2$$

Proponiendo un ancho (b) de 5 m, la longitud será de:

$$L = \frac{A}{b} = \frac{61.62}{5} = 12.32 \text{ m} \approx 12.5 \text{ m}$$

Si se cumple la relación Largo/ancho: $2 \leq L/b \leq 3$; las dimensiones propuestas se aceptan.

$$\frac{L}{b} = \frac{12.5}{5} = 2.5; \text{ La sección se acepta.}$$

Donde:

V: Volumen del tanque, m³.

A: Área del tanque, m².

b: Ancho del tanque, m.

L: Longitud del tanque, m.

TRATAMIENTO SECUNDARIO

HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL HORIZONTAL (MÉTODO ANALÍTICO DE KADLEC Y KNIGHT, 1996)

Datos para diseño:

Gasto de diseño (QMIN): 0.69 L/s (59.62 m³/d)

Considerando que el 30% fue eliminada en el tanque séptico

DBO₅ Influyente= 172.20 mg/L.

DBO₅ Efluente= 20 mg/L (NOM-003-SEMARNAT-1997).

Considerando que el 30% fueron eliminados en el tanque séptico.

SST Influyente= 174.07 mg/L.

SST Efluente= 20 mg/L (NOM-003-SEMARNAT-1997).

Constante k: DBO=180 m/año y SST=1000 m/año.

Tamaño del medio filtrante: 16 mm (0.016 m).

Porosidad del medio (n): 0.37

Conductividad hidráulica (ks): 5000 m³/m²*d.

Vegetación: Carrizo.

Profundidad (h): 0.60 m.

Temperatura del agua (T): 21°C.

Pendiente: 1%.

Las concentraciones de fondo C* en mg/L para los diferentes contaminantes se pueden determinar a partir de las expresiones siguientes:

C* para DBO₅

$$C^* (\text{DBO}_5) = 3.5 + 0.053C_i$$

$$C^* (\text{DBO}_5) = 3.5 + 0.053 (172.20) = 12.63 \text{ mg/L}$$

C* para SST

$$C^* (\text{SST}) = 7.8 + 0.63C_i$$

$$C^* (\text{SST}) = 7.8 + 0.63 (174.07) = 18.77 \text{ mg/L}$$

C^* para coliformes fecales = 10 mg/L

Donde:

C^* : Concentración de fondo del contaminante, mg/L.

C_i : Concentración del contaminante en el influente, mg/L.

El cálculo del área superficial del humedal, está definida por la expresión:

$$A = \frac{365 \cdot Q}{kT} \cdot \left(\ln \cdot \left(\frac{C_i - C^*}{C_e - C^*} \right) \right)$$

Donde:

A: Área total del humedal, m².

Q: Gasto, m³/d.

kT: Constante cinética de primer orden, m/año.

C_i : Concentración del contaminante en el influente, mg/L.

C_e : Concentración del contaminante en el efluente, mg/L.

C^* : Concentración de fondo del contaminante, mg/L.

Área superficial para la remoción de DBO₅:

$$A = \left(\frac{365 \cdot 59.62}{180} \right) \cdot \ln \left(\frac{172.20 - 12.63}{20 - 12.63} \right) = 371.76 \text{ m}^2$$

Área superficial para remoción de SST:

Corrección con la temperatura del agua:

$$kT = k(\theta^{T-T_r}) = (1000)(1.065^{21-20}) = 1065 \frac{\text{m}}{\text{año}}$$

Donde:

kT: Constante cinética a la temperatura del agua, m/año.

K: Constante cinética de primer orden, m/año.

θ : Coeficiente de temperatura.

T: Temperatura del agua, °C.

Tr: Temperatura de referencia, 20°C.

Calculando el área:

$$A = \left(\frac{365 \cdot 59.62}{1065} \right) \cdot \ln \left(\frac{174.07 - 18.77}{20 - 18.77} \right) = 98.86 \text{ m}^2$$

Se elige el área para DBO por ser un área mayor:

Área para DBO: **371.76 m²**

Para el cálculo del área transversal del humedal se considera una pendiente del 1%; así como un 10% del valor de la conductividad hidráulica del sustrato.

$$A_c = \left(\frac{Q}{K_s \cdot S} \right) = \left(\frac{59.62}{5000 \cdot 0.1 \cdot 0.01} \right) = 11.92 \text{ m}^2$$

Donde:

Ac: Área de sección transversal del humedal.

Ks: Conductividad hidráulica del medio, m³/m²·d.

S: Pendiente.

Determinando el ancho y el largo del humedal.

Si se cumple la relación $L/W > 2$, se aceptan las dimensiones, de lo contrario hay que modificar el área superficial.

$$W = \frac{A_c}{h} = \frac{11.92}{0.60} = 19.87 \approx 20 \text{ m.}$$

Donde:

W: Ancho del humedal, m.

h: Profundidad de lecho, m.

$$L = \frac{A}{W} = \frac{371.76}{20} = 18.59 \text{ m}^2$$

Donde:

L: Largo del humedal, m.

Revisando la relación L/W.

$$\frac{L}{W} = \left(\frac{18.59}{20}\right) = 0.97 \therefore \text{No se aceptan las dimensiones.}$$

Debido a que no se cumplió con la relación largo-ancho, se propone un valor de área superficial (As) para el humedal.

$$\mathbf{As=1200 \text{ m}^2}$$

Determinando el largo del humedal.

$$L = \frac{As}{W} = \frac{1200}{20} = 60 \text{ m.}$$

Revisando la relación L/W.

$$\frac{L}{W} = \left(\frac{60}{20}\right) = 3 \therefore \text{Se aceptan las dimensiones.}$$

Determinando la carga hidráulica superficial (CHS).

Si $0.02 < CHS < 0.24 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$, se aceptan las dimensiones del humedal.

$$CHS = \frac{Q}{As} = \frac{59.62}{1200} = 0.05 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{d}} \therefore \text{Se aceptan las dimensiones del humedal.}$$

Donde:

CHS: Carga hidráulica superficial, $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

Determinando la carga orgánica del efluente:

Si $C < 11 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2$, se aceptan las dimensiones.

$$C = \frac{Ci \cdot Q}{A} = \frac{172 \cdot 20 \cdot 59.62}{1200} = 8.56 \text{ g} \frac{\text{DBO}_5}{\text{m}^2 \cdot \text{d}} \therefore \text{Se aceptan las dimensiones.}$$

Calculando el tiempo de retención hidráulico:

Sí; $4 \text{ días} < TRH < 20 \text{ días}$, se aceptan las dimensiones del humedal.

$$TRH = \frac{As \cdot h \cdot n}{Q} = \frac{1200 \cdot 0.60 \cdot 0.37}{59.62} = 4.47 \text{ días} \therefore \text{Cumple con la condición.}$$

Donde:

TRH: Tiempo de retención hidráulico, d.

n: Porosidad del medio.

Estimando la concentración de SST, DBO₅ y CF.

La fórmula para las estimaciones siguientes, surge del despeje de la formula con la que se calcula el área para DBO₅ y SST en el primer tanteo.

