



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PTAR EL PUERTO MAGÚ: ESTUDIO PRELIMINAR.

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

GONZÁLEZ ÁLAMO MOISÉS

DIRECTOR DE TESIS:

I.E. GARCÍA GARCÍA JOSÉ ANTONIO

MÉXICO D.F. 2015





UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/041/15

Señor
MOISÉS GONZÁLEZ ALAMO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor E.I. JOSÉ ANTONIO GARCÍA GARCÍA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"PTAR EL PUERTO MAGÚ: ESTUDIO PRELIMINAR"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. AGUAS RESIDUALES
- III. AUTODEPURACIÓN
- IV. EFECTOS DE LA CONTAMINACIÓN DE UN CURSO DE AGUA
- V. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES
- VI. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
- VII. DATOS DE LA POBLACIÓN
- VIII. ELECCIÓN DEL TREN DE TRATAMIENTO
- IX. DIMENSIONAMIENTO
- X. ANÁLISIS HIDRÁULICO
- XI. BITÁCORA DE OBTENCIÓN DE DATOS BÁSICOS
- XII. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA
- ANEXOS

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 16 junio 2015.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

Gracias.

A Dios.

A Mercedes Álamo Santos y a Macario González Saldaña. A quienes, por bendición de Dios, llamo padres. Por enseñarme cosas de infinito valor, por su guía y apoyo, porque por ellos hoy veo realizada una de mis metas en la vida. Por todo lo que he recibido de ellos que en conjunto es muestra de su gran amor hacia mí.

A Raúl, a Miguel y a Eric. Mis hermanos. Porque juntos comenzamos a conocer el mundo y por las experiencias que hemos vivido que en definitiva me condujeron a ser quien soy ahora.

A mis Maestros. Por todos los conocimientos que me dieron a lo largo de mis estudios hasta el día de hoy que terminé mi formación como Ingeniero civil.

A la Facultad de Ingeniería. Mi alma mater. Porque en sus aulas, laboratorios y demás, adquirí una nueva percepción del mundo y la manera de resolver problemas, no solo los concernientes a la ingeniería.

A la Universidad Nacional Autónoma de México. Por haberme concedido la oportunidad de una formación para hacer un cambio positivo en mi entorno.

RESUMEN

Una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (**PTAR**) es un sistema que tiene como objetivo depurar los **contaminantes** de las aguas residuales (**AR**) mediante **procesos y operaciones unitarios**. De manera natural en el río se realiza este proceso de **autodepuración**, con una capacidad determinada por el gasto, la temperatura, el oxígeno disuelto, la flora y la fauna, etc

En el **río El Puerto Magú**, ubicado en el municipio de **Nicolás Romero, Estado de México**, se han descargado las aguas residuales de la localidad sin tratamiento desde hace 15 años y actualmente se presentan condiciones insalubres y perjudiciales para la flora y fauna locales.

Hoy en día existe una población aproximada de 4,959 habitantes que genera una **aportación** de 4.5925 L/s y se estima que para el año 2025 (**periodo de diseño** de 10 años) la población llegue a ser de 7,939 habitantes, generando un gasto de **7.3509 L/s** ($635.12 \text{ m}^3/\text{día}$). La tasa de crecimiento de la población hace aún más grave la situación pues incrementa el ya crítico **grado de presión Hídrica** y, por otra parte, la región que comprende al Estado de México y al Distrito Federal es la que presenta más **conflictos por el uso del agua** a nivel nacional, por lo que es conveniente incluir una PTAR en la gestión integral del agua.

El **Nivel de tratamiento** depende de la calidad del **influyente** y la del **efluente**, siendo la primera una característica propia de cada población, mientras que la segunda la rigen normas emitidas por las autoridades según el reúso que se le dé al agua tratada. En primera instancia el gobierno federal, a través de la SEMARNAT, la Comisión Nacional del Agua (**CONAGUA**), la Ley de Aguas Nacionales (**LAN**) y la ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente (**LGEEPA**), se encarga de los ordenamientos legales y normativos para el tratamiento de aguas residuales. Específicamente, en la NOM-001-SEMARNAT-1996 se establecen los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.

Se elegirá un tren de tratamiento tomando en cuenta la preparación del **diagrama de flujo**, la **obtención de los datos básicos de diseño**, **balance de sólidos** (basado en una caracterización de valores promedio), **análisis hidráulico** e **implantación**. El tratamiento usará el sistema de **lodos activados**, que es de los más usados en el país. Lodos activados es una tecnología en donde los microorganismos degradan la materia orgánica a elementos más simples en presencia de oxígeno.

Las condiciones topográficas del lugar representan una ventaja en la etapa de operación, pues el funcionamiento hidráulico en su mayor parte es a **gravedad**, por lo que se requiere de menores costos por bombeo, lo cual aumenta su **factibilidad económica**.

El agua tratada se utilizará para riego pues la localidad cuenta con **actividades agrícolas**, que tradicionalmente son de temporada. Así mismo se utilizarán los residuos sólidos tales como fosfatos y nitratos (fertilizantes), de esta manera se pretende aprovechar al máximo los recursos resultantes de la operación de la PTAR, además de evitar **rellenos sanitarios**.

Con este **estudio preliminar** se espera sea un proyecto sustentable que cumpla con la legislación vigente y que la comunidad de El Puerto Magú, se beneficie con la preservación y conservación de los recursos naturales y un ambiente sano.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
JUSTIFICACIÓN	6
OBJETIVOS.....	10
OBJETIVOS GENERALES	10
OBJETIVOS PARTICULARES	10
I. ANTECEDENTES	11
II. AGUAS RESIDUALES.....	14
2.1. APORTACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	14
2.2. CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL	14
2.2.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	15
2.2.2. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	16
2.2.3. CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	18
2.3. COMPOSICIÓN TÍPICA DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS.....	19
2.4. CONTAMINANTES IMPORTANTES EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....	21
III. AUTODEPURACIÓN	22
3.1. CUERPO RECEPTOR. RÍO EL PUERTO Y PRESA LA CONCEPCIÓN	24
IV. EFECTOS EN LA CONTAMINACIÓN DE UN CURSO DE AGUA.....	29
4.1. NUTRIENTES Y EUTROFIZACIÓN	30
V. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	31
5.1. SEGÚN EL MEDIO DE TRATAMIENTO DE LOS CONTAMINANTES.....	31
5.1.1. OPERACIONES UNITARIAS	31
5.1.2. PROCESOS UNITARIOS.....	32
5.2. SEGÚN LA FASE DE DEPURACIÓN.....	33
5.2.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR	34
5.2.2. TRATAMIENTO PRIMARIO	34
5.2.3. TRATAMIENTO SECUNDARIO	34
5.2.4. TRATAMIENTO TERCIARIO	34
5.3. SEGÚN EL COSTO DE LA DEPURACIÓN.....	35
5.3.1. TECNOLOGÍAS DE BAJO COSTO	35
5.3.2. MÉTODOS CONVENCIONALES.....	35

VI.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	37
6.1.	DIAGRAMA DE FLUJO	37
6.2.	OBTENCIÓN DE LOS DATOS BÁSICOS DE DISEÑO	38
6.3.	BALANCE DE SOLIDOS	39
6.4.	LINEA PIEZOMÉTRICA.....	39
6.5.	IMPLANTACIÓN	39
VII.	DATOS DE LA POBLACIÓN	41
7.1.	UBICACIÓN	41
7.2.	CLIMA	42
7.3.	ÁREA DE LA POBLACIÓN.....	45
7.4.	ACTIVIDADES ECONÓMICAS.....	46
7.5.	GASTO ACTUAL.....	48
7.6.	CALCULO DE LA POBLACIÓN ACTUAL.....	48
7.7.	PERIODO DE DISEÑO	48
7.8.	POBLACION PROYECTO	50
7.9.	GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO Y GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO	51
7.10.	GASTOS ACTUALES EN <i>Ls</i>	52
7.11.	GASTOS FUTUROS EN <i>Lhabdía</i>	52
7.12.	GASTOS FUTUROS EN <i>Lseg</i>	52
7.13.	LIMITES MÁXIMOS PERMITIDOS NOM-001-SEMARNAT-1996	53
7.14.	CARACTERIZACIÓN DEL AGUA RESIDUAL.....	55
7.15.	INFLUENTE Y EFLUENTE.....	56
VIII.	ELECCIÓN DEL TREN DE TRATAMIENTO	57
8.1.	DIAGRAMA DE FLUJO DE LA PTAR EL PUERTO MAGÚ.	59
8.2.	DATOS BASICOS DE DISEÑO DE LA PTAR EL PUERTO MAGÚ	60
IX.	DIMENSIONAMIENTO	61
9.1.	PRE TRATAMIENTO	61
9.1.1.	REJAS	61
9.1.2.	CANAL DE REJAS	63
9.1.3.	CANAL DESARENADOR	65
9.1.4.	VERTEDOR PROPORCIONAL	66
9.2.	TRATAMIENTO PRIMARIO	67
9.2.1.	SEDIMENTADOR PRIMARIO	67
9.3.	TRATAMIENTO SECUNDARIO	72
9.3.1.	SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS	72
9.3.2.	SEDIMENTADOR SECUNDARIO.....	76

9.3.3. DESINDFECCION DEL ELFUENTE	79
9.4. IMPLANTACIÓN	82
9.4.1. DESCRIPCION DEL TERRENO.....	82
X. ANÁLISIS HIDRÁULICO.....	85
XI. BITÁCORA DE OBTENCIÓN DE DATOS BÁSICOS	86
XII. CONCLUSIONES	89
BIBLIOGRAFÍA.....	90
Anexo 1. Pre tratamiento.....	92
Anexo 2. Tratamiento primario.....	100
Anexo 3. Tratamiento secundario.....	110
Anexo 4. Desinfección del efluente.....	135



INTRODUCCIÓN

El presente trabajo abarca el estudio preliminar para el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales que será ubicada en la localidad de **El Puerto Magú**, municipio de Nicolás Romero, Estado de México.

Actualmente la localidad en cuestión cuenta con los servicios **de abastecimiento y distribución de agua potable** (proveniente de pozos) **y alcantarillado municipal** que comenzó su funcionamiento en el año 2000.

El sistema de alcantarillado **descarga en el Río El puerto Magú** (Figura i), el cual nace en **Santa María Cahuacan**, perteneciente al mismo municipio, siendo alimentado por corrientes intermitentes y manantiales (Figuras ii y iii) en dirección norponiente-noreste y llega a la **Presa La Concepción**, localizada en el municipio de Tepotzotlán, Estado de México.



Figura i. Punto de descarga de las aguas residuales de El Puerto Magú. Mapas INEGI



Figura ii. Y Figura iii. Manantiales ubicados a lo largo del margen derecho del río El Puerto cerca del punto de descarga

Durante el estiaje en “Las Carretas” que es la parte más alta, en donde nace el río se encuentra seco con algunas partes en donde se pueden apreciar algunos charcos (figuras iv y v) y a unos 3 000 m aproximadamente aguas abajo ya es apreciable un caudal significativo.

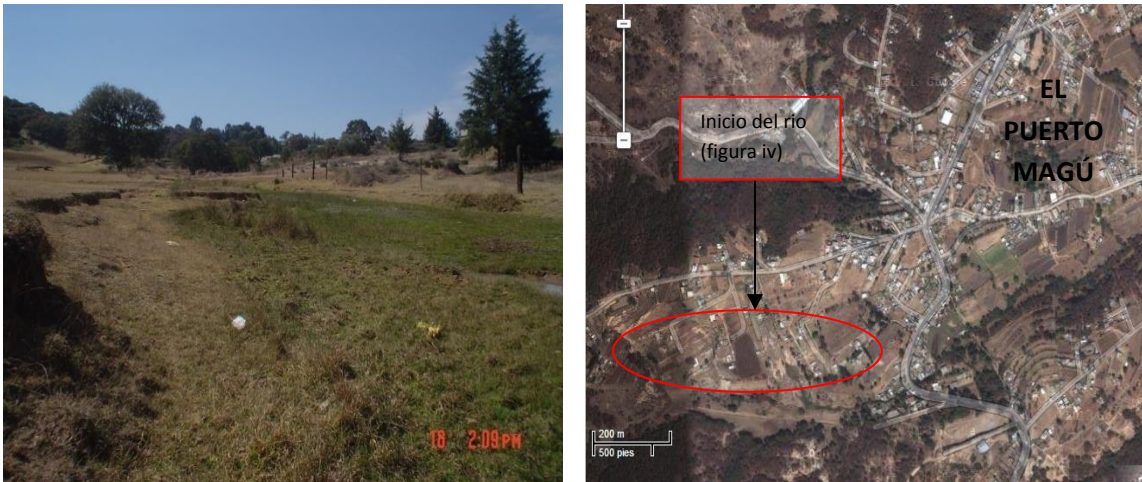


Figura iv y Figura v. En la primera imagen se aprecian los charcos que más adelante forman el río El puerto (fotografía tomada por Moisés González Álamo). En la segunda imagen se muestra la ubicación de la primera fotografía (Google Maps)

Se definen los **posibles usos** que se le darán a las aguas residuales tratadas y se determina el **nivel de tratamiento** adecuado para tal fin. Adicionalmente se busca una solución para el **manejo de los residuos** que resultan de las operaciones y procesos unitarios durante el tratamiento de las aguas residuales, principalmente los lodos. Se busca aprovechar los nutrientes de los lodos para ser utilizados como **fertilizantes agrícolas** ya que en la zona se tienen como actividades económicas las **actividades agrícolas**.



En época de lluvias el río puede alcanzar tirantes de dos metros de altura debido a que es una **zona de lomeríos** y recibe aportaciones de varias zonas, tales como El Puerto, Las Carretas, El Esclavo, etc.

Como se puede apreciar en las fotografías de las Figuras vi a viii la basura fue arrastrada por el agua quedando atrapada en las ramas de los árboles que están al margen del río.



Figura vi. En la imagen se puede apreciar la basura que queda atrapada en las ramas de los árboles durante las avenidas en tiempo de lluvias. La altura es de aproximadamente 2m. Fotografía tomada por Moisés González Álamo



Figura vii. Zona de descarga del sistema de alcantarillado del Puerto Magú. Fotografía de Moisés González Álamo



Figura viii. Rio el puerto en estiaje, se puede apreciar la basura arrastrada durante una avenida que queda atrapada entre las ramas de los árboles, lo cual indica que el caudal que pasa por aquí es bastante considerable. Fotografía tomada por Moisés González Álamo

El municipio de Nicolás Romero, a través del Plan de Desarrollo Municipal 2013-2015, contempla un programa de protección al ambiente cuyo objetivo es **mantener las reservas de mantos acuíferos para la reutilización como agua de riego al núcleo de población que lo requiera o con conflictos por el uso de agua**. Como línea de acción pretende construir instalaciones de tratamiento de aguas residuales.

Hasta el momento este es el único intento por contar con instalaciones de saneamiento de este tipo por lo que sería algo nuevo solicitar recursos para su construcción. Una ventaja es el hecho de que en materia de protección al ambiente se están haciendo varios planes tanto a nivel municipal como estatal y federal.

Debido a la **topografía** del lugar el sistema tendrá un **funcionamiento a gravedad**, al igual que todo el sistema de alcantarillado, por lo que se espera que en la operación de la planta se cuente con un mínimo necesario de bombas, lo que representa una



ventaja económica en la operación ya que no se destinaran **costos para bombeo** y el **consumo energético** será mínimo.

El **objetivo** final que se persigue con este tipo de infraestructura es la **protección del ambiente**. Actualmente se cuenta con una amplia gama de procesos y operaciones que garantizan el nivel de tratamiento requerido para cada caso en específico, quedando a criterio del diseñador la elección de los trenes de tratamiento más convenientes desde los puntos de vista técnico y económico. En el presente trabajo se propone el uso del sistema de lodos activados por tratarse de una tecnología que ha sido ampliamente usada a lo largo y ancho del país y por qué ha demostrado ser de los más eficientes.

El tratamiento de aguas residuales representa una parte del manejo integral del agua, y aunado al abastecimiento y la distribución, deben garantizar la disponibilidad del recurso, por tal motivo es también importante el correcto uso del agua, por parte de los usuarios en general, para evitar una contaminación excesiva. Esto se lograra haciéndole ver a la gente que resulta más caro un nivel de tratamiento más intensivo y más aún que el agua es un recurso vital en cualquier economía.



JUSTIFICACIÓN

El estudio preliminar para la planta de tratamiento de aguas residuales en la localidad El Puerto Magú, municipio de Nicolás Romero, Estado de México, obedece a razones de **preservación de recursos hídricos**. Actualmente la localidad no cuenta con un sistema para tratar sus aguas residuales y las descargas se realizan en el río el Puerto. Otro aspecto que agrava la situación es que la localidad ha tenido un **incremento de población elevado**. En el censo de 2005 la población era de 1,873 habitantes y en el censo de 2010 fue de 3,433 lo cual representa un incremento del 83% en cinco años: si la tendencia se hubiera mantenido igual, la población actual entonces sería de 6,300 habitantes aproximadamente. El problema de la creciente población recae en el hecho de que las descargas en el presente exceden la capacidad de **autodepuración** del cuerpo de agua receptor y su consecuente deterioro principalmente por acumulación de lodos y disminución de oxígeno disuelto. La Figura ix muestra la acumulación de lodos cerca de la zona de descarga.



Figura ix. Lodo acumulado en el río El Puerto debido a las descargas de agua residual sin tratar. Fotografía tomada por Moisés González Álamo



A la vez que se cuidan los recursos hídricos también se pretende lograr la **preservación y conservación de la flora y fauna local** y su inherente imagen estética por tratarse de una zona en donde todavía se cuenta con **áreas verdes naturales** que representan recursos naturales. También es importante tomar en cuenta las cuestiones de **salud pública**, pues aguas abajo del punto de descarga se encuentran las poblaciones de **Santa Catarina y Santa Ana Sur**. Aunque el agua no es utilizada para consumo humano pueden provocar enfermedades tales como tifoidea, dengue, amebiasis, disentería, gastroenteritis, hepatitis A y cólera, por mencionar algunas. Además, después de la presa La Concepción el agua es usada para el **riego de sembradíos de alfalfa, lechuga** y otros productos agrícolas

Las aguas residuales, después de ser tratadas, se pueden **reutilizar** o se pueden **reintegrar al ambiente** de tal manera que no generen alteraciones considerables tal como lo establece la **ley general de equilibrio ecológico y protección al ambiente (LGEEPA)**. Este proceso de vertido se puede considerar como una reutilización a largo plazo, ya que el agua se introduce nuevamente al ciclo hidrológico.