Estimando los SST en el efluente.

$$C = \frac{(C_i - C^*)}{e^{\left(\frac{A \cdot kT}{365 \cdot Q}\right)}} + C^* = \frac{(174.07 - 18.77)}{e^{\left(\frac{1200 \cdot 1065}{365 \cdot 59.62}\right)}} + 18.77 = 18.77 \text{ mg/L}$$

$$C = 18.77 \frac{\text{mg}}{\text{L}} < 20 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \therefore \text{Cumple con la NOM-003-SEMARNAT-1997.}$$

Estimando la DBO₅ en el efluente.

$$C = \frac{(C_i - C^*)}{e^{\left(\frac{A \cdot kT}{365 \cdot Q}\right)}} + C^* = \frac{(172.20 - 12.63)}{e^{\left(\frac{1200 \cdot 180}{365 \cdot 59.62}\right)}} + 12.63 = 12.69 \text{ mg/L}$$

$$C = 12.69 \frac{\text{mg}}{\text{L}} < 20 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \therefore \text{Cumple con la NOM-003-SEMARNAT-1997.}$$

Estimando la cantidad de coliformes fecales en el efluente.

Corrección con la temperatura del agua:

$$kT = k(\theta^{T - T_r}) = (100)(1.003^{21 - 20}) = 100.3 \frac{\text{m}}{\text{año}}$$

$$C = \frac{(C_i - C^*)}{e^{\left(\frac{A \cdot kT}{365 \cdot Q}\right)}} + C^* = \frac{(1600000000 - 10)}{e^{\left(\frac{1200 \cdot 100.3}{365 \cdot 59.62}\right)}} + 10 = 6\,339\,759.99 \text{ NMP/100mL}$$

Determinando el número de macrófitas requeridas para el humedal (Nv).

$$Nv = \left(\frac{L}{d} - 1\right) \cdot \left(\frac{W}{d} - 1\right) = \left(\frac{60}{1} - 1\right) \cdot \left(\frac{20}{1} - 1\right) = 1121 \text{ macrófitas}$$

Donde:

d: Distancia entre macrófita y macrófita, m.

TRATAMIENTO TERCIARIO

DESINFECCIÓN CON TANQUE DE CLORO

Datos para diseño:

Gasto máximo instantáneo: 5.24 L/s (452 m³/d)

Gasto medio: 1.38 L/s (119.23 m³/d)

Temperatura del agua: 21°C

Viscosidad cinemática:

Considerando eliminación en el humedal artificial:

CF Influyente: 12 679 519.98 NMP/100mL

CF Efluente: 240 NMP/100mL

Demanda de cloro inicial: 3 mg/L.

Cloro residual para decaimientos: 2.5 mg/L.

Tiempo de contacto de cloro: 60 min.

Determinando la dosis de cloro para la desinfección:

Cloro residual al final del tiempo de contacto de cloro.

$$C_R = \frac{\left(\frac{N}{N_0}\right)^{\frac{-1}{n}} \cdot b}{t} = \frac{\left(\frac{240}{12\,679\,519.98}\right)^{\frac{-1}{2.8}} \cdot 3}{60} = 2.43 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Donde:

C_R: Cloro residual, mg/L.

N₀: Concentración de coliformes fecales en el influente, NMP/100mL

N: Concentración de coliformes fecales en el efluente, NMP/100mL

b: 3

n: 2.8

t: Tiempo de contacto de cloro, min.

Calculando la dosis de cloro.

$$D_c = C_i + C_d + C_R = 3 + 2.5 + 2.43 = 7.93 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Donde:

D_c: Dosis de cloro, mg/L.

C_i: Demanda de cloro inicial, mg/L.

C_d: Cloro residual para decaimiento, mg/L.

C_R: Cloro residual, mg/L.

Calculando las dimensiones del tanque:

Volumen del tanque, V_t.

$$V_t = Q_{\text{Minst}} \cdot t = \left(\frac{452.74}{86400} \right) \cdot (60 \cdot 60) = 18.86 \text{ m}^3$$

Profundidad y ancho del tanque.

Proponiendo:

h: 1.2 m

b: 0.5 m

Calculando:

Área del tanque, A.

$$A = h \cdot b = 1.2 \cdot 0.5 = 0.6 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado, P_m.

$$P_m = 2h + b = (2 \cdot 1.2) + 0.5 = 2.90 \text{ m}$$

Radio hidráulico, R_h.

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{0.6}{2.9} = 0.21 \text{ m}$$

Longitud del canal, L.

$$L = \frac{Vt}{A} = \frac{18.86}{0.6} = 31.43 \approx 31 \text{ m}$$

Verificando la relación L/b:

$$\frac{L}{b} = \frac{31}{0.5} = 62 > 20 \therefore \text{Se acepta la longitud para el canal.}$$

Comprobando el diseño con el número de dispersión para Q_{Minst} .

Velocidad del flujo, V.

$$V = \frac{Q_{\text{Minst}}}{A} = \frac{\left(\frac{5.24}{1000}\right)}{0.6} = 0.0087 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Numero de Reynolds, N_R .

$$N_R = \frac{4 \cdot V \cdot R_h}{\mu} = \frac{4 \cdot 0.0087 \cdot 0.21}{0.000000986} = 7330.21$$

Coficiente de dispersión, D.

$$D = 1.01 \cdot \mu \cdot N_R^{0.875} = 1.01 \cdot 0.000000986 \cdot 7330.21^{0.875} = 0.0024 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

Numero de dispersión, d.

$$d = \frac{D \cdot t}{L^2} = \frac{0.0024 \cdot (60 \cdot 60)}{31^2} = 0.009 < 0.015 \therefore \text{Se acepta el diseño.}$$

Comprobando el diseño con el número de dispersión para Q_{MED} .

Velocidad del flujo, V.

$$V = \frac{Q_{\text{MED}}}{A} = \frac{\left(\frac{1.38}{1000}\right)}{0.6} = 0.0023 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Numero de Reynolds, N_R .

$$N_R = \frac{4 \cdot V \cdot R_h}{\mu} = \frac{4 \cdot 0.0023 \cdot 0.21}{0.000000986} = 1930.47$$

Coficiente de dispersión, D.

$$D=1.01 \cdot \mu \cdot N_R^{0.875}=1.01 \cdot 0.000000986 \cdot 1930.47^{0.875}=0.0007 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

Numero de dispersión, d.

$$d=\frac{D \cdot t}{L^2}=\frac{0.0007 \cdot (60 \cdot 60)}{31^2}=0.003 < 0.015 \therefore \text{Se acepta el diseño.}$$

Calculando la dimensión del módulo y la mampara para el tanque.

Proponiendo.

No. De módulos, N: 5

Separación entre mamparas: 0.40 m

Espesor de las mamparas: 0.15 m

Ancho de la sección libre para el paso del flujo, b_L: 0.40 m

Calculando:

$$L_M=\frac{L}{N}=\frac{31}{5}=6.2 \text{ m}$$

$$N_{MAM}=N-1=5-1=4$$

$$L_{MAM}=L_M-b_L=6.2-0.4=5.8 \text{ m}$$

Donde:

N: Numero de módulos.

b_L: Ancho de la sección libre para el paso del flujo, m.

L_M: Longitud del módulo, m.