El tema de tratamiento de aguas residuales no es muy conocido, en la mayoría de los casos, en **poblaciones pequeñas** debido a que no siempre se perciben los efectos negativos que causa el vertido de estas, sin embargo está demostrado que hay repercusiones ecológicas, sociales y económicas. Es un tema que nos debe concernir a todos y vislumbrarlo en el corto, mediano y largo plazo ya que si no cuidamos los recursos hídricos con los que contamos actualmente, será más costoso obtenerlos en el futuro además de que la calidad no será la misma. En el mismo sentido es importante la preservación de la flora y la fauna nativas que son afectadas por los contaminantes que acompañan a las aguas residuales.

Para tal propósito la Ley General de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente (**LGEEPA**) establece los criterios para la **prevención y control de la contaminación** del agua, mediante la expedición de **normas oficiales mexicanas** con la finalidad de evitar riesgos y daños a la salud pública. Así mismo formula las normas para la infiltración y descarga de aguas residuales en cuerpos receptores considerados aguas nacionales.

Para ser precisos, en el **artículo 92** de la Ley General de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente, en el título tercero, *“aprovechamiento sustentable de los elementos naturales”*, capítulo primero, *“aprovechamiento sustentable del agua y de los ecosistemas acuáticos”*, dice:



*“Con el propósito de asegurar la disponibilidad del agua y abatir los niveles de desperdicio, **las autoridades competentes promoverán** el ahorro y uso eficiente del agua, **el tratamiento de aguas residuales y su reúso.**”*

Y de acuerdo al **artículo 117:**

*“Para la **prevención y control de la contaminación del agua** se considerarán los siguientes criterios:”*

Inciso II:

*“**Corresponde al Estado y la sociedad** prevenir la contaminación de ríos, cuencas, vasos, aguas marinas y demás depósitos y corrientes de agua, incluyendo las aguas del subsuelo”*

Inciso IV:

*“Las aguas residuales de origen urbano **deben recibir tratamiento previo a su descarga en ríos**, cuencas, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua, incluyendo las aguas del subsuelo”*

En **artículo 121** se lee:

*“**No podrán descargarse o infiltrarse** en cualquier cuerpo o corriente de agua o en el suelo o subsuelo, **aguas residuales que contengan contaminantes, sin previo tratamiento y el permiso o autorización de la autoridad federal**, o de la autoridad local en los casos de descargas en aguas de jurisdicción local o a los sistemas de drenaje y alcantarillado de los centros de población”*

El artículo 122:

*“Las **aguas residuales** provenientes de usos públicos urbanos y las de usos industriales o agropecuarios que se descarguen en los sistemas de drenaje y alcantarillado de las poblaciones o en las cuencas ríos, cauces, vasos y demás depósitos o corrientes de agua, así como las que por cualquier medio se infiltren en el subsuelo, y en general, las que se derramen en los suelos, **deberán reunir las condiciones necesarias para prevenir**”*

- i. La contaminación de los cuerpos receptores.
- ii. Interferencias en los procesos de depuración de las aguas; y
- iii. Trastornos, impedimentos o alteraciones en los correctos aprovechamientos, o en el funcionamiento adecuado de los sistemas, y en la capacidad hidráulica en las cuencas, cauces, vasos, mantos acuíferos y



demás depósitos de propiedad nacional, así como de los sistemas de alcantarillado.

Artículo 123:

*“**Todas las descargas en las redes colectoras, ríos, acuíferos, cuencas, cauces, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua y los derrames de aguas residuales en los suelos o su infiltración en terrenos, deberán satisfacer las normas oficiales mexicanas que para tal efecto se expidan, y en su caso, las condiciones particulares de descarga que determine la Secretaría o las autoridades locales. Corresponderá a quien genere dichas descargas, realizar el tratamiento previo requerido**”.*

De la misma manera la LGEEPA también establece que los equipos de tratamiento deberán estar sujetos a las normas oficiales mexicanas y que las descargas deben cumplir con cierta calidad para su reúso en la industria o en la agricultura.

Para lo cual en la norma **NOM-001-SEMARNAT-1996** establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales. El río de descarga es de tipo A de acuerdo con la ley federal de derechos.

Por el momento, y a pesar de contar con leyes que regulan el tratamiento y vertido de aguas residuales, queda como un deber cívico de la comunidad en general, dar el primer paso para contar con un sistema que dé solución a este problema, teniendo en cuenta que todavía estamos a tiempo de mitigar y contrarrestar los efectos negativos por ser una población pequeña pero que se encuentra en crecimiento.

“Toda sociedad tiene una serie de derechos que deben estar garantizados. Sin embargo, las sociedades también tienen obligaciones a la hora de planificar y llevar a cabo los programas de desarrollo de las mismas. No se pueden obtener grandes resultados de ninguna iniciativa si no se cuenta con la participación de las comunidades locales, o al menos, con una concienciación de las mismas sobre su responsabilidad en este tipo de programas y sobre los objetivos de los mismos.”



OBJETIVOS

OBJETIVOS GENERALES

Los objetivos generales que se pretenden con la propuesta de una planta de tratamiento de aguas residuales son la disminución en la contaminación del agua, para:

- Contribuir a la preservación de la naturaleza, mediante el tratamiento adecuado de residuos.
- Crear conciencia de la importancia de la preservación de los recursos naturales a la comunidad local y a comunidades vecinas.
- Mejorar la imagen paisajística de en la zona de descarga y del río en general.
- Prevenir y evitar enfermedades originadas por el uso de aguas contaminadas aguas abajo.
- Reutilizar el agua residual y los lodos producidos en actividades agrícolas.

OBJETIVOS PARTICULARES

Los objetivos antes mencionados se logran mediante la propuesta de un tren de tratamiento adecuado para la depuración de la materia en suspensión y flotante (SS), tratamiento de la materia orgánica biodegradable (DBO) y eliminación de microorganismos patógenos y virus.

Se busca un sistema que involucre de la manera más eficiente los recursos económicos, materiales, humanos, energéticos y de espacio tanto en su construcción como en su operación, y que cumpla con la legislación vigente.



I. ANTECEDENTES

El agua es el elemento que siempre está presente en el desarrollo económico de toda civilización. Desde la antigüedad los asentamientos humanos se han establecido en regiones próximas a cuerpos de agua para su uso en la agricultura y para consumo humano, dando como resultado cierto grado de prosperidad. Con la aparición de las industrias como modo de producción de bienes con su consecuente incremento poblacional, el uso del agua se ha diversificado e intensificado restándole calidad y disponibilidad.

El Abasto de agua potable hoy en día presenta un reto a nivel mundial. Por una parte el incremento de la población y la disminución de las reservas han generado conflictos por su uso en algunas regiones. El Estado de México y el Distrito federal son las entidades que presentan más conflictos a nivel nacional y son también los que presentan las densidades de población más altas. Para el caso del Estado de México la situación es aún más desfavorable debido su alta tasa de crecimiento demográfico. Por otra parte se contempla el cambio climático y la contaminación ambiental.

Conocer la disponibilidad del agua juega un papel fundamental a la hora de planificar teniendo como indicador principal la **disponibilidad natural media de agua por habitante en un año**. Con este parámetro se conoce que volumen de agua corresponde a cada habitante. En el año 2010 la disponibilidad per cápita anual en México fue de 4 090m³, que de acuerdo al World Resources Institute (WRI) se considera baja. Cuando el valor de este parámetro es inferior a 1,000 m³ la situación es alarmante pues se desencadenan problemas de desabasto para la producción agrícola y se ve comprometido el desarrollo económico. Sin embargo, la variabilidad espacial y temporal en la disponibilidad del agua acentúa el problema de disponibilidad per cápita y los 4 090 m³ con que cuenta México no son suficientes. A manera de comparación, en la cuenca del Valle de México la disponibilidad en 2010 fue de 160 m³, mientras que en la frontera sur del país fue de 22,393 m³. (Anuario Estadístico de la Comisión Nacional del Agua 2011)

Para tener un mejor aprovechamiento es necesario contar con una gestión integral del agua, en donde se dé un adecuado seguimiento desde la extracción sustentable hasta la correcta disposición a cuerpos receptores o su reúso. Actualmente se da mayor énfasis en el suministro de agua para consumo humano, seguido por obras de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales último lugar.



En México, “al concluir el año 2010, existían registradas en el país 2,186 plantas municipales de tratamiento en operación, con una capacidad total instalada de 126,847.49 L/s, que daban tratamiento a 93,600.18 l/s, equivalentes al 44.8% del agua residual generada y colectada en los sistemas municipales de alcantarillado del país.” (Inventario nacional de plantas municipales de potabilización y de tratamiento de aguas residuales en operación. Diciembre de 2011)

“Al cierre de 2011 el registro de plantas en operación aumentó a 2,289 instalaciones, con una capacidad instalada de 137,082.13 l/s y caudal tratado de 97,640.22 L/s, que significa incrementos en el ejercicio del 7.47% en cuanto a capacidad instalada y de 4.14% en caudal tratado, que permitieron alcanzar una cobertura de tratamiento de aguas residuales municipales del 46.5% en el ejercicio”, tabla I.1. (Ídem)

Tabla I. 1. Inventario nacional de plantas de tratamiento de aguas residuales

Estado	No. plantas	capacidad instalada L/s	caudal tratado L/s
Aguascalientes	132	4, 783.5	3, 351.7
Baja California	36	7, 568.6	5, 732.9
Baja California Sur	23	1, 447.5	1, 062.8
Campeche	26	<u>174.5</u>	147.3
Coahuila de Zaragoza	20	4, 956.5	3, 858.0
Colima	59	1, 773.5	1, 349.1
Chiapas	31	1, 543.5	856.0
Chihuahua	156	9, 207.3	6, 459.2
Distrito Federal	28	6, 770.5	3, 329.8
Durango	173	4, 351.9	3, 345.7
Guanajuato	62	5, 990.4	4, 443.6
Guerrero	58	3, 890.8	3, 147.0
<u>Hidalgo</u>	<u>17</u>	377.5	367.2
Jalisco	151	7, 016.3	5, 256.3
México	139	8, 743.0	6, 493.9
Michoacán de Ocampo	32	3, 654.5	2, 845.6
Morelos	50	2, 777.7	1, 810.6
Nayarit	64	2, 393.6	1, 628.4
Nuevo León	60	17, 494.0	10, 250.1
Oaxaca	69	1, 520.5	995.1
Puebla	70	3, 213.9	2, 767.8
Querétaro de Arteaga	84	2, 293.4	1, 500.3
Quintana Roo	34	2, 350.5	1, 724.2
San Luis Potosí	38	2, 509.9	2, 115.2
Sinaloa	210	5, 794.6	5, 004.1
Sonora	81	4, 932.5	3, 027.2
Tabasco	77	2, 077.9	1, 613.9
Tamaulipas	45	7, 782.8	5, 876.1
Tlaxcala	63	1, 117.2	818.5
Veracruz de Ignacio de la Llave	105	6, 911.9	5, 359.4
<u>Yucatán</u>	28	491.4	<u>99.1</u>
Zacatecas	68	1, 170.8	1, 004.3



Haciendo un análisis de la tabla anterior se puede notar que en la región norte del país (Nuevo León, Sinaloa, Aguascalientes) y el estado de México se da tratamiento a un caudal mayor y se cuenta con más infraestructura de saneamiento, debido a que también es la región más árida o con mayor densidad poblacional. Mientras que en la zona sur (Campeche, Yucatán, Chiapas), e Hidalgo es en donde se tratan caudales menores.

De las 139 plantas de tratamiento de aguas residuales en el estado de México, 14 usan procesos anaerobios, 5 usan procesos biológicos, una usa Bióticos, 2 usan procesos duales, 2 usan filtros biológicos, 3 son fosas sépticas, 1 por humedales, 17 lagunas de estabilización, **78 por lodos activados**, 1 usa tratamiento primario avanzado, 2 usan el sistema RAFA(reactor anaerobio de flujo ascendente) más filtro biológico, 6 usan RAFA o WASB, una usa RAFA más humedal, 2 usan reactor enzimático, una usa Tanque Imhof, una usa procesos terciarios, 2 usan zanjas de oxidación.

El sistema de **lodos activados** es utilizado en el **29.14%** de las PTAR (el más utilizado después de las lagunas de estabilización con 31.85%) con una **capacidad instalada del 57.47%** del total nacional y trata el **54.71% del total de las aguas residuales** que reciben tratamiento previo a su descarga.

Sin embargo solo el 37.1% del total de las aguas residuales municipales fueron tratadas (anuario estadístico CONAGUA 2011). Esto significa que el sistema de lodos activados ha tratado el 20.297% del total a nivel nacional.

En el municipio se cuenta con 5 plantas de tratamiento de aguas residuales con distintas capacidades que permiten la reutilización de aguas negras para ser utilizadas en la industria y el riego de áreas verdes. Tabla I.2

Tabla I. 2. Inventario de plantas de tratamiento de aguas residuales en el municipio de Nicolás Romero (Sistema de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Nicolás Romero 2013)

Nombre	capacidad instalada L/s	caudal tratado L/s
Ciudad Campestre	40	15.4
Cantaros III	23	15.78
Bulevares del Lago	47	47.69
Cahuacan	22	19
El Vidrio	13	6
Total	145	103.87



II. AGUAS RESIDUALES

Las aguas residuales son aquellas que contienen contaminantes, o residuos, como resultado del uso que una población le da al agua potable. Debido a que es el elemento que se usa generalmente para la mayoría de las actividades humanas y por su fácil evacuación, el agua es la que se encarga de transportar los residuos, tanto orgánicos como inorgánicos que generamos día con día a través del sistema de alcantarillado. A pesar de que la composición de los contaminantes es pequeña proporcionalmente en comparación con la del agua, los efectos negativos que puede producir en el ambiente son considerables. “El agua residual es generalmente solo el 0.06% de sólidos disueltos y suspendidos mientras que el agua representa un 99.94% “(aproximadamente según Joanne E. Drinan)

Usualmente las aguas residuales se clasifican según la fuente de contaminación, siendo más comunes las **aguas residuales domésticas** y las **aguas residuales industriales**. También se pueden subdividir en aguas de infiltración y conexiones incontroladas y agua pluvial (Metcalf y Eddy). En el presente texto solo se hará mención de las primeras.

Las **aguas residuales domésticas** o sanitarias son las que proceden de **residencias, instalaciones comerciales, públicas** y similares.

2.1. APORTACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Es común diseñar las instalaciones de saneamiento y tratamiento con un gasto que es un porcentaje del gasto que hay en las redes de distribución. Esto se debe a que no toda el agua consumida se va íntegramente a las redes de alcantarillado. También es importante señalar que no se toma en cuenta el agua de lluvia.

2.2. CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL

Los parámetros de las aguas residuales proveen información de los contaminantes físicos, químicos y biológicos necesarios para proyectar un tratamiento adecuado. Conocer estos parámetros antes y después de la descarga nos asegura que el agua residual descargada en cuerpos receptores (cuerpos de agua en general) no presentará daños o impacto al ambiente o a humanos en un amplio rango de usos al agua.



2.2.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las características físicas de las aguas residuales que nos interesan son la presencia y cantidad de sólidos, el grado de turbiedad, el color, grasas y aceites, la temperatura y el olor. La mayoría de los constituyentes físicos de las aguas residuales son retirados mediante procesos físicos como la sedimentación y el cribado. Figura II.1

2.2.1.1. SÓLIDOS EN EL AGUA

La remoción de sólidos es un proceso unitario primario en el tratamiento de aguas residuales por lo que es necesario determinar la cantidad de estos. Los sólidos totales se dividen en sólidos **suspendidos** y en sólidos **disueltos** o en sólidos **fijos** y sólidos **volátiles**. “Los sólidos suspendidos son principalmente de naturaleza orgánica. La mayor parte de los sólidos suspendidos son desechos humanos, desperdicios de alimentos, papel, trapos y microorganismos que forman una masa de sólidos suspendidos en el agua.”

2.2.1.2. OLOR Y COLOR

“El agua residual municipal fresca y aerobia tiene olor a queroseno y color gris. El agua residual con más tiempo de haber sido generada es séptica y pestífera; su olor característico es a sulfhídrico, similar al de los huevos podridos. El agua residual séptica es de color negro.”

2.2.1.3. TEMPERATURA

La temperatura de las aguas residuales es siempre ligeramente mayor que la del agua potable debido a que en las residencias se les añade calor y a que algunos componentes de las aguas residuales reaccionan exógenamente en el transcurso de su recorrido.

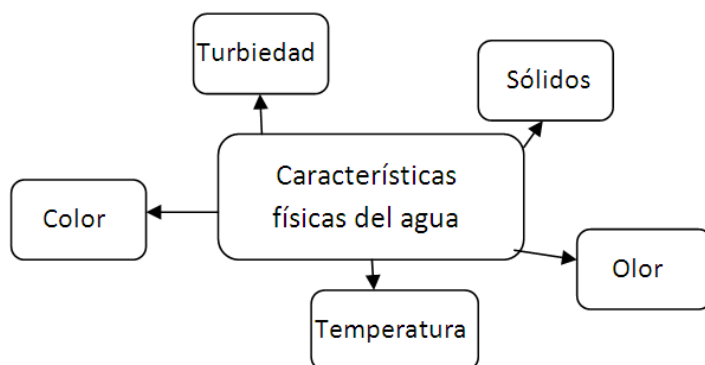


Figura II. 1
Compuestos físicos de las aguas residuales.



2.2.2. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

Los parámetros químicos que más nos interesan de las aguas residuales, por su relación en los procesos biológicos, son la alcalinidad, la presencia de metales, nutrientes, materia orgánica, pH, cloruros, nitrógeno, fósforo, y compuestos tóxicos. Figura II.2

2.2.2.1. MATERIA ORGÁNICA

En un agua residual de concentración media, un 75% de los sólidos suspendidos y un 40% de los sólidos filtrables son de naturaleza orgánica, que proceden de los reinos animal y vegetal y de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de compuestos orgánicos. Los compuestos orgánicos están compuestos principalmente por carbono e hidrogeno, formando carbohidratos, proteínas, grasas y aceites.

2.2.2.2. MATERIA INORGÁNICA

Los compuestos inorgánicos básicamente son todos aquellos que no están formados por carbono y que su origen no se debe a ningún proceso biológico.

2.2.2.3. pH

Es importante que todo tipo de aguas residuales contenga una concentración del ion hidrogeno en un nivel más o menos optimo, ya que la mayoría de los **procesos biológicos** solo se pueden llevar a cabo en **medios neutros (pH=7)**. Por otra parte, los procesos de eliminación de nutrientes y materia orgánica se hace por medio de la digestión de algunos microorganismos controlados.

2.2.2.4. ALCALINIDAD

La alcalinidad es una medida de la **capacidad del agua para aceptar electrones**, y por lo tanto es producida por bases débilmente ionizables y por bases fuertes. La alcalinidad en el agua residual se debe a la presencia de los hidróxidos, carbonatos, y bicarbonatos de los elementos tales como calcio, magnesio, sodio, potasio o amoniaco. El agua residual es generalmente alcalina. La concentración de la alcalinidad en el agua residual es importante cuando deba efectuarse un tratamiento químico y cuando haya que eliminar el amoniaco mediante arrastre por aire.



2.2.2.5. CLORUROS

Los cloruros se encuentran presentes en las heces humanas. Los cloruros en concentraciones que oscilan entre 8×10^3 y 15×10^3 mg/l también **afectan al sistema de tratamiento biológico**, pues no solo contribuyen a **reducir la tasa de remoción de la DBO**, sino que también **reducen la tasa de sedimentación de los lodos**.

2.2.2.6. NITRÓGENO

El nitrógeno es un **bioestimulante**, es decir, que estimula el crecimiento de ciertos organismos como las plantas. Es necesario conocer los datos del nitrógeno para valorar la tratabilidad de las aguas residuales domésticas mediante procesos biológicos. Cuando la cantidad de nitrógeno no sea suficiente será necesario adicionar el faltante para dar tratamiento al agua residual. En ocasiones el cuerpo receptor tiene un control de crecimiento de algas por lo que es indispensable la reducción o eliminación del nitrógeno.

2.2.2.7. FOSFORO

El fósforo es otro **bioestimulante**. Básicamente cumple con el mismo papel que el nitrógeno. También se elimina con el fin de controlar el crecimiento de algas acuáticas y demás seres vivos que se alimentan de nutrientes con fósforo.

2.2.2.8. COMPUESTOS TÓXICOS

Algunas sustancias y compuestos tóxicos son de gran importancia en el vertido de aguas residuales tales como el **cobre, plomo, plata, cromo, arsénico, y boro** debido a que son **nocivos**, en diferentes grados, **para los microorganismos**. Se debe tener especial cuidado en los procesos biológicos principalmente. Estos compuestos son de desechos industriales principalmente, pero hay que tener en cuenta que las características de las aguas residuales municipales cambian con el tiempo y en el futuro podrían contener estos compuestos.

2.2.2.9. METALES PESADOS

Trazas de muchos metales son importantes constituyentes de muchas aguas residuales. Algunos de estos metales son necesarios para el desarrollo de la vida y su ausencia podría limitar el crecimiento de seres vivos. La presencia en cantidades



excesivas puede hacerla toxica y limita su uso para consumo humano. Por lo tanto se debe controlar su presencia.

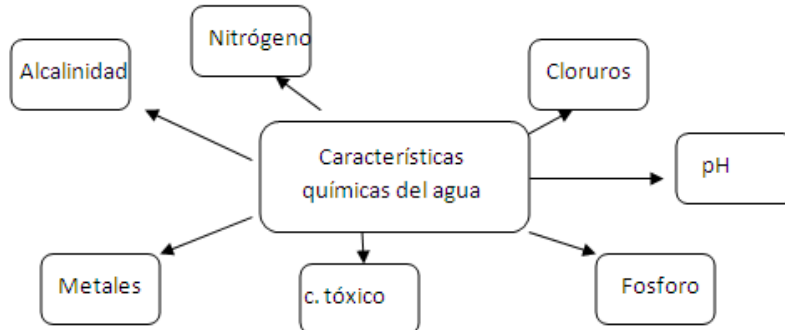


Figura II. 2
Características químicas del agua residual

2.2.3. CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

La presencia de microorganismos patógenos en las aguas residuales es de principal importancia. En una muestra de un mililitro se pueden tener miles de microorganismos nocivos. Los desperdicios de personas infectadas con alguna enfermedad pueden producir microorganismos patógenos.

Los grupos principales de organismos se clasifican en protistas, vegetales y animales. La categoría de protistas incluyen las bacterias, los hongos, protozoos y algas. Los vegetales se clasifican en plantas de semilla, helechos, musgos y hepáticas. Como animales se clasifican en vertebrados e invertebrados. Los virus que también se encuentran en las aguas residuales se clasifican según el sujeto infectado. Figura II.3

2.2.3.1. PROTISTAS

Las bacterias son las que se encargan de la descomposición y la estabilización de la materia orgánica, tanto en la naturaleza como en las plantas de tratamiento. Las algas pueden ser inconvenientes en las aguas superficiales ya que cuando las condiciones son favorables pueden reproducirse rápidamente y cubrir ríos y lagos propiciando la **eutrofización**. A su vez, la presencia excesiva de algas puede modificar el sabor y olor del agua. Uno de los problemas más importantes con los que se enfrenta la ingeniería sanitaria respecto a la gestión de la calidad del agua es como tratar las aguas residuales de distintas procedencias de modo que los efluentes no favorezcan el crecimiento de algas y plantas acuáticas. Las soluciones son eliminar los bioestimulantes y los elementos traza.

Las amebas, los flagelados, y los ciliados libres y fijos son los que se encargan de purificar de manera natural los ríos, y son básicos en el funcionamiento de los reactores biológicos.



2.2.3.2. VIRUS

Los virus excretados por los humanos pueden llegar a ser un serio problema para la salud pública. Propiamente los virus no son seres vivos y son portadores de enfermedades tales como la hepatitis, la cual puede permanecer en el agua residual hasta 41 días o 6 días en el agua normal de un río. De ahí la importancia de eliminarlos y garantizar que el personal que opera la planta tenga las medidas de seguridad e higiene necesarias.

2.2.3.3. ORGANISMOS PATÓGENOS

Los microorganismos patógenos a diferencia de los virus, son seres vivos que producen enfermedades. Estos proceden principalmente de los desechos humanos que estén infectados o que sean portadores de una enfermedad determinada. Comúnmente causan enfermedades del aparato gastrointestinal tales como tifoidea, disentería y cólera principalmente.

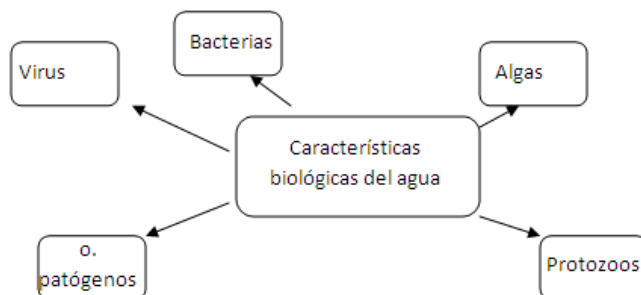


Figura II. 3
Características biológicas del agua residual

2.3. COMPOSICIÓN TÍPICA DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS

La composición de las aguas residuales varía en el espacio y tiempo por lo que es conveniente referirnos a tal composición como rangos de cada uno de los constituyentes. En general toda agua residual contiene elementos físicos, químicos y biológicos en diferentes cantidades. En la Tabla II.1 se muestran algunos constituyentes comunes en toda agua residual y algunos valores que sirven como parámetro.



Tabla II. 1 esta composición se encuentra en las aguas residuales domesticas no tratadas en un amplio rango (tabla tomada de Metcalf y Eddy

constituyente	Concentración (mg/L)		
	fuerte	media	débil
sólidos totales:	1200	720	350
disueltos totales	850	500	250
fijos	525	300	145
volátiles	325	200	105
en suspensión totales	330	220	100
fijos	75	55	20
volátiles	275	165	80
sólidos sedimentables, mL/L	20	10	5
DBO _{5,20}	400	220	5
COT	290	160	110
DQO	1000	500	80
Nitrógeno (total como N)	85	40	250
orgánico	35	15	20
amoniaco libre	50	25	8
nitritos	0	0	12
nitratos	0	0	0
Fosforo (total como P)	15	8	0
orgánico	5	3	4
inorgánico	10	5	1
cloruros	100	50	30
alcalinidad (como CaCO ₃)	200	100	50
grasa	150	100	50

Estos valores representan parámetros comunes para tener una idea del grado de contaminación del agua. Aun en una misma población, las concentraciones de cada contaminante varían casi con el patrón de demanda de agua potable y con la época del año en que se realice la caracterización, siendo en las épocas de estiaje cuando se presentan las condiciones más desfavorables. La adopción de los estiajes como situación más desfavorable viene justificada principalmente por las siguientes consideraciones:

- Menores caudales, y por tanto, menor capacidad de dilución y menor oxígeno disuelto circulante.
- Peores condiciones físicas de re oxigenación. Por una parte, la mayor temperatura de las aguas conduce a menores valores de saturación, con lo que la relación oxígeno real/saturado aumenta, disminuyendo la capacidad unitaria de oxigenación. Por otra parte, la menor superficie de las láminas de agua conduce igualmente a menor oxigenación.



- Mayor desoxigenación, ya que la disminución de velocidad conduce, a igualdad de DBO, a mayores consumos de oxígeno para una misma distancia.

También es importante mencionar que las concentraciones varían de acuerdo con la introducción al mercado de nuevos productos de limpieza, al igual que la introducción de nuevos contaminantes.

2.4. CONTAMINANTES IMPORTANTES EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

La cantidad de contaminantes de las aguas residuales siempre varía de acuerdo con las poblaciones en cuestión y en el tiempo, por lo tanto una caracterización siempre será diferente pero siempre habrá una serie de constituyentes que estarán presentes. A este respecto la ley general de equilibrio ecológico establece que tipo y cantidad de contaminantes son dañinos al ambiente pero también hay que tomar en cuenta la capacidad de autodepuración del cuerpo receptor. Los contaminantes presentes en las aguas residuales más importantes son los siguientes (Tabla 4.4.1).

Tabla II. 2 Tomado de "Tchobanoglous, G., and R Eliassen: *The indirect Cycle of water reuse, water wastes eng. Volume 6 no 2, 1969*"

Contaminantes importantes en el tratamiento de aguas residuales.	
Contaminantes	Razón de la importancia
Sólidos en suspensión	Los sólidos en suspensión pueden conducir al desarrollo de depósito de lodo y de condiciones anaerobias cuando se vierte Agua residual sin tratar.
Materia orgánica biodegradable DBO	Compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos, grasas animales, la materia orgánica se mide, la mayoría de las veces, en términos de DBO y DQO. Si se descargan sin tratar, su estabilización biológica puede llevar al agotamiento de los recursos naturales de oxígeno y al desarrollo de condiciones sépticas.
Patógenos	Transmiten enfermedades contagiosas patógenas presentes en el agua residual.
nutrientes	Tanto el nitrógeno como el fosforo, junto con el carbono, son nutrientes esenciales para el crecimiento. Cuando se vierten al medio acuático, estimulan el crecimiento de algas. Cuando se vierten el terreno en cantidades excesivas pueden conducir a la contaminación de aguas subterráneas.
Materia orgánica refractaria	Esta materia orgánica tiende a revestir los métodos convencionales de tratamiento. Ejemplos típicos son los agentes termo activos, fenoles, y pesticidas agrícolas.
Metales pesados	los metales pesados son añadidos frecuentemente al agua residual en el curso de ciertas actividades industriales y deben ser eliminados si se va a reutilizar al agua
Sólidos inorgánicos disueltos	Los constituyentes inorgánicos tales como el calcio, el sodio y los sulfatos se añaden al agua de suministro como resultado del uso del agua y deben ser eliminados si se va a reutilizar el agua residual



III. AUTODEPURACIÓN

En los cuerpos de agua naturales existen ecosistemas de gran complejidad que son capaces de depurar los contaminantes, principalmente de materia orgánica, que son vertidos en ellos. Esta depuración se hace en función de procesos Físicos, Químicos y Biológicos. La degradación ocurre principalmente cuando las bacterias aerobias, en presencia de oxígeno disuelto en el agua, utilizan la materia orgánica como alimento. De la misma manera algunos animales y algunas plantas aprovechan los nutrientes presentes en las aguas contaminadas. Más aun se ha demostrado que algunos lirios pueden absorber metales pesados. Dicho lo anterior, se puede afirmar que “un parámetro muy útil para medir, cualitativamente, la capacidad de depuración de un río es el balance de oxígeno disuelto.” (Rodríguez, 1983)

El oxígeno disuelto a su vez está regido por la temperatura y la presión a la que se encuentre el agua, según la ley de Henry. Por otra parte la actividad bacteriana también se ve relacionada con la temperatura. A temperaturas menores la concentración de oxígeno se incrementa pero la actividad bacteriana disminuye, aunque no en la misma proporción, y dependiendo del tipo de organismos que se encuentren en el cuerpo de agua.

Otros factores que se involucran en la autodepuración son el volumen o caudal del cuerpo receptor que facilitan la dilución. Si se trata aguas en movimiento, entre más turbulencia presente el flujo, más re oxigenación presentará.

Para el caso en que se vierten aguas residuales en ríos, el punto más contaminado es el punto en donde hacen contacto las aguas del río con las aguas residuales y conforme la descarga avanza río abajo, el grado de contaminación disminuye.

Cuando se presenta una excesiva contaminación orgánica pueden observarse zonas de contaminación y recuperación bien definidas.

La primera es la **zona de degradación**. Esta zona es en donde hacen contacto las aguas residuales y las aguas naturales del río. A esta zona la caracterizan las altas concentraciones de contaminantes demandantes de oxígeno, la turbiedad del agua, la acumulación inmediata de los sólidos en el fondo del cauce. Como consecuencia los organismos más sensibles desaparecerán por no contar con el oxígeno suficiente. Si la cantidad de materia orgánica demanda más oxígeno que el que se encuentra presente se desarrolla condiciones anaerobias.



La segunda es la **zona de descomposición activa**. En esta zona se presenta, en caso de una mayor contaminación, una clara degradación anaerobia que causa malos olores y produce algunos gases, principalmente metano, nitrógeno y otros. A medida que va terminando la descomposición activa el contenido de oxígeno disuelto aumenta.

La tercera es la **zona de recuperación**. En esta zona la materia orgánica y los nutrientes se sedimentan dando lugar a la que el agua se clarifique y hay más oxígeno disuelto, lo que propicia la aparición de bacterias aerobias. La vegetación acuática consume parte de los nutrientes presentes.

Al final se encuentra la **zona de aguas limpias**. El oxígeno disuelto es el mismo y el ecosistema se restablece. (Enrique Cesar Valdez y Alba B. Vázquez González). Figura III.1

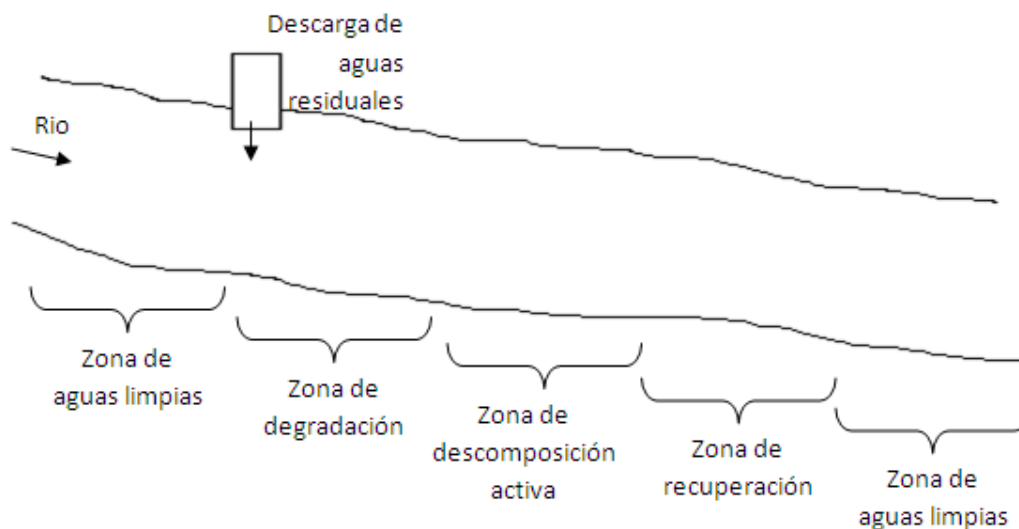


Figura III. 1 esquema que representa las fases de autodepuración de un río.

En las zonas de degradación, descomposición activa y recuperación la DBO se ve disminuida debido a que los residuos contaminantes la utilizan para su degradación pero más adelante se recupera el nivel original Figura III.2.

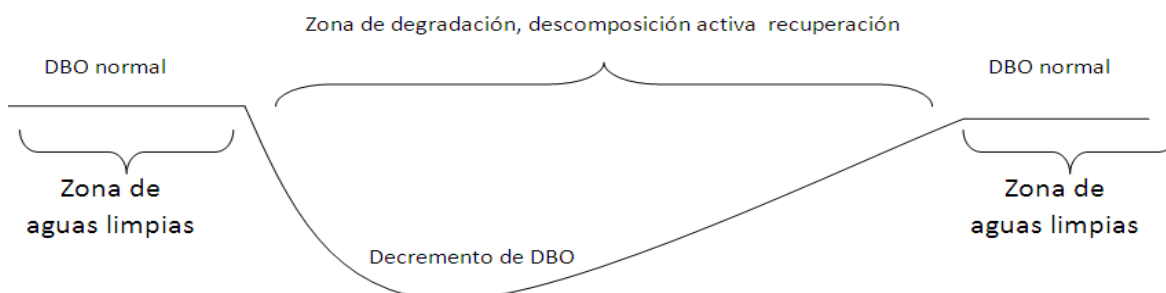


Figura III. 2 curva de DBO a lo largo de un río en contaminación y autodepuración. Descripción esquemática.