L: Longitud total del tanque, m.

N_{MAM}: Numero de mamparas.

L_{MAM}: Longitud de la mampara, m.

VERTEDOR TRIANGULAR

Los datos iniciales de diseño son:

- Angulo del vertedor (A): 60°
- C : 1.34·tan(A/2) : 0.774
- h: 0.15 m

- Gasto máximo instantáneo: 5.24 L/s

La fórmula base de diseño para el vertedor triangular es:

$$Q=C \cdot h^{2.5}$$

Donde:

Q: Gasto, m³/s.

C: Constante, C.

h: Tirante sobre el vertedero, m.

Determinando las dimensiones del vertedor:

Proponiendo:

Ancho del canal (B): 0.40 m.

Longitud vertical del vertedero (Hv): 0.40 m.

Relación h/p: 0.85 < 1.2

Calculando:

$$\frac{h}{B} = \frac{0.15}{0.40} = 0.38 < 0.4 \therefore \text{Se aceptan las dimensiones.}$$

$$P = \frac{h}{\frac{h}{P}} = \frac{0.15}{0.85} = 0.18 \text{ m.}$$

$$Y = H_v - P = 0.40 - 0.18 = 0.22 \text{ m}$$

$$L = (Y * \left(\tan\left(\frac{A}{2}\right)\right)) \cdot 2 = (0.22 \cdot \left(\tan\left(\frac{60}{2}\right)\right)) \cdot 2 = 0.26 \text{ m}$$

$$LH = \frac{B-L}{2} = \frac{0.40-0.26}{2} = 0.07 \text{ m}$$

El gasto que pasará a través del dispositivo de medición se muestra a continuación en la Tabla A.1.3.

Tabla A.1.3.- Gasto en el vertedor.

GASTO EN EL VERTEADOR			
h (m)	h (cm)	Q (L/s)	Q (m3/s)
0	0	0.00	0.00000
0.005	0.5	0.00	0.00000
0.01	1	0.01	0.00001
0.02	2	0.04	0.00004
0.03	3	0.12	0.00012
0.04	4	0.25	0.00025
0.05	5	0.43	0.00043
0.06	6	0.68	0.00068
0.07	7	1.00	0.00100
0.08	8	1.40	0.00140
0.09	9	1.88	0.00188
0.1	10	2.45	0.00245
0.11	11	3.10	0.00310
0.12	12	3.86	0.00386
0.13	13	4.71	0.00471
0.14	14	5.67	0.00567
0.15	15	6.74	0.00674

Como se puede observar en la Tabla A.1.3, el gasto de diseño de 5.24 L/s se logra en los 0.14 m del tirante sobre el vertedor triangular.

TRATAMIENTO DE LODOS

LECHOS DE SECADO

Datos para diseño:

Poblacion (PP): 697 habitantes.

Aportación de solidos (As): 49 gr SS/hab·d.

Tiempo de retención: 35 días.

Espesor de la capa de lodo: 0.20 m.

Determinando la carga de solidos que ingresa al tanque séptico:

$$C = PP * As = \frac{697 \cdot 49}{1000} = 34.15 \text{ kg } \frac{\text{SS}}{\text{d}}$$

Donde:

C: Carga de sólidos, Kg SS/d.

PP: Poblacion de proyecto.

As: Aportación de sólidos, gr SS/hab-d.

Calculando la masa de solidos que conforman los lodos:

$$Msd = 0.5 \cdot 0.7 \cdot 0.5 \cdot C + 0.5 \cdot 0.3 \cdot C$$

$$Msd = (0.175 \cdot 34.15) + (0.15 \cdot 34.15) = 11.10 \text{ kg} \frac{\text{SS}}{\text{d}}$$

Donde:

Msd: Masa de sólidos, kg SS/d.

C: Carga de sólidos, kg SS/d.

Determinando el volumen diario de lodos:

$$Vld = \frac{Msd}{p \cdot \left(\frac{S\%}{100}\right)} = \frac{11.10}{1.04 \cdot \left(\frac{9}{100}\right)} = 118.5 \frac{\text{L}}{\text{d}}$$

Donde:

Vld: Volumen diario de lodos, L/d.

Msd: Masa de sólidos, kg SS/d.

p: Densidad de los lodos, 1.04 kg/L.

S%: Porcentaje de solidos contenidos en el lodo, varía de 8% a 12%.

Calculando el volumen de lodos a extraerse del tanque:

$$Vel = \frac{Vld \cdot Tr}{1000} = \frac{118.5 \cdot 35}{1000} = 4.15 \text{ m}^3$$

Donde:

Vel: Volumen de lodos a extraer del tanque, m³.

Vld: Volumen diario de lodos, L/d.

Determinando el área superficial del lecho de secado:

$$Als = \frac{Vel}{h} = \frac{4.15}{0.20} = 20.75 \text{ m}^2$$

Donde:

Als: Área del lecho de secado, m².

H: Profundidad de aplicación, entre 0.20m y 0.40 m.

Revisando la carga superficial de sólidos, kg SS/m²*año:

Si $120 < Cs < 200$ kg SS/m²*año; se aceptan las dimensiones.

$$Cs = \frac{Msd \cdot 365}{Als} = \frac{11.10 \cdot 365}{20.75} = 195.25 \text{ kg} \frac{\text{SS}}{\text{m}^2 \cdot \text{año}}$$

Por lo tanto se aceptan las dimensiones.

Donde:

Cs: Carga superficial de sólidos, kg SS/m²*año

Determinando las dimensiones del lecho de secado de lodos:

Proponiendo 2 lechos de secado de lodos.

$$Als = \frac{Als}{\text{No. de unidades}} = \frac{20.75}{2} = 10.38 \text{ m}^2$$

Proponiendo un ancho del lecho de 3 m.

$$L = \frac{Als}{b} = \frac{10.38}{3} = 3.46 \approx 3.5 \text{ m}$$

Donde:

b: Ancho del lecho de secado, m.

L: Longitud del lecho de secado, m.

De esta manera en la planta se instalaran 2 lechos de secado de lodos, con un ancho de 3 m por 3.5 m de longitud y una profundidad de 1.20 m.

ANEXO 2. PLANOS.