Tabla III. 1 Resumen de las condiciones de un río en autodepuración. Joanne E. Drinan (año 2007) Variación de los niveles de algunos parámetros químicos y especies biológicas con la distancia aguas abajo del punto de vertido.

resumen de condiciones de un río			
zona de aguas limpias	zona de degradación	descomposición activa	zona de recuperación
Alta concentración de oxígeno disuelto	el oxígeno disuelto varia con la carga orgánica	poco o ningún oxígeno disuelto	oxígeno disuelto casi restablecido
Baja concentración de DBO			
sin turbiedad	alta DBO	alta DBO en decremento	DBO más baja
sin burbujas de gas	alta turbiedad	alta turbiedad	menos turbiedad
sin olor	aguas negras	liberación de burbujas de gas	superficie del agua un poco turbia
bajo contenido de materia orgánica	formación de gases		
bajo contenido de bacterias	olor fétido	olor fétido	sin burbujas de gas
	incremento de bacterias	alto contenido de bacterias	el olor decrece
alta diversidad especies	decrecimiento de contenido orgánico	alto contenido de materia orgánica en decremento	contenido orgánico mas bajo
comunidades bióticas normales	baja diversidad de especies		incrementa el numero de especies
fondo limpio libre de lodo	incrementa el numero individuos por especie	incrementa el numero individuos por especie	especies tolerantes a agua algo limpia
	depósito de lodo en el fondo del cauce	contaminación adaptada fondo con lodo	algunos depósitos de lodo

3.1. CUERPO RECEPTOR. RÍO EL PUERTO Y PRESA LA CONCEPCIÓN

El Río El puerto nace en Santa María Cahuacan siendo alimentado por corrientes intermitentes y manantiales en dirección norponiente- noreste y llega la Presa La Concepción, localizada en el municipio de Tepetzotlán, también Estado de México, haciendo un recorrido de aproximadamente 9 kilómetros. Figura III.3 y figura III.4. No se tienen datos de los gastos pero cualitativamente se puede saber que la cantidad de agua que fluye por este río es significativa.

Durante el estiaje en la parte más alta, en donde nace el río se encuentra seco con algunas partes en donde se pueden apreciar algunos charcos y a unos 3 000 m aproximadamente aguas abajo ya es apreciable el caudal. En época de lluvias, el río puede alcanzar tirantes de hasta dos metros de altura, como se puede apreciar en las Figuras III.5y III.6 en las cuales la basura fue arrastrada por el agua y quedo atrapada en las ramas de los árboles que están al margen del río.

De acuerdo con la norma **NOM-001-SEMARNAT-1996** que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, el río de descarga queda clasificado como tipo **A**

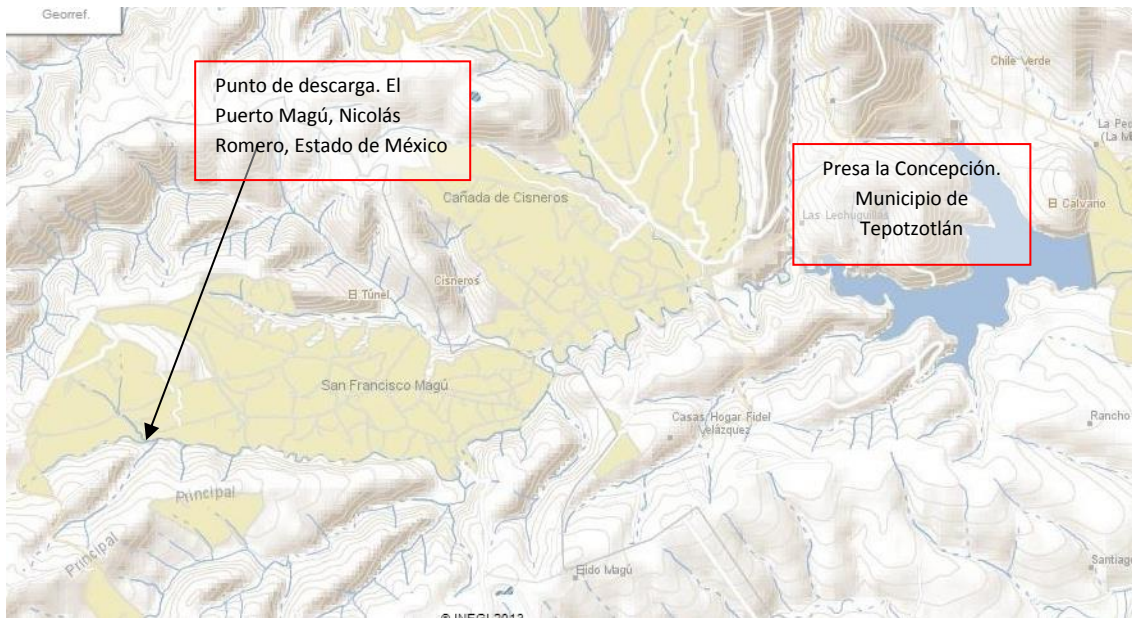


Figura III. 3 Imagen obtenida de Mapas INEGI, versión 2014. En el mapa además de verse el río el puerto, se ve el sistema de ríos que alimentan a la presa la concepción, usada principalmente para riego

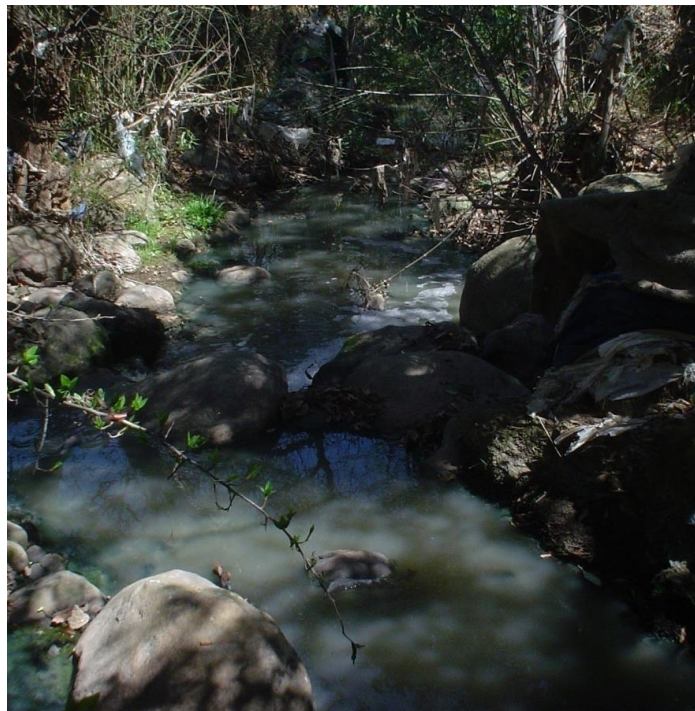


Figura III. 4. Río el puerto. El agua de este río se ve contaminada a unos 100m de la zona de descarga. Fotografía tomada por Moisés González Álamo



Figura III. 5 Río El Puerto. Durante una avenida el río arrastra basura de aguas arriba y esta queda atrapada entre las ramas de los árboles que están en ambos márgenes del río. La sección hidráulica que tiene el río en estas condiciones puede ayudar a imaginar la magnitud del caudal cualitativamente

*Figura III. 6
Río El Puerto. Estas fotografías fueron tomadas en Marzo, en época de estiaje, de esta manera se puede apreciar de manera más significativa la contaminación a la que es sometido el río. Fotografía tomada por Moisés González Álamo*



Justo antes de la zona de descarga del sistema de alcantarillado de El Puerto Magú, el agua del río se ve más clara, incluso se puede ver el fondo del río. En la Figura III.7 el agua de río se puede distinguir del agua contaminada proveniente de las alcantarillas

porque todavía no se han mezclado. Mientras que el agua de río es clara, el agua de la alcantarilla es de color gris, suficiente para contaminar el río.

La materia orgánica contenida en el agua residual favorece el crecimiento de algunos seres vivos que se adhieren a los cantos rodados que se encuentran en el fondo del cauce. Es importante destacar que este tipo de organismos no se encuentran presentes en otros ríos aledaños, en los cuales no hay descargas de aguas residuales. En la Figura III.8 se muestra un tipo de alga de color grisáceo, de aspecto y olor desagradables. Condiciones anaerobias.



Figura III. 7. Zona de descarga. Se puede apreciar el agua residual de la descarga y el agua del río aun sin mezclar



Figura III. 8. Algas adheridas a las rocas del río El Puerto. Efecto nocivo de la descarga de aguas residuales sin tratamiento previo



A manera de comparación entre un río contaminado y un río no contaminado se presentan las siguientes imágenes. El siguiente río también pertenece a una zona cercana a El puerto Magú pero se ubica al noroeste y parte del norte. La topografía es un factor muy importante en el desarrollo de una población, razón por la cual se ha limitado el crecimiento poblacional en los márgenes de este río que se encuentra a menos de dos kilómetros de distancia del rio El Puerto. Figura III.9

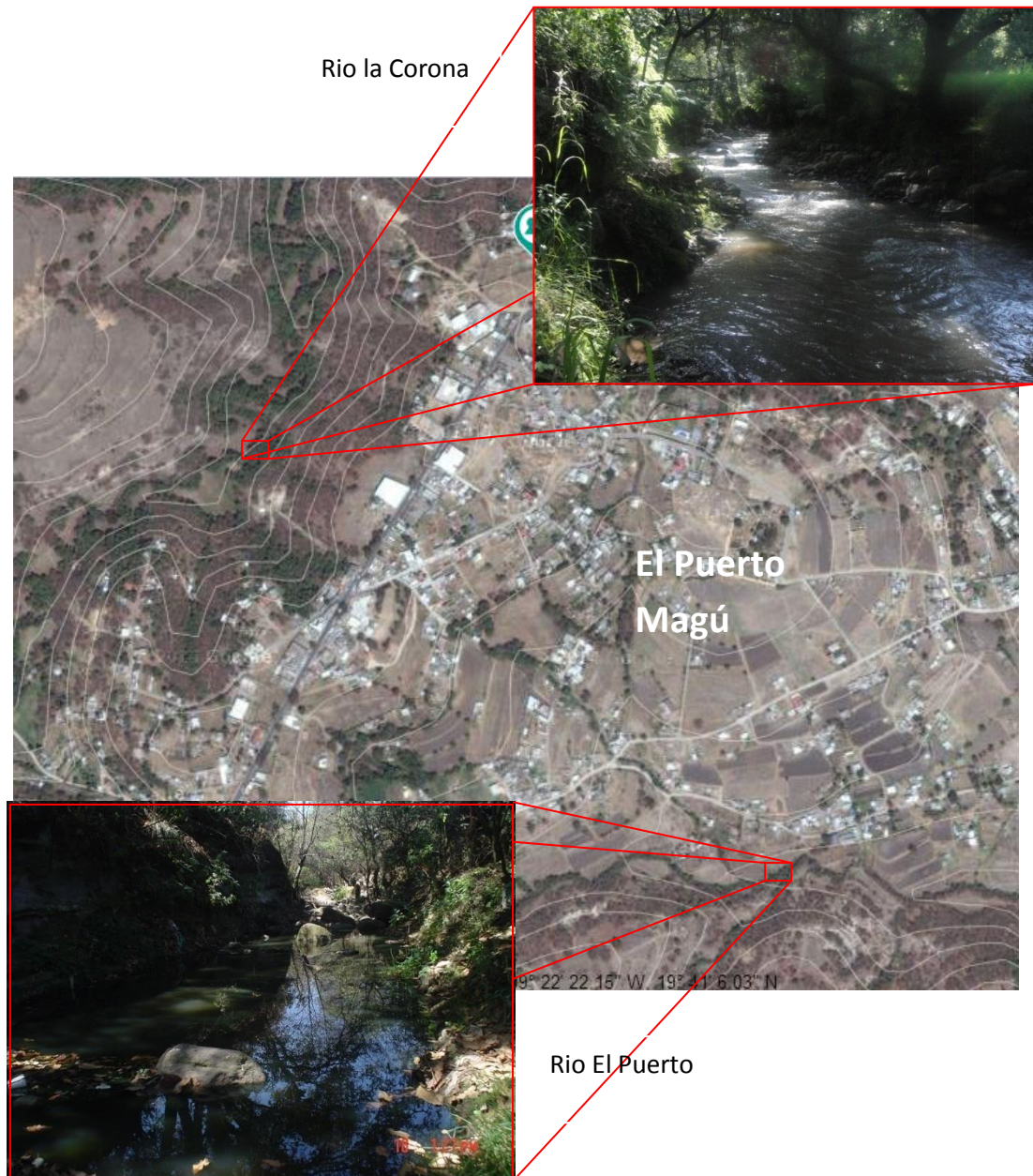


Figura III. 9. Río la Corona. A diferencia del rio el Puerto este no recibe descargas de aguas residuales, debido, en gran medida, a la ausencia de población



IV. EFECTOS EN LA CONTAMINACIÓN DE UN CURSO DE AGUA

Los efectos de verter contaminantes en cuerpos de agua naturales son diversos y como última consecuencia de esto se tiene:

- Destrucción de los limitados recursos hidráulicos.
- Disminución de la calidad de estos mismos para abastecimiento de una población, o uso para riego o industria.
- Disminución de la capacidad de autodepuración de los cauces receptores con la destrucción de la flora y la fauna, haciendo cuestionable su aprovechamiento.
- Es un peligro potencial a la salud pública, influyendo en la economía local.

Los efectos de los distintos tipos de contaminación se muestran en la Tabla IV.1.

Tabla IV. 1. Efectos de los distintos tipos de contaminación. (Aurelio Hernández Muñoz)

principales categorías de contaminación		categorías generales de efectos causados			
		daños a los recursos vivientes	peligros para la salud humana	Impedimentos para riego e industria	reducción de los lugares de distracción
desagüe de aguas residuales domesticas	microbiana directa	-	xx	-	x
	microbiana indirecta	-	xx	x	-
	eutrofización y procesos afines	xx	x	x	xx
productos de desecho industriales	metales pesados	x	xx	x	-
	petroquímicos	-	x	x	-
	aceites etc.	-	-	x	xx
	desperdicios de la fabricación de papel	xx	-	-	x
	plaguicidas	x	xx	-	-
	detergentes	x	-	-	x
	sustancias radiactivas	-	xx	x	-
	calor	x	-	x	-
	objetos sólidos	-	-	x	x
materias obtenidas en el dragado	x	-	x	-	
actividad agrícola	abonos	x	x	-	-
	pesticidas	x	xx	-	-

x categoría general de efectos más frecuentes asociados con esta clase de contaminación

xx la categoría más importante de los efectos del tipo concreto de contaminación



4.1. NUTRIENTES Y EUTROFIZACIÓN

La eutrofización es el proceso natural de envejecimiento de los lagos, que ocurre aun sin la ayuda del hombre. Sin embargo la contaminación generada por el hombre acelera este proceso. Los principales contaminantes que contribuyen a tal proceso son nutrientes, ya sean aportados por los fertilizantes o por las aguas residuales que contienen altas concentraciones de nutrientes.

Los elementos que aceleran el envejecimiento de los cuerpos de agua son el nitrógeno y el fósforo en sus diferentes compuestos. Al llegar los nutrientes al cuerpo receptor son asimilados por la biota presente, descomponiéndolos a elementos más simples. Inicialmente el cuerpo receptor cuenta con un ecosistema definido en donde los nutrientes cumplen con un ciclo algo definido. Los elementos contaminantes, en forma de nutrientes, son consumidos por la fauna y la flora, aumentando la población original. Parte de estos elementos sólidos son depositados en el fondo y con el paso del tiempo llegan a ocupar un volumen importante, restándole capacidad de almacenamiento de agua al cuerpo receptor al grado de desaparecer el cuerpo de agua. Es importante señalar que también los sólidos no orgánicos forman parte del proceso de eutrofización al sedimentarse directamente en el fondo del cuerpo receptor.

Los ríos contaminados se clasifican de acuerdo al contenido de nutrientes y de parámetros indicadores de la contaminación. Tabla IV.2

Tabla IV. 2. Clasificación de ríos según su contaminación

contaminación		clasificación	concentración de contaminantes	
			nutrientes (p.p.m.)	DBO ₅ (mg/L)
1	Sin contaminación	oligotrófico	1	5
2	ligera		1-2	5-10
3	moderado		2-6	10-20
4	medio	mesotrófico	5-10	20-40
5	fuerte		7-13	40-70
6	muy fuerte		10-20	70-95
7	fortísima	eutrófico	15	95



V. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

Existen distintos tipos de tratamiento de las aguas residuales para lograr remover los contaminantes. Se pueden usar desde sencillos procesos físicos como la sedimentación, en la que se deja que los contaminantes se depositen en el fondo por gravedad, hasta complicados procesos químicos, biológicos o térmicos. Ellos se pueden clasificar según el medio de eliminación de los contaminantes, según la fase de depuración y según el costo de la explotación.

En un tren de tratamiento se utiliza una combinación de todos en diferentes medidas, pero los principios básicos no varían, por lo que es conveniente analizarlos por separado. Tabla V.1

5.1. SEGÚN EL MEDIO DE TRATAMIENTO DE LOS CONTAMINANTES

5.1.1. OPERACIONES UNITARIAS

Son aquellas en las cuales predomina la aplicación de fuerza físicas, en la eliminación de los contaminantes. Es importante decir que no hay cambios químicos ni biológicos en los componentes de las aguas residuales.

- Desbaste (por rejillas, tamices)
- Desengrasado
- Sedimentación.
- Flotación.- Natural o provocada con aire.
- Filtración.- Con arena, carbón, cerámicas, etc.
- Evaporación.
- Adsorción.- Con carbón activo, zeolitas, etc.
- Desorción. Se transfiere el contaminante al aire (ej. amoníaco).
- Extracción.- Con líquido disolvente que no se mezcla con el agua.



5.1.2. PROCESOS UNITARIOS

Los procesos unitarios son los medios de depuración de los contaminantes que se basan en la transformación de los componentes a nivel biológico o químico.

Procesos unitarios Químicos. Son aquellos en los cuales la eliminación de los contaminantes es dada por la adición de un producto químico o por otras reacciones químicas.

- Coagulación-floculación.- Agregación de pequeñas partículas usando coagulantes y floculantes (sales de hierro, aluminio, poli electrolitos, etc.)
- Precipitación química.- Eliminación de metales pesados haciéndolos insolubles con la adición de lechada de cal, hidróxido sódico u otros que suben el pH.
- Oxidación-reducción.- Con oxidantes como el peróxido de hidrógeno, ozono, cloro, permanganatos potásicos o reductores como el sulfito sódico.
- Reducción electrolítica.- Provocando la deposición en el electrodo del contaminante. Se usa para recuperar elementos valiosos.
- Intercambio iónico.- Con resinas que intercambian iones. Se usa para quitar dureza al agua.
- Ósmosis inversa.- Haciendo pasar al agua a través de membranas semipermeables que retienen los contaminantes disueltos.

Biológicos. Son los métodos de tratamiento en los cuales la depuración de contaminantes es provocada por una actividad biológica.

- Lodos activados.- Se añade agua con microorganismos a las aguas residuales en condiciones aerobias (burbujeo de aire o agitación de las aguas).
- biófiltrros.- Los microorganismos están fijos en un soporte sobre el que fluyen las aguas a depurar. Se introduce oxígeno suficiente para asegurar que el proceso es aerobio.
- Biódiscos.- Intermedio entre los dos anteriores. Grandes discos dentro de una mezcla de agua residual con microorganismos facilitan la fijación y el trabajo de los microorganismos aerobios.
- Lagunas aireadas.- Se realiza el proceso biológico aerobio en lagunas de grandes extensiones.
- Sistemas de aplicación al suelo.
- Degradación anaerobia.- Procesos con microorganismos anaerobios que no necesitan oxígeno para su metabolismo



Tabla V. 1. Operaciones y procesos unitarios y sistemas de tratamiento utilizados para eliminar la mayoría de contaminantes presentes en aguas residuales Metcalf y Eddy.

OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO UTILIZADOS PARA ELIMINAR LA MAYORIA DE CONTAMINANTES PRESENTES EN AGUAS RESIDUALES	
contaminante	operación unitaria, proceso unitario o sistema de tratamiento
sólidos en suspensión	sedimentación desbaste y aireación variaciones de filtración flotación adición de polímeros o reactivos químicos coagulación/sedimentación sistemas de tratamiento por evacuación al terreno
materia orgánica biodegradable	variaciones de lodos activados película fija: filtros percoladores película fija: discos biológicos variaciones de lagunaje filtración intermitente en arena sistemas de tratamiento por evacuación al terreno sistema físico químico
patógenos	cloración hipo cloración ozonización sistemas de tratamiento por evacuación al terreno
nutrientes: nitrógeno	variaciones de sistemas de cultivo-suspendido con nitrificación y des nitrificación variaciones de sistemas de película fija con nitrificación y des nitrificación arrastre de amoniaco (stripping) intercambio de iones cloración en el punto critico sistemas de tratamiento por evacuación al terreno
fosforo	adición de sales metálicas coagulación y sedimentación con cal eliminación biológica y química del fósforo sistemas de tratamiento por evacuación al terreno
materia orgánica refractaria	adsorción en carbón ozonización terciaria sistemas de tratamiento por evacuación al terreno
metales pesados	precipitación química intercambio de iones sistemas de tratamiento por evacuación al terreno
sólidos inorgánicos disueltos	intercambio de iones ósmosis inversa electrodialisis

5.2. SEGÚN LA FASE DE DEPURACIÓN

Las aguas residuales pueden pasar por diferentes niveles de tratamiento, dependiendo del grado de purificación que se requiera. Tradicionalmente se habla de tratamiento preliminar, primario, secundario y terciario. A continuación se hace una descripción.



5.2.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR

En el tratamiento preliminar se retiran de las aguas residuales crudas los sólidos que flotan y de gran volumen, generalmente con operaciones unitarias. Esto se hace con el fin de evitar obstrucciones en las instalaciones de las plantas de tratamiento

Las unidades de tratamiento preliminar más utilizadas son las rejas, los desmenuzadores, los desengrasadores, los tanques de compensación y los desarenadores. De éstas, las más utilizadas son las rejas y en algunos casos de acuerdo a las características del agua, los desarenadores.

5.2.2. TRATAMIENTO PRIMARIO

El tratamiento primario es el proceso de tratamiento del agua residual que consistente en la eliminación de los sólidos suspendidos contenidos en ellas por cualquier método. Generalmente en este tratamiento se retiran arenas y sólidos que pueden sedimentarse con facilidad y que muy a menudo contienen constituyentes demandantes de oxígeno. Hasta este nivel de tratamiento solo se habla de operaciones unitarias, es decir, de separación por medios físicos.

5.2.3. TRATAMIENTO SECUNDARIO

Consiste en tratar el agua con el fin de transformar los compuestos que están en forma de sólidos disueltos y coloidales en compuestos estables, por medio de tratamientos físico-químicos como la coagulación (consiste en la desestabilización de los coloides, utilizando como coagulantes sales de hierro o aluminio, sulfato de aluminio y cloruro férrico), floculación (consiste en la aglomeración de los coloides y para ello se utilizan sílice activada y polímeros orgánicos), decantación, flotación, filtración, separación por membranas, adsorción e intercambio de iones, tratamientos químicos (precipitación, neutralización y óxido-reducción) y tratamientos biológicos (lodos activados, filtros percoladores, tanques Imhoff, lagunas de oxidación, Biódiscos, zanjas de oxidación, filtros de arena, zanjas filtrantes).

Es el último paso del tratamiento del agua residual con el fin de pulir el efluente del tratamiento secundario, eliminando elementos como el N, P, K, Ca y otros.

5.2.4. TRATAMIENTO Terciario

En el tratamiento terciario se utiliza la desinfección con el uso de Cloro, luz violeta u ozono para eliminar microorganismos patógenos, malos olores, etc. Al fin de este



proceso se supone que el agua debe tener una apariencia cristalina e inclusive podría ser de calidad potable.

5.3. SEGÚN EL COSTO DE LA DEPURACIÓN

5.3.1. TECNOLOGÍAS DE BAJO COSTO

La base de estos sistemas es la reproducción de los fenómenos de depuración naturales con vistas a una mayor facilidad de manejo y por lo tanto a lograr menores costos de mantenimiento.

Sus características están basadas en:

- Facilidad de operación y mantenimiento.
- No necesidad de personal especializado.
- Grandes tiempos de respuesta.
- Uso de equipamiento sencillo.
- Bajo costos energéticos.
- Buena integración en el medio rural.
- Rendimientos buenos – aceptables.
- Muy aptos en reutilización agrícola.

5.3.2. MÉTODOS CONVENCIONALES

Los métodos convencionales son aquellos en los que, bajo los mismos procesos naturales de depuración, retiran los contaminantes del agua de forma intensiva, lo cual favorece al requerimiento de espacio pero también es generador de mayor volumen de residuos. Generalmente en el tren de tratamiento se cuenta con procesos biológicos para degradar la materia orgánica. Para operar este tipo de plantas es necesario contar con personal especializado ya que se debe tener un control preciso, principalmente en la dosificación de sustancias pues de no ser así podría resultar aún más nocivo verter aguas residuales tratadas inadecuadamente.

Debido a los buenos resultados que presentan en la depuración, estos métodos han sido ampliamente utilizados hasta la fecha a pesar de ser relativamente más costosos que otros métodos como las lagunas de aireación. En los casos en que no se cuenta con grandes extensiones de terreno se opta por este tipo de métodos, tal es el caso de regiones muy pobladas como las ciudades.



Un sistema convencional de depuración de aguas residuales está conformado por la llegada del efluente, pre tratamiento, sedimentación primaria, tratamiento biológico, sedimentación secundaria, desinfección y por último la disposición del agua residual tratada. Figura V.1

En la llegada del efluente se mide el gasto, usualmente con un aforador Parshall, para conocer la dosificación de sustancias para tratamiento.

Posteriormente en el tratamiento preliminar, a través de rejillas, se eliminan los elementos voluminosos flotantes o en suspensión y se retiran las grasas. Al finalizar esta operación solo quedan las partículas de menor tamaño que posteriormente serán retiradas por sedimentación bajo la ley de Stokes.

En los clarificadores, a través de procesos químicos y físicos, los sólidos se depositan en el fondo para posteriormente retirarlos. A estos sedimentos se le conoce como lodos primarios. Durante el proceso también se elimina parte de la materia orgánica.

En el reactor biológico (también llamado digestor) los microorganismos degradan la materia orgánica a elementos más simples, generalmente por procesos aerobios por lo cual se necesita de dispositivos de aireación.

La materia degradada se flocula y sedimenta para posteriormente retirarlos en el sedimentador generando los lodos secundarios.

Al finalizar la clarificación secundaria se le añade cloro u otro tipo de desinfectante para eliminar microorganismos patógenos y virus.

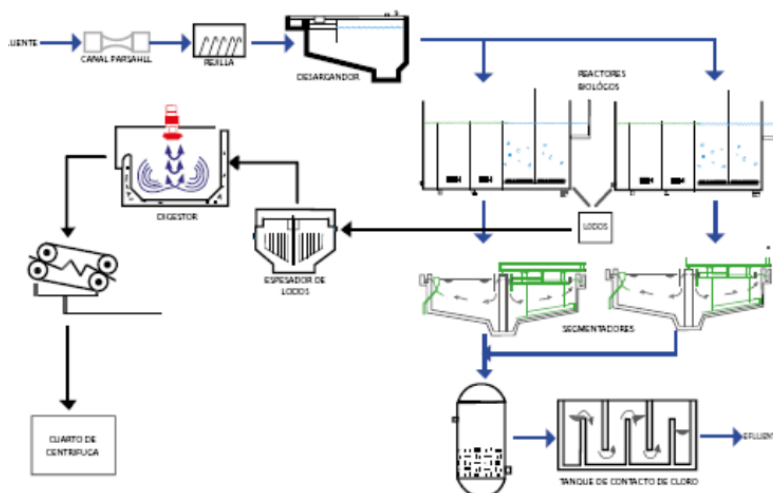


Figura V. 1
Diagrama de flujo de la planta de tratamiento de aguas residuales con uso de Lodos activados "Jesús María" en Aguascalientes, capacidad 100L/s. imagen tomada del Inventario nacional de plantas municipales de potabilización y de tratamiento de aguas residuales en operación Diciembre de 2011



VI. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales es una serie de actividades complejas en el sentido de que se requiere de un vasto conocimiento teórico, además de experiencia práctica para la disposición de las instalaciones físicas y en la preparación de planos y especificaciones. **Las actividades de ingeniería básica abarcan la planeación y diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales.**

Entre estas actividades, las más importantes son: preparación de diagramas de flujo de procesos, obtención de los datos básicos de diseño, balances de sólidos, líneas piezométricas e implantación.

6.1. DIAGRAMA DE FLUJO

Un diagrama de flujo representa de manera gráfica la combinación particular de las operaciones y procesos unitarios requeridos para tratar las aguas residuales (Figura VI.1). Según Ramalho, “en el futuro los diagramas de flujo no presentaran ninguna línea como una flecha terminal que diga residuo. Esencialmente, cualquier producto será reciclado, los subproductos se recuperaran y el agua será reutilizada. Fundamentalmente las únicas corrientes de entrada y salida de una planta serán materias primas y productos. Los únicos residuos permitidos serán los limpios: hidrogeno, oxígeno, dióxido de carbono, agua y algo de calor residual. Claramente el reciclaje de estos productos representa un costo elevado debido a que actualmente las tecnologías disponibles no están lo suficientemente desarrolladas.”

El diagrama de flujo es también un diseño ya que se puede obtener una gran variedad de soluciones para una misma agua residual, o mejor dicho para un nivel de tratamiento igual. De ahí la importancia de contar con conocimientos teóricos y prácticos para poder elegir los procesos y operaciones unitarias de manera que resulte una solución óptima. La solución óptima representara un ahorro de energía durante la operación y ahorro durante la construcción de la planta.

La configuración exacta del diagrama de flujo seleccionado dependerá también de factores tales como la experiencia del proyectista, las normas de la empresa encargada del diseño, normas de los organismos competentes sobre la aplicación de métodos específicos de tratamiento, la disponibilidad de proveedores de los equipos necesarios para los métodos específicos de tratamiento, el máximo uso que puede hacerse de las instalaciones existentes, los costos de construcción iniciales y los costos futuros de operación y mantenimiento.

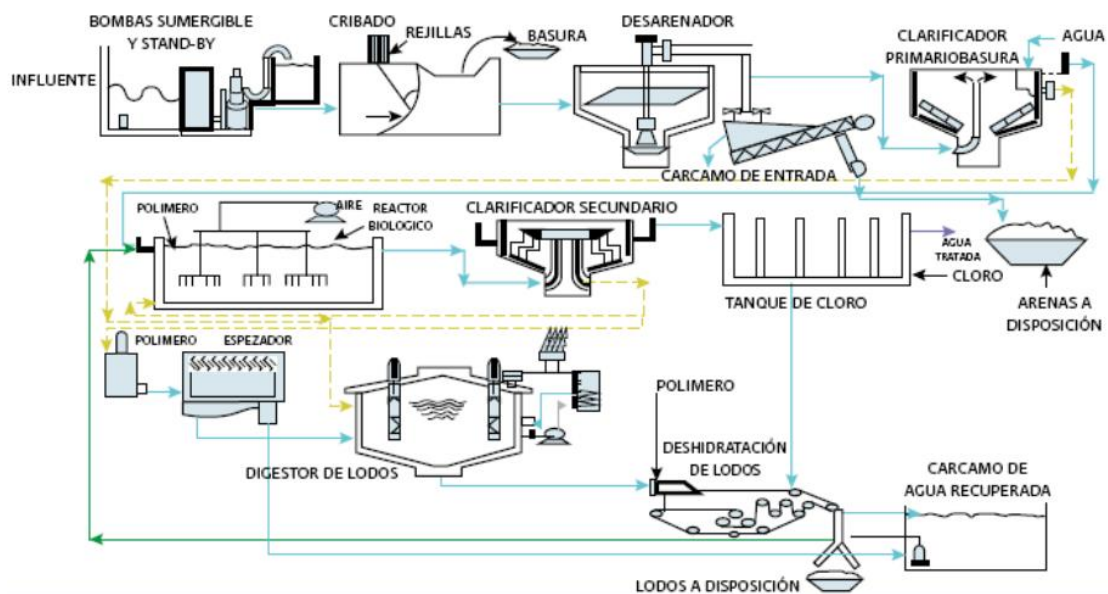


Figura VI. 1Diagrama de flujo de la PTAR Chihuahua Sur, Chihuahua. Capacidad de 2500L/s. imagen tomada del Inventario nacional de plantas municipales de potabilización y de tratamiento de aguas residuales en operación Diciembre de 2011

6.2. OBTENCIÓN DE LOS DATOS BÁSICOS DE DISEÑO

Se trata de toda la información necesaria para el dimensionamiento de las instalaciones que previamente quedan definidas en el diagrama de flujo.

Una vez finalizados los cálculos, todos los criterios básicos de diseño deben resumirse en una tabla. Principalmente se toma la información de la población como el número de habitantes, el consumo de agua potable que está en función de varios factores como el clima y nivel socioeconómico, la caracterización del agua residual en donde se podrán obtener los parámetros físicos, químicos y biológicos. En concreto se busca el gasto medio, el gasto máximo extraordinario, la Carga media diaria de DBO y la Carga media diaria de SS.



La cuantificación del gasto medio de aguas residuales en un tramo de la red se hace en función de la población y de la aportación de aguas residuales. Esta aportación se considera como porcentaje de la dotación de agua potable que, a su vez, está en función de los diferentes uso del suelo (comercial, industrial, y habitacional). De manera general, todos los datos básicos de diseño son aquellos que intervendrán en el dimensionamiento y disposición de las instalaciones de la planta.

6.3. BALANCE DE SÓLIDOS

El balance de sólidos es una forma particular de la ley de conservación de la materia, esencialmente se calcula la entrada del agua con su respectiva carga de materia orgánica e inorgánica y la salida del agua con los sólidos ya separados después de cada proceso. Generalmente este cálculo se hace para valores de carga máxima en un día y en un día medio. Esto se hace con la finalidad de conocer la capacidad de las instalaciones de almacenamiento de lodos y determinar el tamaño adecuado del equipo de conducción y bombeo de lodos.

6.4. LINEA PIEZOMÉTRICA

La línea piezométricas se efectúa cuando se han seleccionado las instalaciones físicas correspondientes y las conducciones de interconexión tanto para los gastos medios como para los gastos máximos o punta.

Con las líneas piezométricas se conoce la energía disponible del agua y su factibilidad para circular a través de la planta por medio de la gravedad y para determinar si es necesario aportar energía adicional mediante el uso de bombas. También se asegura que las instalaciones de la planta no se inundaran o que las cotas del agua no lleguen a niveles no previstos durante los periodos de gasto pico. Al realizar este cálculo hidráulico se hacen escalas verticales y horizontales distorsionadas. Se contemplan pérdidas locales provocadas por las distintas instalaciones.

6.5. IMPLANTACIÓN

En la etapa de implantación se organizan espacialmente las instalaciones concebidas anteriormente en el diagrama de flujo, también se contemplan los edificios de control y administrativos e instalaciones adicionales para el funcionamiento de la planta. Para ello se consideran varias alternativas con maquetas a escala.



En esta actividad de ingeniería básica se deben tomar en cuenta:

1. la geometría de los emplazamientos disponibles para la planta
2. la topografía
3. condiciones del suelo y de las cimentaciones
4. localización de la alcantarilla efluente
5. localización del punto de vertido
6. accesos para el transporte
7. Tipos de procesos involucrados
8. Efectos sobre la longitud de las conducciones de conexión entre los procesos de tratamiento.
9. Eficacia y rendimiento de los procesos
10. Fiabilidad y economía de operación.
11. Estática
12. Control del medio ambiente, y
13. Existencia de terreno adicional para una futura ampliación de la planta



VII. DATOS DE LA POBLACIÓN

7.1. UBICACIÓN

La localidad del Puerto Magú, se ubica en el municipio de Nicolás Romero, al noreste de la cabecera municipal, sus coordenadas geográficas son Longitud: $19^{\circ}41' 03''$, Latitud: $-99^{\circ} 22' 30''$, a unos 2,490 msnm aproximadamente. Figura VII.1 y VII.2.



Figura VII. 1 El puerto Magú y punto de descarga del sistema de alcantarillado Imagen tomada de Google Maps.