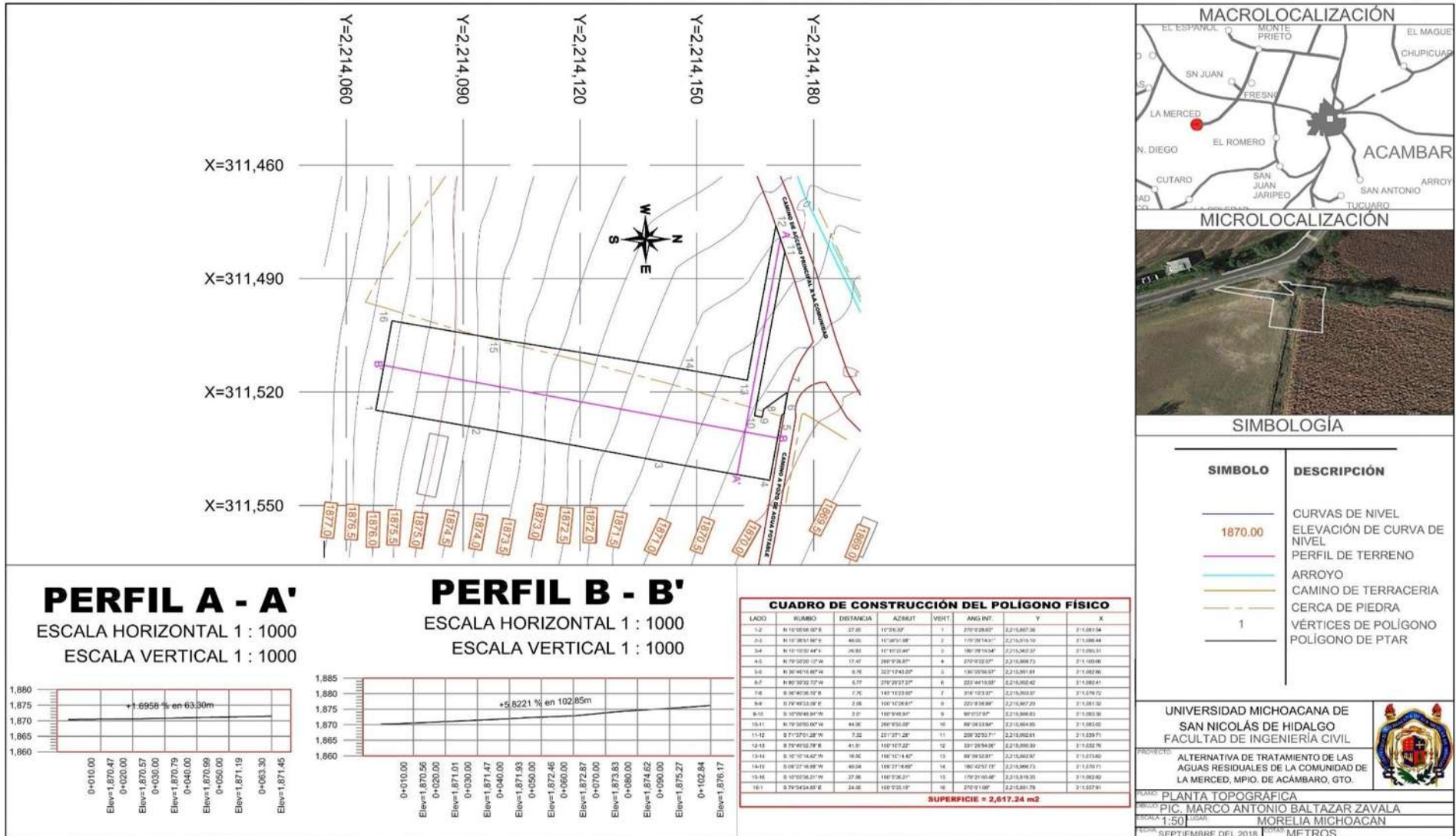


Figura A.1.- Plano topográfico para el caso en estudio.

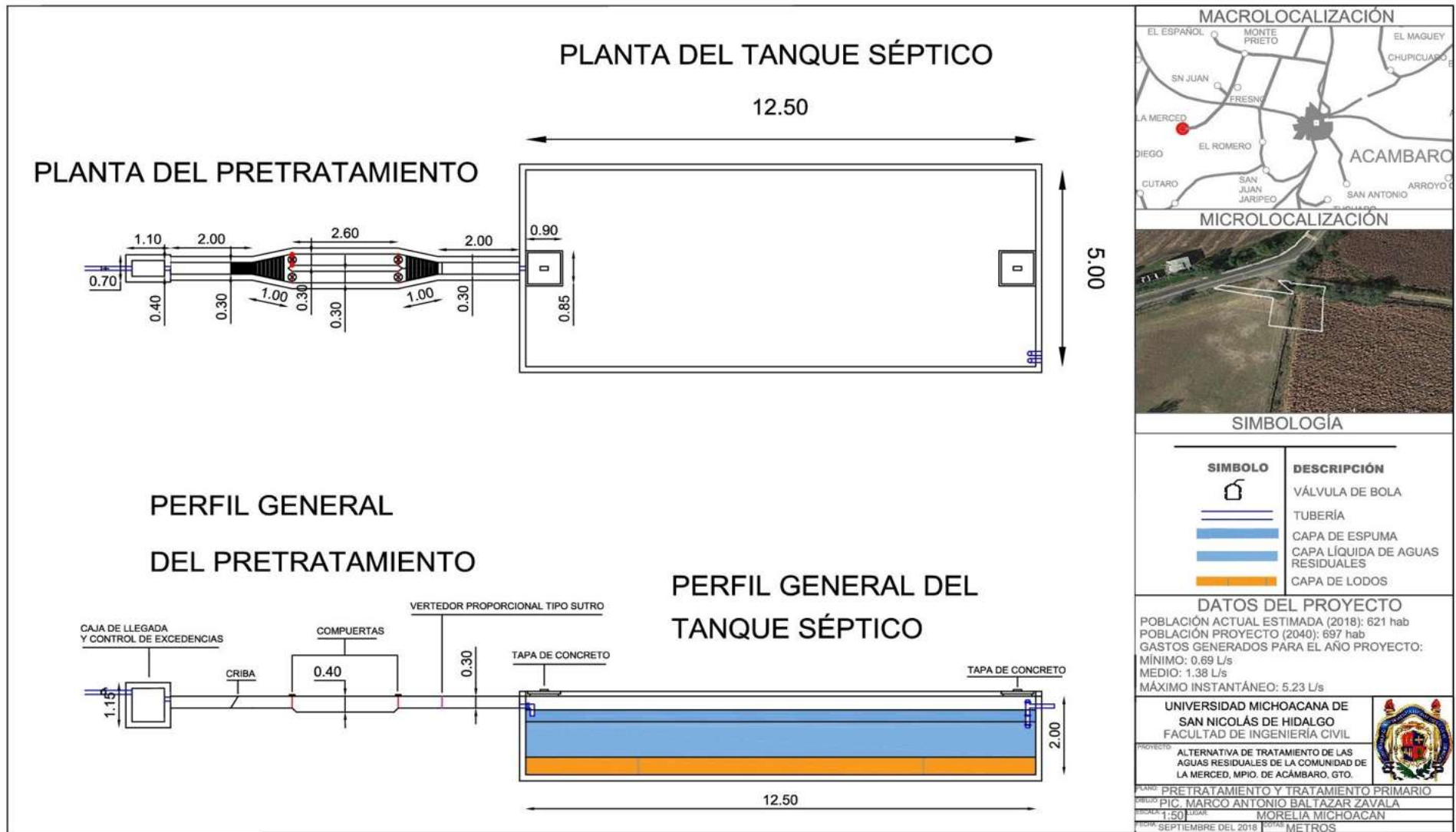


Figura A.2.- Plano de pretratamiento.