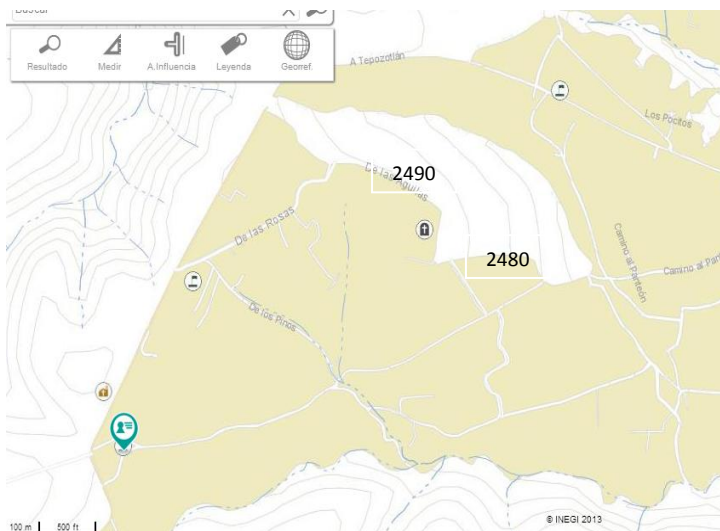


Figura VII. 2
Mapa topográfico de El
Puerto Magú. Imagen
obtenida de Mapas INEGI,
versión 2014



7.2. CLIMA

El clima templado sub húmedo subtipo de mayor humedad C (W2) se encuentra entre los 2,400 y 2,900 msnm, con una precipitación media anual que oscila entre 900 y 1,000 mm (figura 10.2.2). Este clima se presenta en la parte central del municipio, donde se localizan los poblados de Cahuacán, San José del Vidrio y parte de San Francisco Magú. Figura VII.3.

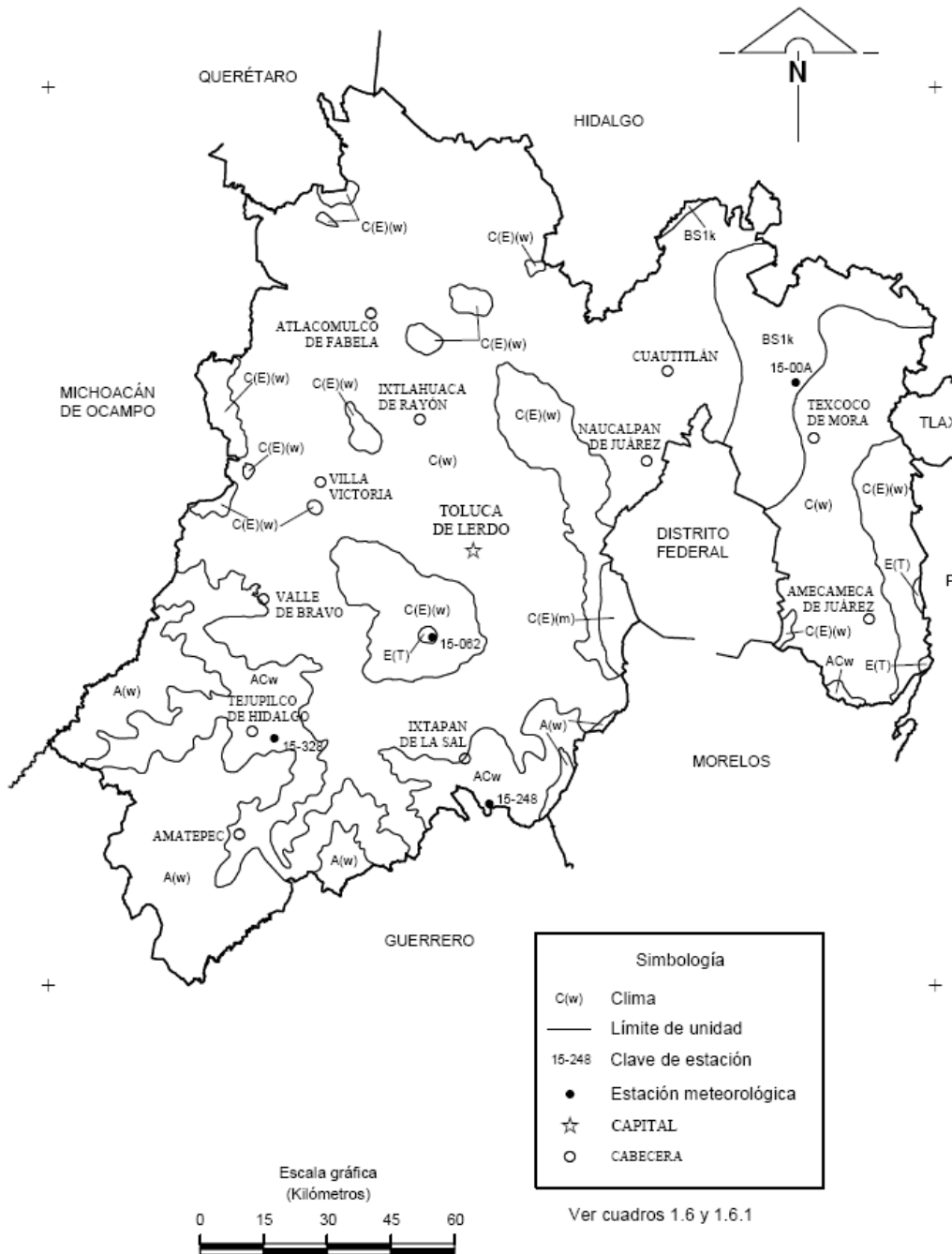


Figura VII. 3. Mapa 7, climas en el estado de México. Imagen tomada del anuario estadístico del Estado de México 2011.



Precipitación: En la Figura VII.4 se muestra la precipitación promedio mensual del lugar, datos obtenidos de INEGI.

PRECIPITACION PROMEDIO MENSUAL

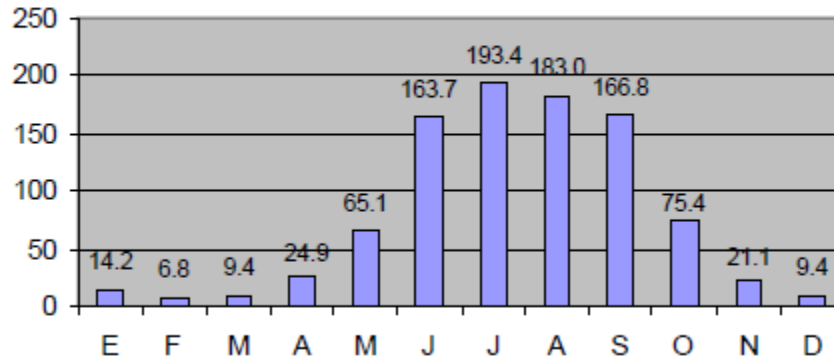


Figura VII. 4 Precipitación promedio mensual en el estado de México. Tabla tomada del anuario estadístico del Estado de México.

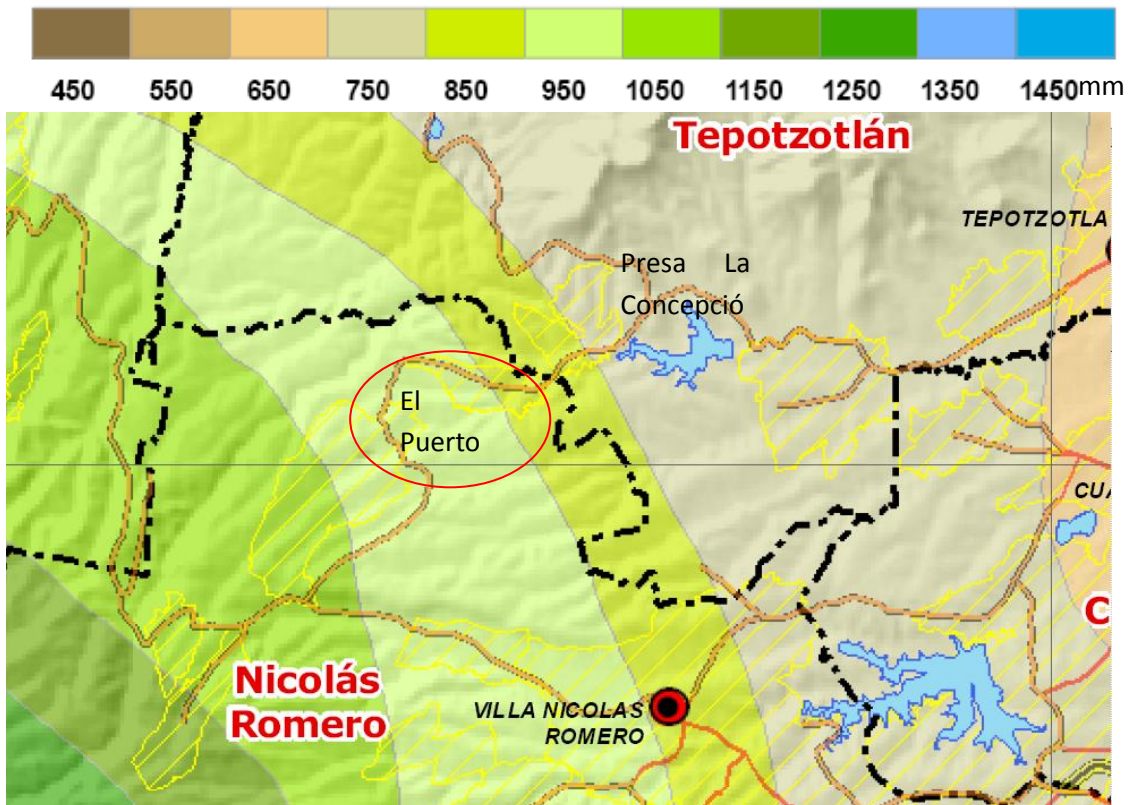


Figura VII. 5. Precipitación en el Estado de México. Mapa del plan de desarrollo Urbano 2007



El mapa nueve del anuario estadístico del Estado de México, versión 2011, muestra las Isoyetas de todo el Estado, lo que confirma que la precipitación promedio anual esta alrededor de 1,000 mm. Figura VII.6

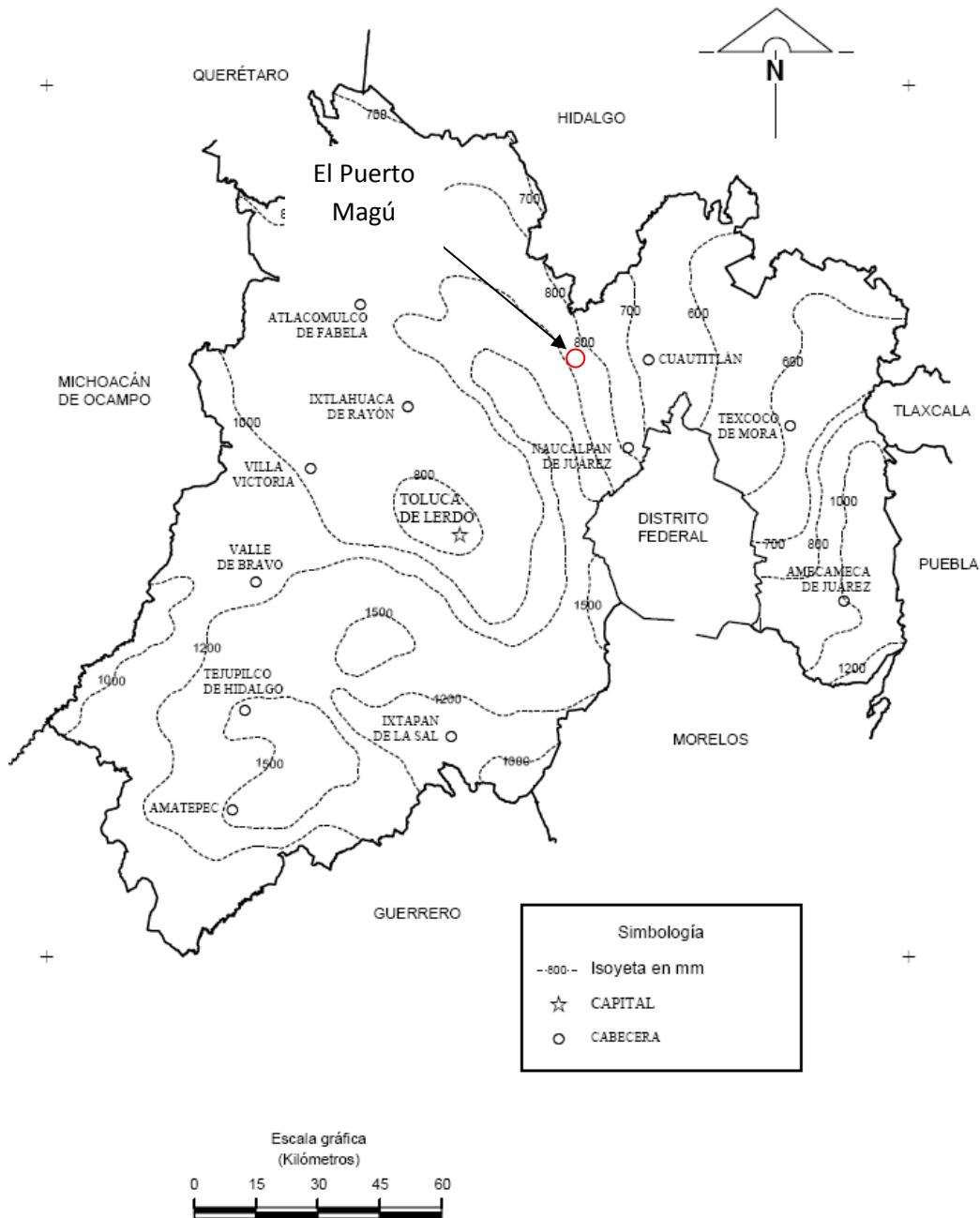


Figura VII. 6. Isoyetas. Mapa 9 del anuario estadístico del Estado de México, 2011

La temperatura: La temperatura media anual es de 15 °C, la temperatura mínima de 5°C y la máxima de 34°C. (*Plan municipal de desarrollo 2013-2015*). En la tabla 10.2.2 se describe la temperatura promedio mensual y anual correspondientes a los años 2007, 2008 y 2009.

Tabla VII. 1. Temperatura promedio mensual y anual en el Estado de México. Fuente Anuario estadístico INEGI 2011

	Ene	Feb	Mar	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agos	Sep	Oct	Nov	Dic	anual
2010	9.5	11.1	14.1	15.9	17.7								
2009	10.9	13.2	14.8	16.8	16.8	16.7	15.6	16.2	15.3	15.2	12.6	11.7	14.7
2008	11.6	13.3	14.4	17.1	17.1	16.4	15.4	16.7	15.8	14.4	12.0	11.2	14.6
2007	12.8	13.3	14.4	16.2	16.9	16.2	16.2	16.0	15.5	12.7	12.2	12.2	14.6

7.3. ÁREA DE LA POBLACIÓN

El área de El Puerto Magú es de aproximadamente 1.229 km² Figura VII.7

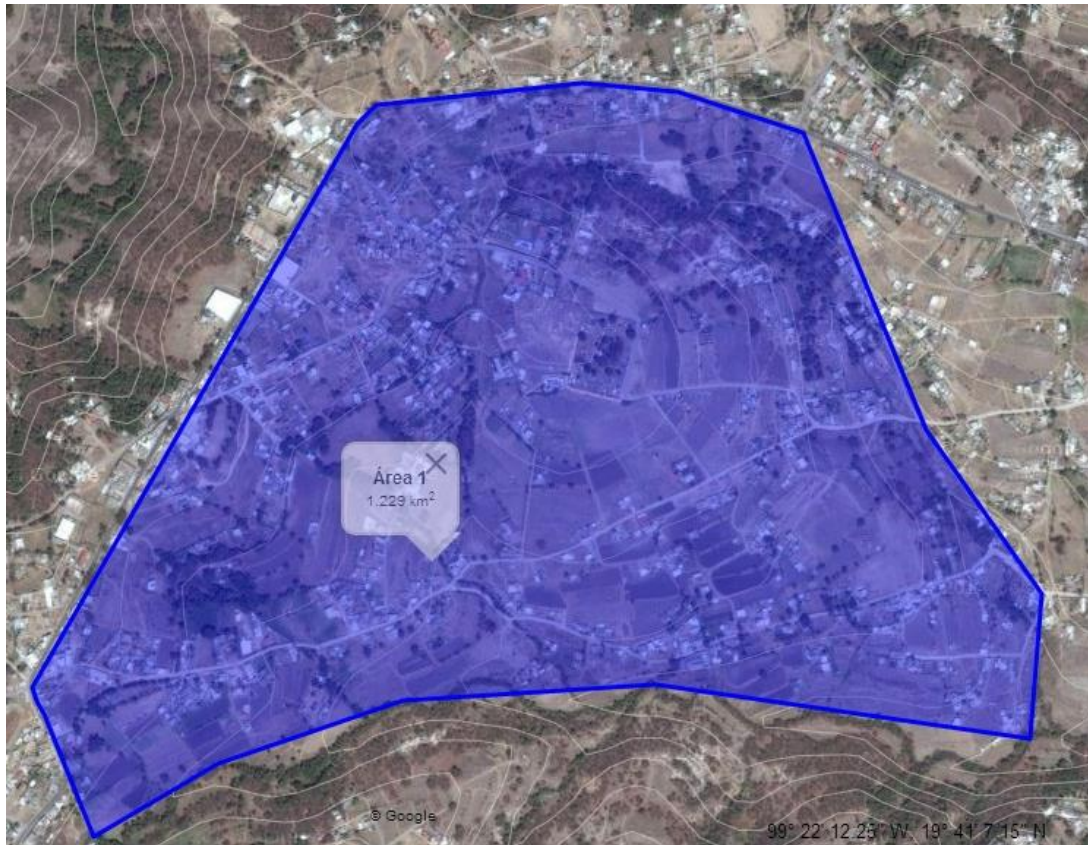


Figura VII. 7. Área del Puerto Magú. Dato obtenido de Mapas INEGI versión 2014.



La densidad de población es un parámetro utilizado para determinar la distribución de la población en un área determinada. Como este parámetro es desigual conviene usarlo de forma regional. Así pues, la densidad de población nacional es de 57 habitantes/km², el estado con menor densidad es Baja California Sur con 9 habitantes/km², el Distrito Federal (que es la entidad con mayor densidad poblacional) tiene 5,920 habitantes/km². Dicho lo anterior se puede apreciar la gran densidad con la que contará El Puerto Magú en los próximos diez años.

7.4. ACTIVIDADES ECONÓMICAS

Las actividades económicas son el conjunto de actividades productivas, y de servicios, de una zona, región o país que son destinadas a la satisfacción de la demanda en el mercado.

Las actividades económicas se subdividen en primarias, secundarias y terciarias.

Las actividades económicas primarias son todas aquellas actividades que extraen los recursos directamente de la naturaleza.

Las secundarias transforman las materias primas, previamente obtenidos de las actividades primarias, en productos elaborados (manufacturados)

Las actividades terciarias abarcan diversos tipos de servicios.

Hace dos décadas la actividad económica principal en el Puerto Magú era la agricultura, siendo los principales productos maíz, avena y frijol, entre otros.

En menor grado se realizaba la pesca, la ganadería y actividades forestales. Las actividades económicas terciarias eran el comercio al por menor.

Las actividades económicas presentes en la población del Puerto Magú se han modificado en los últimos años. A partir de la última década a la fecha el incremento de la población ha cambiado el panorama. Este incremento se dio a partir de que la agricultura cada vez estaba en mayor desuso propiciando la venta de terrenos que previamente eran ejidos. Esto atrajo gente de otros lugares en donde no se practicaba la agricultura y ninguna otra actividad propia del campo. Como consecuencia la población económicamente activa busca empleos fuera de la región, principalmente en los municipios de Tepetztlán, Cuautitlán Izcalli, Tlalnepantla de Baz y Atizapán en diversas actividades pertenecientes al sector secundario como la construcción, instalaciones industriales, etc. La agricultura ya es solo de temporal.



En el sector primario, además de la agricultura de temporada y la ganadería, está la explotación de minas de materiales (agregados pétreos) para la extracción de arena, grava y laja.

El sector secundario es incipiente. Las principales actividades de este sector son destinadas a la construcción, que van desde la fabricación, venta local y venta a zonas cercanas de ladrillos, tabiques, block pesado, elementos prefabricados para la construcción, específicamente para sistemas de vigueta y bovedilla. Además de ciertos establecimientos, que debido a su tamaño y reciente operación, no tienen reconocimiento de hacienda.

Actualmente, y debido al tamaño de la población, se cuenta con diversos servicios para satisfacer las necesidades locales como el abastecimiento de bienes de consumo humano (alimentos) a escala tanto pequeña como grande, servicios de reparación y mantenimiento automotriz (talleres mecánicos, eléctricos), servicios médicos, servicios odontológicos. Los servicios predominantes son de comercio por mayoreo y menudeo.

En cuanto a Educación, los servicios presentes en la comunidad son: dos escuelas primarias y una secundaria.

En lo que se refiere a servicios, la localidad cuenta con abastecimiento y distribución de agua potable proveniente de pozos administrado y operado por el comité local de agua potable de San Francisco Magú AC (CLAPMAC) que tiene carácter autónomo.

En lo referente a transportes hay cuatro líneas de servicio que conectan con los principales centros urbanos, que son San Pedro (cabecera municipal) a 25 minutos y Tepetzotlán centro a 40 minutos. El transporte también conecta a la población con el Distrito Federal en las terminales de las líneas del metro 5 (terminal Politécnico), 6 y 7 (terminal el Rosario) y con la línea 2 (terminal Cuatro caminos).

“De manera general, lo accidentado de la topografía municipal ha originado entre otros factores que la estructura urbana sea desordenada entre los elementos habitacionales, industriales, comerciales y de servicios, esto debido a que el crecimiento urbano se ha realizado en terrenos topográficamente accidentados además de esto la dotación de servicios de agua potable y drenaje presenta problemas en su distribución debido a lo accidentado de la zona.”, MIA Bosques del Paraíso



7.5. GASTO ACTUAL

Gasto actual está calculado en función de la potencia de la bomba, la altura efectiva de bombeo a través de la ecuación: $P_{ot} = \frac{\rho g H Q}{\eta}$

En donde ρ es el peso específico del agua, considerado como 1000 Kg/m^3 ; g es la aceleración gravitacional de 9.81 m/s^2 ;

H es la altura efectiva. Se toman en cuenta la profundidad del pozo y la altura en donde se encuentra el depósito respecto a la posición de la bomba. La eficiencia de la bomba, se considera que es del 80%. Y $P_{ot}=100\text{HP}$ o 7600Kg/m/s (datos obtenidos del comité local de agua potable de San Francisco Magú)

Entonces el gasto medio es:

$$Q_{med} = 5.73866425 \text{ L/s}$$

7.6. CALCULO DE LA POBLACIÓN ACTUAL

El tamaño de la población se estimó de acuerdo al gasto medio:

Considerando que la población es menor de 15,000 habitantes y un clima frio, la dotación es de 100L/Hab/día

$$\text{Población} = 4,959 \text{ habitantes}$$

7.7. PERIODO DE DISEÑO

Al periodo de diseño de una planta de aguas residuales se elige en función del tamaño de la población, en algunos lugares como tesalia Huila se le denomina nivel de complejidad, en el que también están incluidos la capacidad económica o el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto.

Para el caso de la república Mexicana se tienen algunas obras que pueden servir como indicadores del periodo de diseño, tales como la planta de tratamiento de aguas residuales de Cerro de la Estrella, Chapultepec y Cerro del Agua.

La planta de aguas residuales de cerro de la estrella “comenzó su operación en el año de 1971, la de Coyoacán fue inaugurada el 12 de noviembre de 1958, la PTAR de Chapultepec se construyó y empezó a funcionar entre los años 1956 y 1958. La del cerro del agua comenzó a operar a inicios de la década de los 80’s.



Actualmente estas plantas han tenido algunas modificaciones para aumentar la cantidad de aguas residuales a tratar o mejorar la eficiencia, sin embargo siguen operando y su vida útil todavía se vislumbra en un futuro lejano.

Con lo anterior se puede decir que el periodo de diseño en muchos casos es muy sobrado, ya que este representa hasta que fecha la PTAR funcionara de manera adecuada, sin embargo los procesos de purificación evolucionan hacia un mejor rendimiento, es decir, que mejoran o aparecen nuevos procesos en los que se requieren costos menores, menor disposición de área y menor mantenimiento. En este sentido es más conveniente alargar la vida útil de la planta a través de construcciones de calidad y un mantenimiento adecuado.

“La construcción de esta clase de obras origina fuertes inversiones, por lo cual deben proyectarse para servir eficientemente a un número de habitantes mayor que el existente cuando se elabore el proyecto.

Consecuencia de ello es que el lapso en que se proyecte proporcionar servicio eficiente sea amplio, pero no demasiado, porque el costo de la obra aumentaría notablemente. Considerando lo anterior, las erogaciones que se realicen se deben hacer con cargo a todos los usuarios (actuales y futuros) del servicio de acuerdo con el estudio financiero que se realice.

La determinación del periodo de tiempo durante el cual se proyecte proporcionar servicio eficiente, el cual suele llamársele periodo económico de la obra, debe hacerse también atendiendo a la vida útil de los materiales que se utilicen e la construcción del sistema y a la del equipo mecánico necesario para operarlo. .

La dirección general de construcciones de sistemas de agua potable y alcantarillado se auxilia del estudio de factibilidad técnica y económica que en cada caso particular se realiza. Su valor queda generalmente comprendido entre los siguientes valores.

- Para localidades de 2,500 a 15,000 usuarios de proyecto: 6 a 19 años.
- Para poblaciones con más de 15,000 usuarios de proyecto: 15 a 20 años.

Para fines prácticos el periodo de diseño se considerara de **10 años**, de acuerdo con las normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas.



7.8. POBLACION PROYECTO

La población proyecto se calculó con el método de incrementos diferenciales. Tabla VII.2

Tabla VII. 2. Población del puerto Magú y sus respectivos años de censo. Fuente: COESPO, en base al Censo de Población y Vivienda, 2010. INEGI. ITER, solo para los dos primeros datos de población

año	Gasto (L/s)	población		
2005	2.1678	1873		
2010	3.9733	3433	1560	
2014	5.7386	4958	1525	-35
		Promedio=	1543	-35
2020	7.4837	6466	1508	-35
2025	9.1886	7939	1473	-35
2030	10.8530	9377	1438	-35
2035	12.4768	10780	1403	-35

La aportación de aguas residuales en distintos años y para el año 2025 se muestra en la Tabla VII.3.

Tabla VII. 3. Aportación de aguas residuales desde 2005 hasta 2035.

año	Aportación (L/s)	Población (habitantes)
2005	1.73424	1873
2010	3.17864	3433
2014	4.59088	4958
2020	5.98696	6466
2025	7.35088	7939
2030	8.6824	9377
2035	9.98144	10780



Los datos de los años de 2005 y 2010 fueron tomados del INEGI. Los gastos de dichos años fueron calculados en función de los censos correspondientes. El gasto del año 2014 fue calculado (estimado) en función de la potencia de la bomba, horas de bombeo y diámetro de la descarga. La población correspondiente fue calculada en función del gasto. La población para los años subsecuentes se calculó con el método de incrementos diferenciales.

La población proyecto es de **7, 939 habitantes**, la cual se estima que será alcanzada en **el año 2025**.

El gasto alcanzado con dicha población será de 9.1886 L/s y, considerando una aportación del 80%, el influente de agua residual es de 7.35088 L/s.

7.9. GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO Y GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO

Para cuantificar la variación máxima de las aportaciones, se utiliza la fórmula de Harmon, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

Para poblaciones menores a mil habitantes se considera constante e igual a 3.8

Para una población acumulada mayor a 63,450 habitantes, el coeficiente se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de esta cantidad no sigue ya la ley de variación establecida por Harmon.

Entonces el gasto medio instantáneo es:

$$Q_{mi} = 22.4459 \text{ L/s}$$

Si consideramos un factor de seguridad de 1.5 tenemos un gasto máximo extraordinario de:

$$Q_{mext} = 33.6688 \text{ L/s}$$

Gasto máximo futuro:

$$Q_{\text{max.futuro}} = 244.28 \frac{\text{L/hab}}{\text{día}}$$

Gasto mínimo futuro:

$$Q_{\text{min futuro}} = 26.1994 \frac{\text{L/hab.}}{\text{día}}$$



7.10. GASTOS ACTUALES EN L/s

Gasto medio:

$$Q_{\text{medio}} = 4.5925 \text{ L/s.}$$

Gasto máximo:

$$Q_{\text{maximo}} = 14.917 \text{ L/s.}$$

Gasto mínimo:

$$Q_{\text{minimo}} = 1.4132 \text{ L/s}$$

7.11. GASTOS FUTUROS EN $\frac{\text{L/hab}}{\text{día}}$

Q_{Max} . Futuro usando coeficiente de Harmon y afectando solo a la aportación

$$Q_{\text{max. 2025}} = 244.28 \frac{\text{L/hab.}}{\text{día}}$$

$$Q_{\text{min. 2025}} = 26.1994 \frac{\text{L/hab.}}{\text{día}}$$

7.12. GASTOS FUTUROS EN L/seg

Gasto medio:

$$Q_{\text{medio}} = 7.3509$$

Gasto máximo:

$$Q_{\text{max}} = 22.4459$$

Gasto mínimo:

$$Q_{\text{min}} = 2.4073 \text{ L/s}$$

Tabla VII. 4. Resumen de datos de gastos actuales y futuros.

	Q mínimo [L/s]	Q medio [L/s]	Q máximo [L/s]
Población Presente	1.4132	4.5925	14.9176
Población Futura₂₀₂₅	2.4073	7.3509	22.4459



7.13. LÍMITES MÁXIMOS PERMITIDOS NOM-001-SEMARNAT-1996

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

(1) Instantáneo
 (2) Muestra Simple Promedio Ponderado
 (3) Ausente según el Método de Prueba definido en la NMX-AA-006. Derechos.
 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

Figura VII. 8. Límites máximos permitidos para contaminantes básicos. NOM-001-SEMARNAT-1996

Muestra Compuesta. Es la que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la tabla 1. Para conformar la muestra compuesta, el volumen de



cada una de las muestras simples deberá ser proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma.

Muestra Simple. La que se tome en 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 para completar cuando menos, un volumen suficiente para que se lleven a cabo los análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargado en el sitio y en el momento del muestreo. El volumen de cada muestra simple necesario para formar la muestra compuesta se determina mediante la siguiente ecuación. $VMSi=VMC (Qi/Qt)$

Promedio diario (P.D.). El valor que resulta del análisis de una muestra compuesta. En el parámetro de grasas y aceites, es el promedio ponderado en función del caudal, y la media geométrica para los coliformes fecales, de los valores que resultan de cada una de las muestras simples tomadas para formar la muestra compuesta. Las muestras de pH no deberán estar fuera del rango permisible, en ninguna de las muestras simples.

Promedio mensual (P.M.). El valor que resulte de calcular el promedio ponderado en función del caudal, de los valores que resulten del análisis de al menos dos muestras compuestas (promedio diario)

Tabla VII. 5. Límites máximos permitidos

PARAMETRO	PM	PD
temperatura	N.A.	N.A.
grasas y aceites	15	25
materia flotante	ausente	ausente
sólidos sedimentables	1	2
sólidos suspendidos totales	150	200
demanda bioquímica de oxígeno	150	200
nitrógeno total	40	60
fosforo total	20	30



7.14. CARACTERIZACIÓN DEL AGUA RESIDUAL

Por tratarse de un estudio preliminar se pueden utilizar datos de bibliografía para poder dar un dimensionamiento aproximado de las instalaciones. A continuación se muestra en la Tabla VII.6 la caracterización según datos de Metcalf and Eddy y de la organización panamericana de la salud.

Tabla VII. 6. Caracterización de aguas residuales según Metcalf y Eddy y la organización panamericana de la salud

fuente	Metcalf y Eddy (mg/L)			organización panamericana de la salud (mg/L)		
	fuerte	media	débil	México 100,000hab	Colombia 130,000hab	Venezuela 100,000hab
constituyente						
sólidos totales:	1200	720	350	987	593	408
disueltos totales	850	500	250	820	331	
fijos	525	300	145	769	272	230
volátiles	325	200	105	218	321	178
en suspensión totales	330	220	100	167	262	
fijos	75	55	20			
volátiles	275	165	80			
sólidos sedimentables, mL/L	20	10	5	3	2.7	4
DBO _{5,20}	400	220	5	301	167	219
COT	290	160	110			
DQO	1000	500	80	430	361	364
Nitrógeno (total como N)	85	40	20	21	21	34.5
orgánico	35	15	20	9	8.4	14.5
amoníaco libre	50	25	8	12	12.6	20
nitritos	0	0	12		0.004	0.02
nitratos	0	0	0		0.056	0.03
Fosforo (total como P)	15	8	0	29	15.4	5.8
orgánico	5	3	4			
inorgánico	10	5	1			
cloruros	100	50	30		38.9	72
alcalinidad (como CaCO ₃)	200	100	50			
grasa	150	100	50	96	32	

Para el caso de los datos de la organización panamericana de la salud, se muestra también la población que género dichas aguas residuales con sus respectivas concentraciones y se puede constatar que no existe una relación entre el tamaño de la población y las concentraciones de contaminantes. Sin embargo los datos de la organización panamericana de la salud en México tienen una tendencia a estar entre la concentración media y la concentración fuerte de Metcalf y Eddy. Por lo tanto propongo que para el dimensionamiento de las instalaciones de la planta se utilicen valores comprendidos entre la concentración media y la concentración fuerte.



7.15. INFLUENTE Y EFLUENTE.

En la Tabla VII.7 se muestran las concentraciones propuestas para al dimensionamiento de las instalaciones en la planta de tratamiento de aguas residuales.

Tabla VII. 7. Concentración de contaminantes para la PTAR El Puerto

constituyente	concentración mg/L
sólidos totales:	960
disueltos totales	675
fijos	412.5
volátiles	262.5
en suspensión totales	275
fijos	65
volátiles	220
sólidos sedimentables, mL/L	15
DBO5,20	310
COT	225
DQO	750
Nitrógeno (total como N)	62.5
orgánico	25
amoniaco libre	37.5
nitritos	0
nitratos	0
Fosforo(total como P)	11.5
orgánico	4
inorgánico	7.5
cloruros	75
alcalinidad(como CaCO3)	150
grasa	125

En la Tabla VII.8 se muestran las concentraciones a las que se puede verter al agua tratada al río.

Tabla VII. 8. Concentraciones límite máximo permitido

PARAMETRO	PM	PD
grasas y aceites	15	25
materia flotante	ausente	ausente
sólidos sedimentables	1	2
sólidos suspendidos totales	150	200
demanda bioquímica de oxígeno	150	200
nitrógeno total	40	60
fosforo total	20	30



VIII. ELECCIÓN DEL TREN DE TRATAMIENTO

La elección del tren de tratamiento más adecuado será un equilibrio entre lo funcional y la factibilidad económica (financiera) del proyecto, desde la construcción al momento de operarla. Actualmente hay una gran variedad de operaciones y procesos unitarios para el tratamiento de aguas residuales, sin embargo la mayoría requieren de conocimientos técnicos más profundos, lo que los vuelve inadecuados para algunas comunidades. De acuerdo con la **metodología SELTAR**, se buscan los sistemas más adecuados en función de las características económicas, sociales y culturales, además del nivel de escolaridad de la comunidad. En la Tabla VIII.1 se muestran los tratamientos que se pueden utilizar en el sistema. Todos son operaciones y procesos ampliamente usados en el país (el sistema de lodos activados es usado en el 29.14% de las PTAR del país y en el 56.11% de las PTAR del Estado de México), por lo que pueden ser implantados y operados sin personal muy especializado, además, en el Estado de México se cuenta con una amplia experiencia sobre dichos procesos y operaciones.

Tabla VIII. 1. Operaciones y procesos unitarios adecuados para el tren de tratamiento

abreviatura	operación o proceso de tratamiento
Tpr1	tratamiento preliminar de rejilla gruesa + rejilla fina
Tpr2	tratamiento preliminar de rejilla gruesa + rejilla fina + desarenador
S1C	sedimentador primario convencional
S2	Sedimentador secundario
Lac	Lodos Activados Clásicos
DA	Digestión Aerobia de lodos
Dan	Digestión Anaerobia de lodos
DC	Desinfección con cloro

Los sistemas de lagunas no se toman en cuenta por su requerimiento de amplios espacios para su operación y grandes tiempos de respuesta (**tiempos de retención hidráulica**). En las Tablas VIII, VIII.3 y VIII.4 se muestran los esquemas posibles para el pre tratamiento, tratamiento primario, secundario.