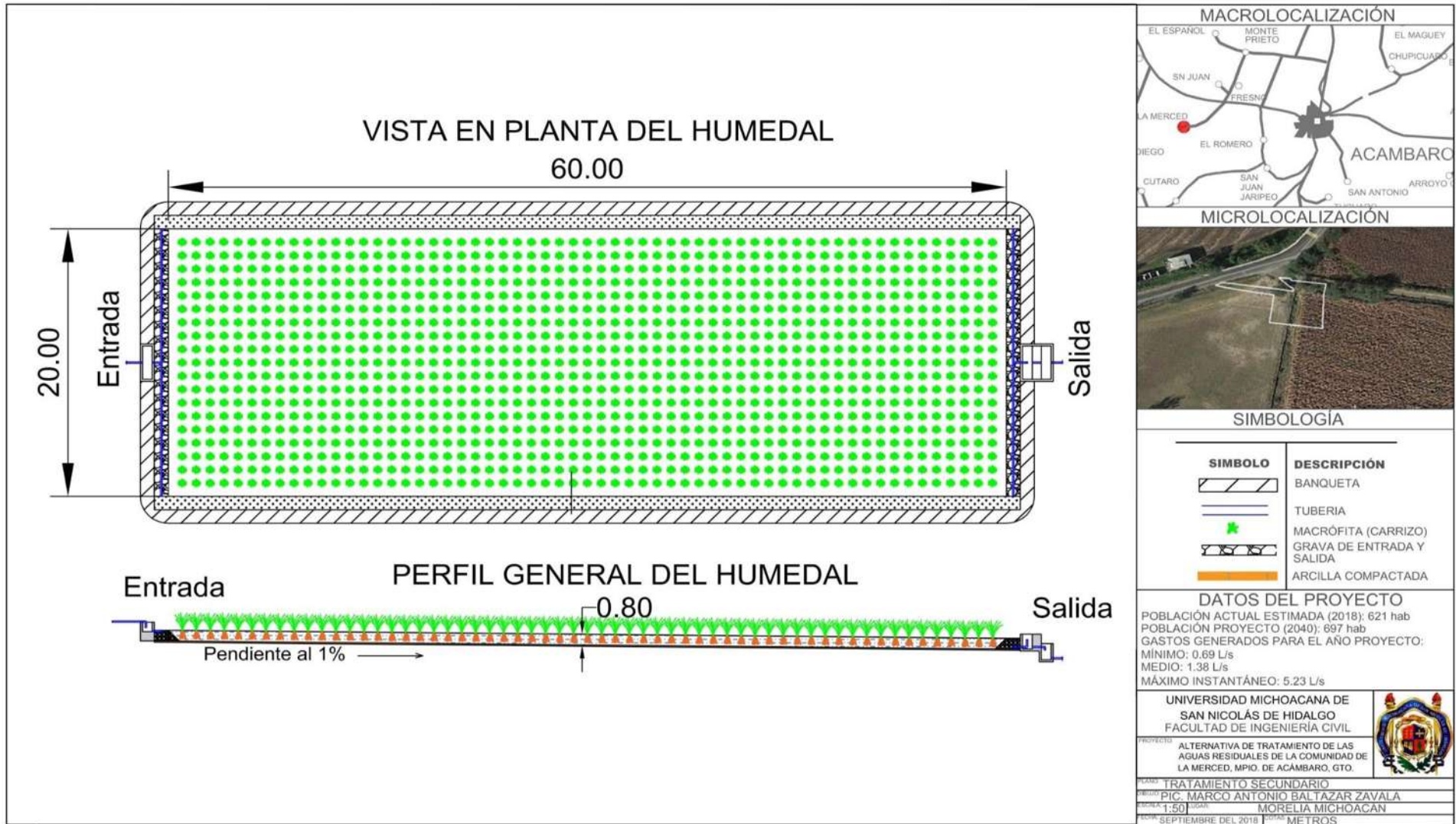


Figura A.3.- Plano de tratamiento secundario,

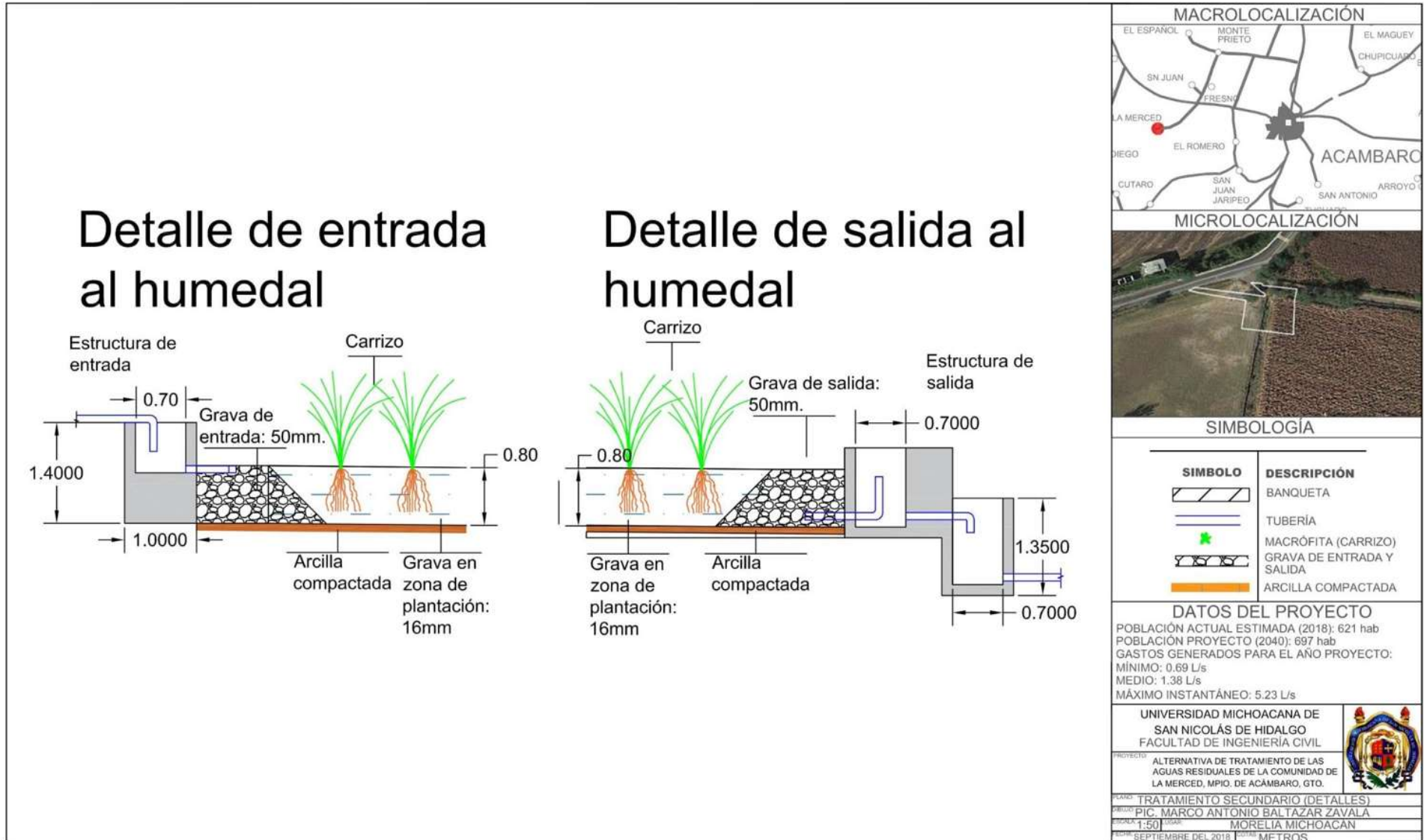


Figura A.4.- Plano de detalles del tratamiento secundario.

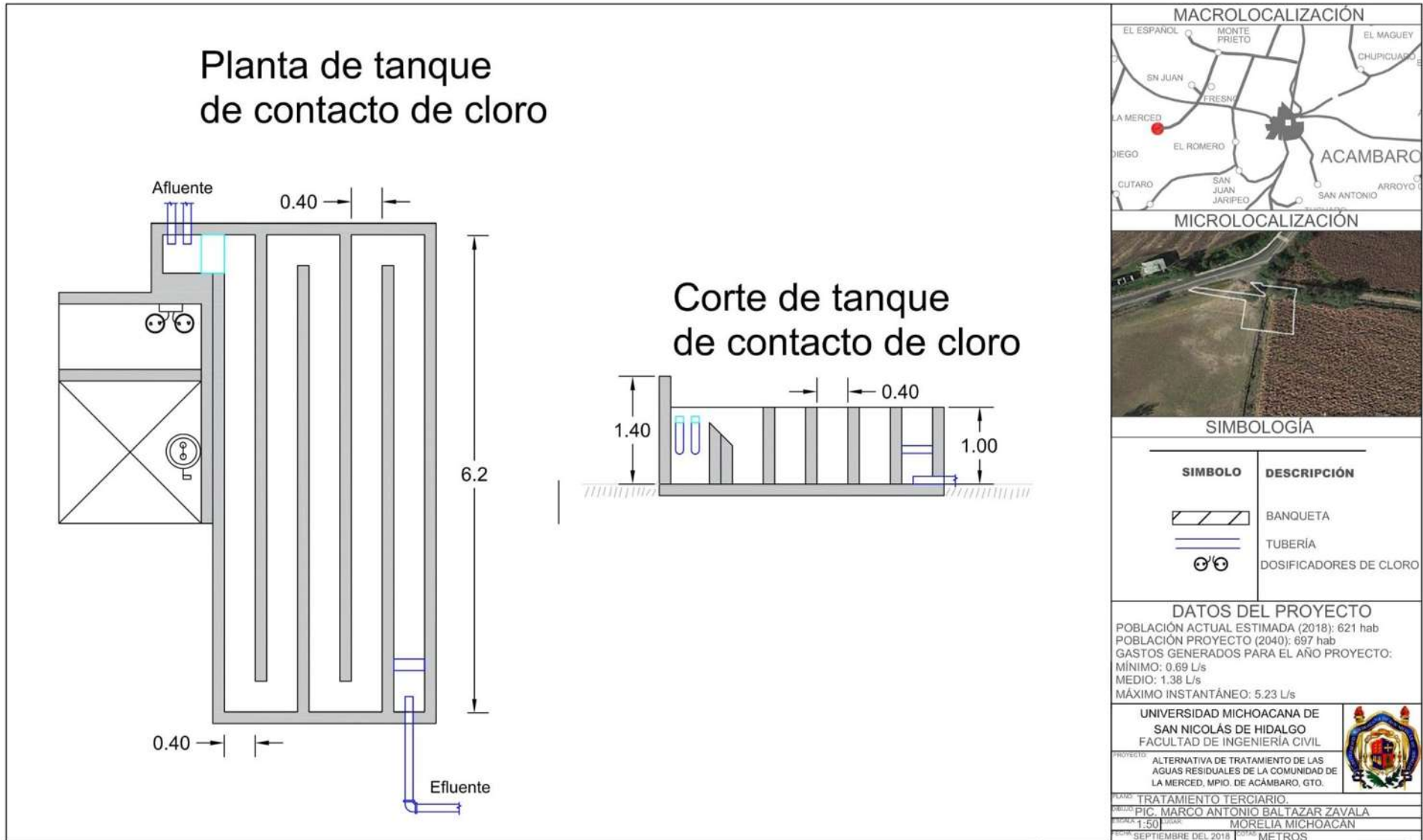


Figura A.5.- Plano de tratamiento terciario.

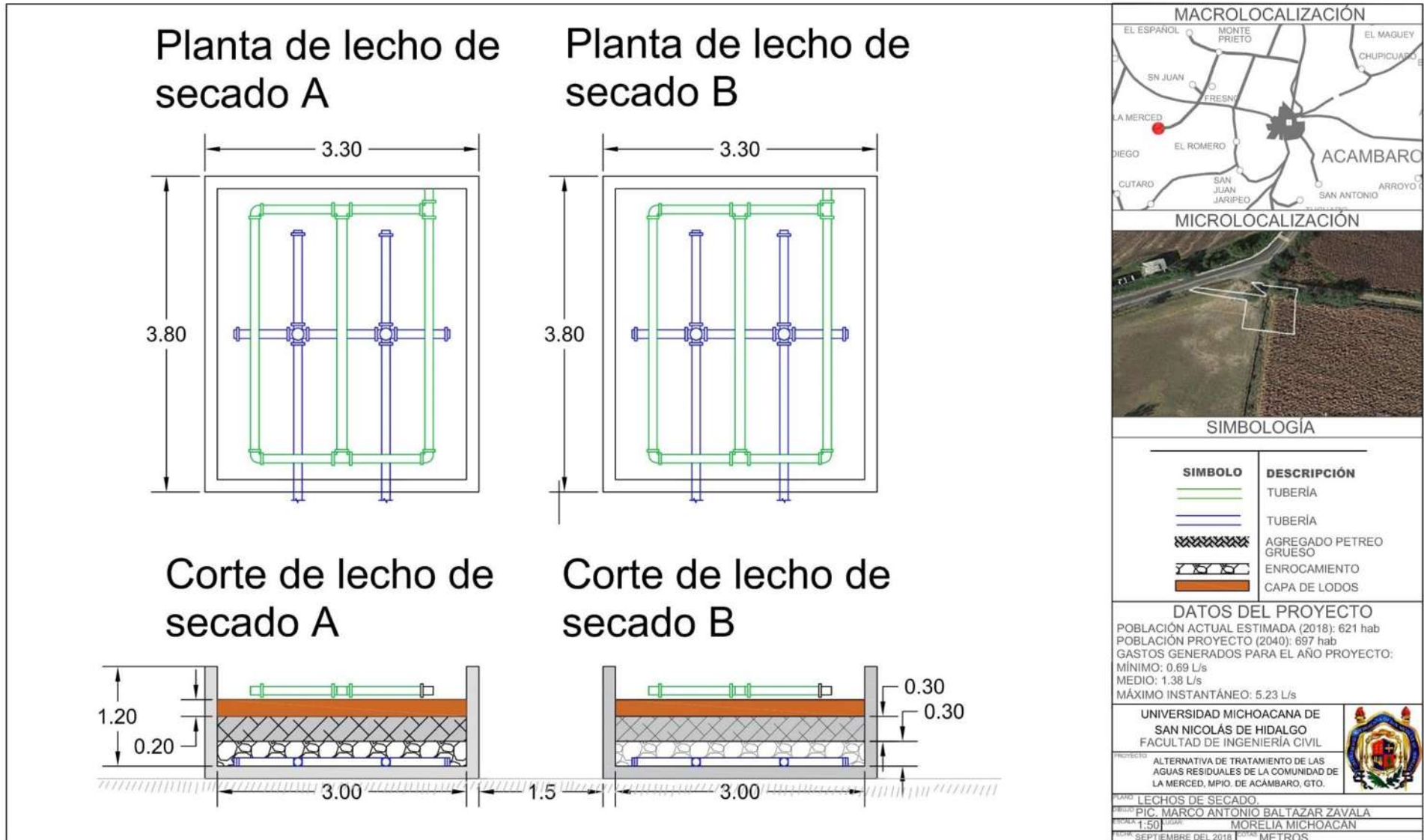


Figura A.6.- Plano de lechos de secado.

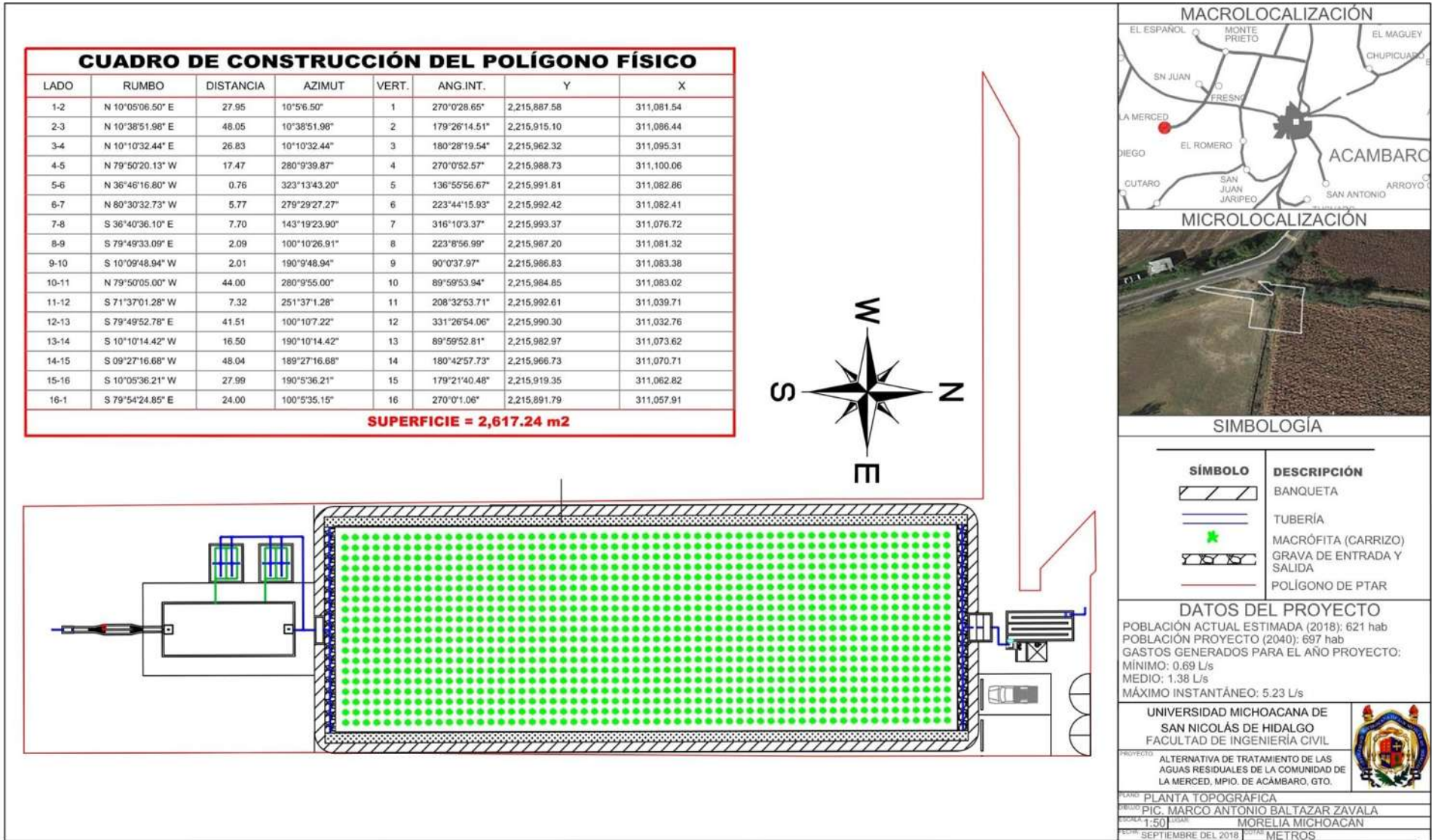


Figura A.7.- Planta de PTAR.

BIBLIOGRAFÍA

- AVALOS, E. N. (2016). *DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS, PARA LA LOCALIDAD DE LOS PILARES, MUNICIPIO DE VISTA HERMOSA, MICHOACÁN*. MORELIA, MICHOACÁN.
- Cartro, J. (2003). *Tratamiento de aguas industriales. Depuración biológica de las aguas residuales*. Barcelona.: Fundacion Universitaria Iberoamericana-Universidad de Catalunya.
- CONAGUA. (2015). *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y Tratamiento Primario*. México.
- CONAGUA. (2015). *Inventario Nacional de Plantas Municipales de Potabilización y de Tratamiento de Aguas Residuales en Operación. Diciembre 2015*. México.
- CONAGUA. (2016). *ATLAS DEL AGUA EN MÉXICO*. México.
- CONAGUA. (2016). *MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO. DATOS BASICOS PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO*. Ciudad De México.
- CONAGUA. (2016). *MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO. DESINFECCIÓN PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO*. . CIUDAD DE MÉXICO.
- CONAGUA. (2016). *MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO. DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES: TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS*. CIUDAD DE MÉXICO.
- CONAGUA. (2016). *MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTERILLADO Y SANEAMIENTO. SISTEMAS DE MEDICION DEL AGUA: PRODUCCIÓN, OPERACIÓN Y CONSUMO*. CIUDAD DE MEXICO.
- Crites, R., & Tchobanoglous, G. (2000). *Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones*. Santafé de Bogota: McGraw-Hill.
- Delgadillo, O., Camacho, A., F. Pérez, L., & Andrade, M. (2010). *Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales*. Cochabamba, Bolivia.
- Hernandez, A. (1998). *Depuración de aguas residuales*. Madrid: Canales y Puertos Colegio de Ingenieros de Caminos.
- IMTA. (1988). *Manual de diseño de estructuras de aforo*. Cuernavaca: Formularios e impresos de Cuernavaca.

- Martel, A. B. (2002). *ASPECTOS FISICOQUIMICOS DE LA CALIDAD DEL AGUA*.
- Mendonca, S. R. (2000). *Sistemas de estabilización: Como utilizar aguas residuales tratadas en sistemas de riego*. Santa fe de Bogota: McGraw-Hill.
- Metcalf & Eddy, INC. (1998). *Ingenieria de aguas residuales*. McGraw-Hill.
- Pérez Piña, J. L., & Bocanegra Solorio, A. (2010). *Acámbaro Lugar de Magueyes*. Guanajuato: Gobierno del Estado de Guanajuato.
- Ramalho, R. (1983). *TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES*. BARCELONA: Reverté S. A.
- Ramos Olmos, R., Sepúlveda Marquès, R., & Villalobos Moreto, F. (2003). *El agua en el medio ambiente:muestreo y anàlisis*. Mèxico: Universidad Autònoma de Baja California: Plaza y Valdès.
- REPISO, P. (2003). *Tratamiento de aguas residuales mixtas para una poblacion superior a 100 000 habitantes equivalentes*.
- Repiso, P. G. (2011). *Tratamiento de aguas residuales mixtas para una población superior a 100.000 habitantes equivalentes*. Sabadell.
- SEMARNAT. (1996). *NOM-001-SEMARNAT-1996, QUE ESTABLECE LOS LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES*. Ciudad De México.
- SEMARNAT. (1996). *NOM-002-SEMARNAT-1996, QUE ESTABLECE LOS LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO O MUNICIPAL*. Ciudad De México.
- SEMARNAT. (1997). *NOM-003-SEMARNAT-1997, QUE ESTABLECE LOS LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS QUE SE REUSEN EN SERVICIOS AL PÚBLICO*. Ciudad De México.
- SRH. (1975). *Sistemas Economicos de Tratamiento de Aguas Residuales Adecuados a las Condiciones Nacionales*. Ciudad de México.
- Tomasini Ortiz, A. C. (2001). *Muestreo y preservación para coliformes fecales y huevos de helminto*. Jiutepec: IMTA.
- UMSNH. (2017). *MANUAL DE PRACTICAS DE LABORATORIO DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL*. Morelia, Michoacán.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.- Esquematación de los sólidos presentes en el agua residual..	9
Figura 1.2.- Parámetros químicos a medirse en aguas residuales.....	13
Figura 1.3.- Curva característica de DBO, por oxidación con carbono orgánico..	14
Figura 1.4.- Caudal tratado en México. Referencia: CONAGUA, 2016.	34
Figura 1.5.- Principales procesos de tratamiento de aguas residuales municipales en México.....	36
Figura 1.6.- Principales procesos de tratamiento de aguas residuales municipales en México por caudal tratado, 2015..	37
Figura 2.1.- Ubicación de Acámbaro en México.	41
Figura 2.2.- Localización del municipio de Acámbaro en Guanajuato.	42
Figura 2.3.- Localización de la comunidad La Merced, en el municipio de Acámbaro.	42
Figura 2.4.- Imagen satelital. Referencia: Google Earth, 2018.	43
Figura 2.5.- Tramo de Carta Geológico-Minera ACÁMBARO F14C84, Guanajuato y Michoacán..	45
Figura 2.6.- Población de la localidad de La Merced, Acámbaro, Guanajuato....	53
Figura 2.7.- Grafica de proyección de población por el método aritmético.	55
Figura 2.8.- Grafica de proyección de población.	57
Figura 2.9.- Grafica de proyección de población.	60
Figura 2.10.- Grafica de proyección de población.	62
Figura 2.11.- Grafica de proyección de población al año 2040.	64
Figura 2.12.- Imagen satelital de la propuesta de terreno de la planta de tratamiento de aguas residuales..	71
Figura 2.13.- Plano topográfico para el sitio en estudio.....	72
Figura 3.1.- Tren de tratamiento para el proyecto.	74
Figura 3.2.- Vertedor proporcional tipo "Sutro".	78
Figura 3.3.- Humedal subsuperficial de flujo horizontal (Vista de corte).....	81
Figura 3.4.- Vertedor triangular, cotas en centímetros.	85
Figura A.1.- Plano topográfico para el caso en estudio.	112
Figura A.2.- Plano de pretratamiento.	113
Figura A.3.- Plano de tratamiento secundario,	114
Figura A.4.- Plano de detalles del tratamiento secundario.	115
Figura A.5.- Plano de tratamiento terciario.	116
Figura A.6.- Plano de lechos de secado.....	117
Figura A.7.- Planta de PTAR.	118

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.- Características físicas, químicas y biológicas del agua residual, y actividades generadoras.	6
Tabla 1.2.- Composición típica de agua residual doméstica.....	7
Tabla 1.3.- Composición del agua residual urbana tipificada.....	10
Tabla 1.4.- Efectos de diferentes concentraciones de oxígeno disuelto en un río.	19
Tabla 1.5.- Patógenos y enfermedades de origen hídrico.	23
Tabla 1.6.- Normas Oficiales Mexicanas en materia de agua.....	25
Tabla 1.7.- Límites máximos permitidos.	29
Tabla 1.8.- Límites máximos permisibles para metales pesados y cianuros.	31
Tabla 1.9.- Límites máximos permitidos de contaminantes en aguas residuales tratadas.	32
Tabla 1.10.- Normas Mexicanas en materia de agua.	32
Tabla 1.11.- Descargas de aguas residuales municipales y no municipales.	33
Tabla 1.12.- Resumen del inventario nacional de plantas municipales de tratamiento de aguas residuales en operación.....	34
Tabla 1.13.- Plantas Municipales de Tratamiento de Aguas Residuales en Operación en el estado de Guanajuato en Diciembre del Año 2015.....	37
Tabla 2.1.- Evolución de la población y vivienda.	46
Tabla 2.2.- Evolución de la población.	46
Tabla 2.3.- Distribución de la población por edad, censo 2010.....	47
Tabla 2.4.- Promedio de las aguas domésticas normales.	50
Tabla 2.5.- Características de aguas residuales municipales por tamaño de población.....	51
Tabla 2.6.- Resumen de datos de diseño.	52
Tabla 2.7.- Desarrollo del método aritmético para el caso en estudio.	54
Tabla 2.8.- Proyección de población a 20 años.	55
Tabla 2.9.- Desarrollo del método geométrico para el caso en estudio.	56
Tabla 2.10.- Proyección de la población a 20 años.	57
Tabla 2.11.- Desarrollo del método de mínimos cuadrados al caso en estudio. ...	58
Tabla 2.12.- Calculo de variables “a” y “b”.	59
Tabla 2.13.- Proyección de población.....	59
Tabla 2.14.- Desarrollo del método para el caso en estudio.....	61
Tabla 2.15.- Despeje de “a” y “b”	62
Tabla 2.16.- Proyección de población.....	62
Tabla 2.17.- Resumen de proyecciones por los cuatro métodos.	63
Tabla 2.18.- Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante.	65
Tabla 2.19.- Resumen de gastos de diseño.	70
Tabla 3.1.- Rejillas.	75

Tabla 3.2.- Eficiencia de rejillas.	76
Tabla 3.3.- Materiales empleados en el diseño y construcción de humedales subsuperficiales de flujo horizontal.....	82
Tabla 3.4.- Parámetros de diseño de humedal subsuperficial de flujo horizontal. 82	
Tabla 3.5.- Resumen del tren de tratamiento.....	88