Tabla VIII. 2. Posibles arreglos de tratamiento primario

código	Esquema	
	preliminar	Primario
p1	Tpr2	S1C
p2	Tpr1	S1C

Tabla VIII. 3. Posibles arreglos de tratamiento secundario.

código	esquema		
	preliminar	primario	secundario
S1	Tpr2	S1C	Lac
S2	Tpr1	S1C	Lac
s3	Tpr2	S1C	LAOC
s4	Tpr1	S1C	LAOC

Tabla VIII. 4. Posibles arreglos de tratamiento terciario.

código	esquema			
	preliminar	primario	secundario	terciario
S1	Tpr2	S1C	Lac	S2+DC
S2	Tpr1	S1C	Lac	S2+DC
s3	Tpr2	S1C	LAOC	S2+DC
s4	Tpr1	S1C	LAOC	S2+DC

Tratamiento y disposición de lodos.

Para el sistema de tratamiento de los lodos se propone espesamiento por flotación o gravedad, estabilización anaerobia y aerobia, secado y deshidratación.

Para la disposición se contempla que los lodos se utilicen como fertilizantes.

En la figura VIII.1 se muestra el diagrama de flujo del tren de tratamiento seleccionado.

8.1. DIAGRAMA DE FLUJO DE LA PTAR EL PUERTO MAGÚ.

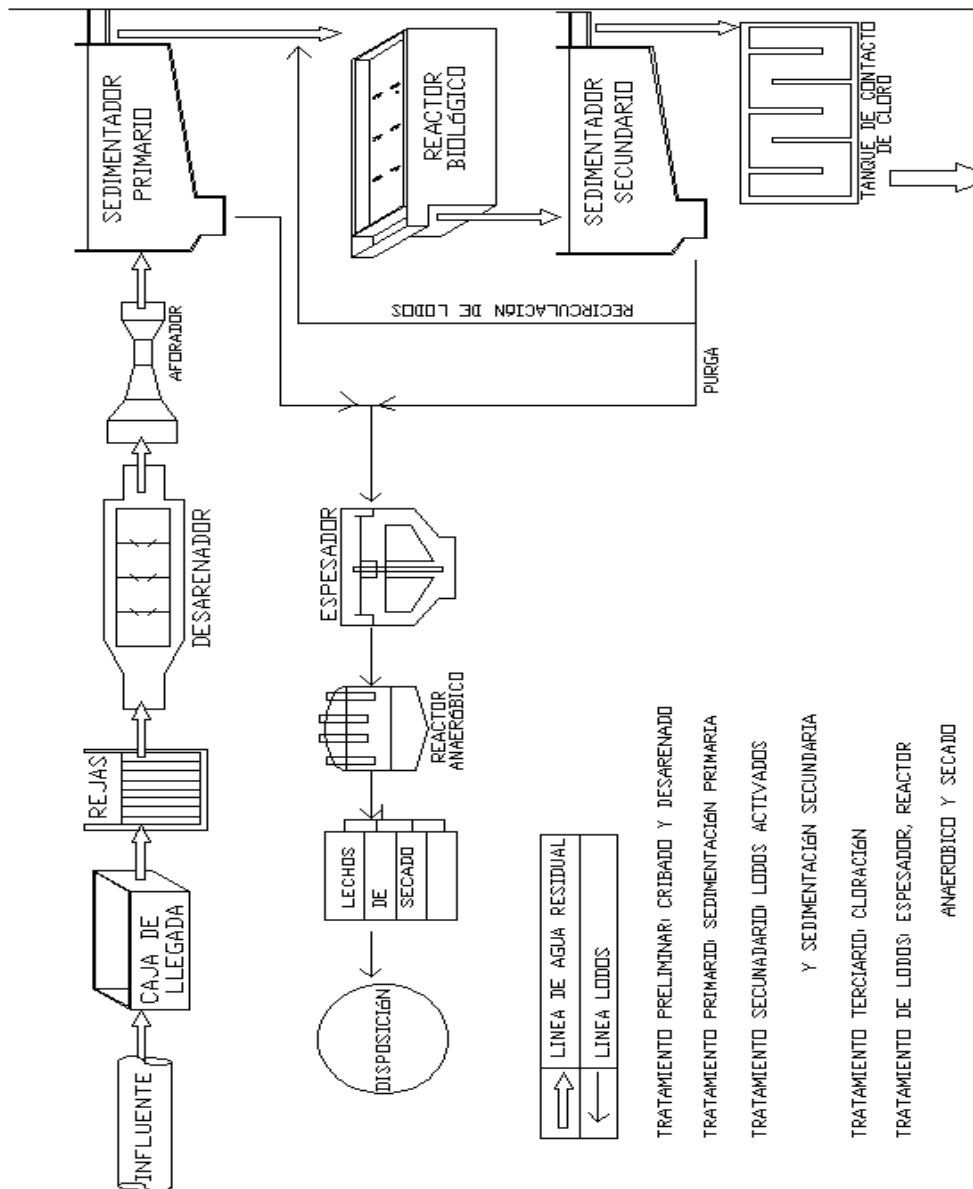


Figura VIII. 1. Diagrama de flujo. Elaboración de Moisés González Álamo



8.2. DATOS BASICOS DE DISEÑO DE LA PTAR EL PUERTO MAGÚ

En las Tablas VIII.5 y VIII.6 se muestran las aportaciones, tanto de la población presente como de la población proyecto.

Tabla VIII. 5. Aportación de diseño para la población proyecto en L/s

	Q mínimo [L/s]	Q medio [L/s]	Q máximo [L/s]
Población Presente	1.4132	4.5925	14.9176
Población Futura₂₀₂₅	2.4073	7.3509	22.4459

Tabla VIII. 6. Aportación de diseño para la población proyecto en L/Hab/día

	Q mínimo [L/hab/día]	Q medio [L/hab/día]	Q máximo [L/hab/día]
Población Futura₂₀₂₅	26.1994	79.9997	224.28

Emisor:

El tubo emisor de doce pulgadas de diámetro (30 cm), hecho de concreto, a tubo lleno, es capaz de conducir un caudal de hasta 238.44 L/s.

$$Q_{tll} = 238.44 \frac{L}{s} ;$$

Si $Q_{med}=7.3509L/s$; $y= 0.14483786m$; $v=0.2150811m/s$; $A=0.03417894m^2$

Si $Q_{med}=14.7018L/s$; $y= 0.22956754m$; $v=0.24936978m/s$; $A=0.05895582 m^2$



IX. DIMENSIONAMIENTO

A continuación se presentan las dimensiones de las instalaciones de la planta de tratamiento de aguas residuales.

9.1. PRE TRATAMIENTO

Una vez calculados los gastos de diseño se procede a hacer el dimensionamiento de las instalaciones de el tren de tratamiento. La memoria de calculo se presenta como anexo al final del trabajo.

9.1.1. REJAS

La función del sistema de cribado es evitar el paso de sólidos de gran tamaño que pueda obstruir el flujo del agua en cualquiera de los procesos y operaciones unitarias o equipos electromecánicos. El sistema debe funcionar de manera que se controle el nivel de agua residual en el canal, debe controlar el espesor del material retenido.

Tabla IX. 1. 1 características más comunes de rejillas. Fuente: manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos

concepto	tipo de rejilla	
	<i>limpieza manual</i>	<i>limpieza mecánica</i>
espesor de las barras (cm)	0.6 a 1.6	0.6 a 1.7
espaciamento entre barras (cm)	2.5 a 5.1	1.6 a 7.6
pendiente con la horizontal (°)	30 a 60	0 a 30
velocidad de llegada del agua (cm/s)	30 a 60	60 a 90
perdida permisible de carga en las rejillas (cm)	15	15
profundidad útil del canal (cm)	30	30



Tabla IX. 2. Gastos de diseño

	Q mínimo [L/s]	Q medio [L/s]	Q máximo [L/s]
Población Presente	1.7673	4.5925	14.9176
Población Futura₂₀₂₅	2.4073	7.3509	22.4459

Se propone tres canales con la capacidad de conducir el gasto medio futuro cada uno.

$$\text{Capacidad total} = 3Q_{med\ futuro} = 3 \times 7.3509 = 22.0527\text{L/s}$$

Si en el futuro tiene lugar por lluvias y tormentas un gasto que alcance la capacidad total del sistema de alcantarillado (Emisor a $Q_{m\acute{a}x.}$ del tubo), habrá que desviar el excedente():

Tabla IX. 3. Gastos de diseño del emisor

Emisor a capacidad máxima	238.44 L/s
Capacidad rejillas y desarenador	22.9625 L/s
Diferencia	215.4775 L/s

A continuación se muestran de manera resumida las dimensiones de las rejillas de cribado del tratamiento preliminar.

Tabla IX. 4. Dimensiones de la rejillas

Condiciones de flujo en canal de rejillas	
velocidad en el canal:	0.60m/s
velocidad entre rejillas:	0.75m/s
inclinación de las rejillas:	30°
tipo de limpieza:	manual

$$\text{Ancho del canal, } B = 0.15\text{m}$$

PÉRDIDA DE CARGA EN LAS REJILLAS

Las pérdidas de carga hidráulica se calculan con el fin de saber si se requiere de energía adicional para el funcionamiento de la PTAR. $h = 0.002502\text{m}$ o 2.5mm lo cual es prácticamente despreciable.

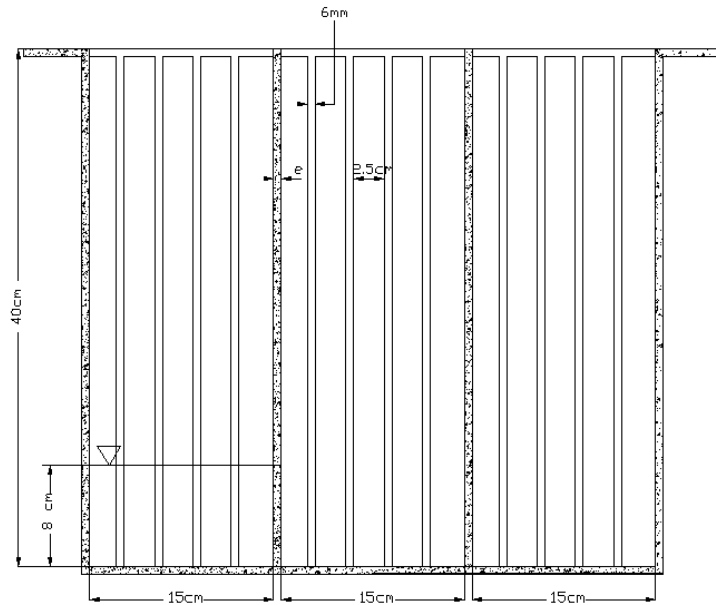


Figura IX. 1
canal de rejas y canal de transición.
Vista frontal

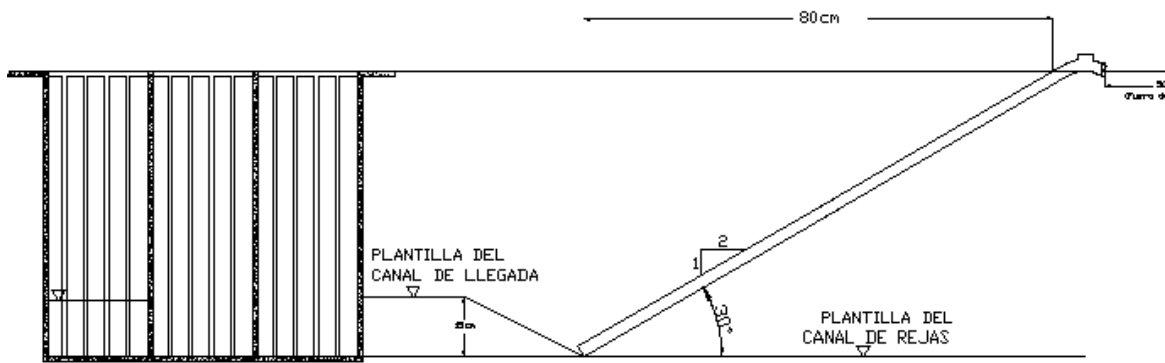


Figura IX. 2 Canal de rejas y canal de transición. Vista lateral

9.1.2. CANAL DE REJAS

Ancho total de los canales

El espesor entre los canales de rejas depende del material que se utilice en su construcción. Para el interior de los canales se pueden usar laminas de acero resistente a la corrosión y para los lados exteriores se pueden utilizar tabiques.

suponiendo que $e = 1.5\text{cm}$; $BT = 48\text{ cm}$



Canal de transición y pérdida de carga local.

Transición: de canal rectangular a canal rectangular. $H_f \leq 15\text{cm}$

$$h_L = 0.0041\text{m} \text{ la pérdida es despreciable.}$$

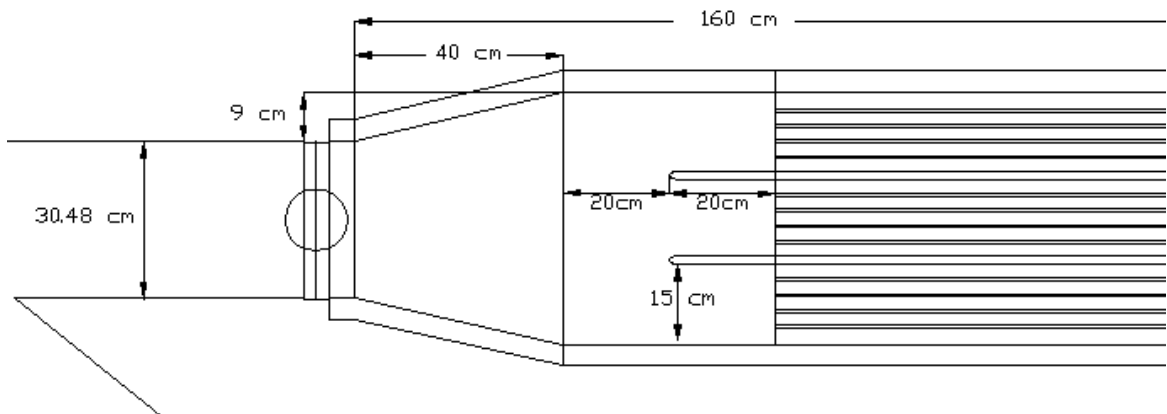


Figura IX. 3. canal de rejás y canal de transición. Vista en Planta

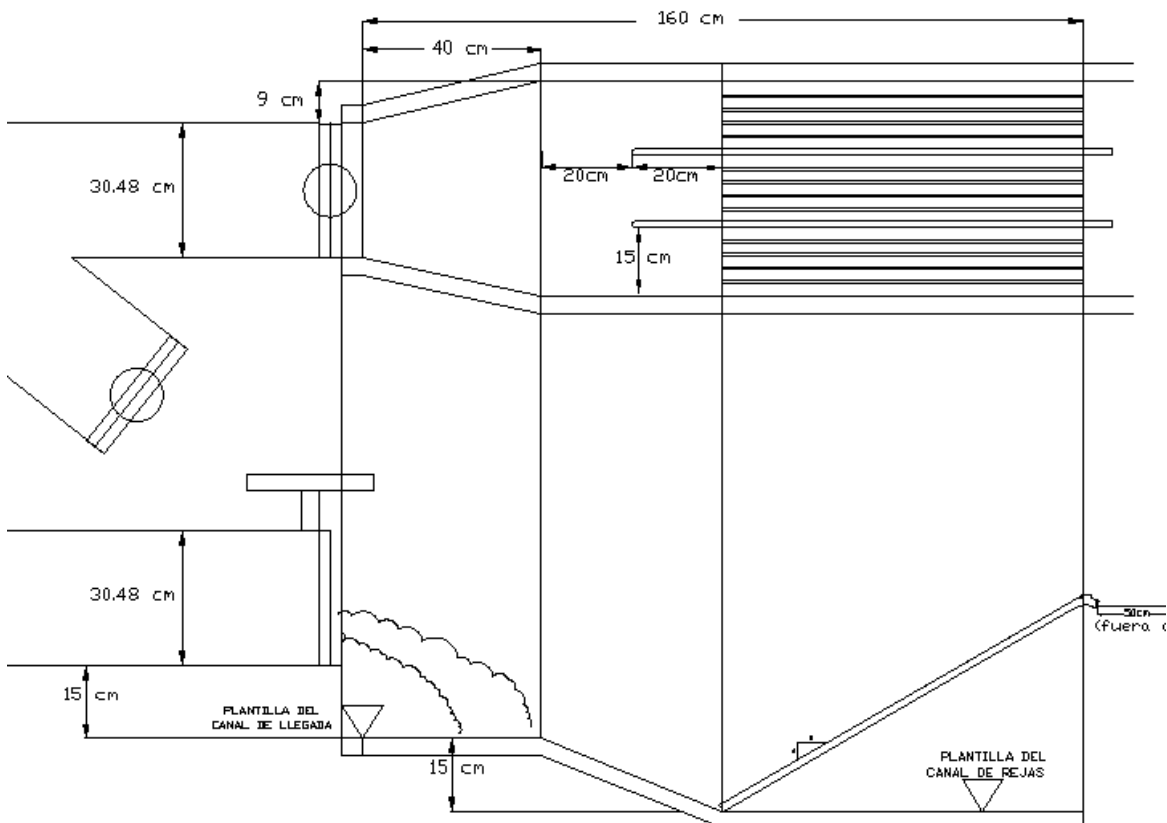


Figura IX. 4. canal de rejás y canal de transición. Vista en Planta y lateral.



9.1.3. CANAL DESARENADOR

Canal desarenador (de flujo horizontal).

- **Limpieza manual**
- Datos: $Q_{med}=4.5925$ L/s (para un canal);
- $Q_{mi} = 22.4459$ L/s
- $V=0.30$ m/s (-+0.05 m/s);
- $\phi_{arenas}=0.21$ mm (malla #65);
- $\gamma=2.65$ g/cm³; gravedad específica.
- $C_s=0.023$ m³/s/m² a 20 °C (experimental sewage treatment; Imhoff & Favi)
- $V_{sedimentación}$ de partículas de $\phi=0.20$ mm en agua limpia a 20 °C (grafica de "wáter purification and wastewater treatment" de Fair, Geyer y Okun)
- $V_s = 2.54 \frac{cm}{seg}$
- $S_s = 2.65$

Tabla IX. 5. Datos de diseño

datos de diseño	
v=	0.3 m/s
γ =	2.65 g/cm ³
C_s =	0.023 m ³ /s/m
V_s =	2.54 cm/s
S_s =	2.65

En la práctica se pueden tomar como base los datos válidos en sedimentación libre para, partículas de arena de densidad 2.65 g/cm³ temperatura del agua de 15.5°C y eliminación del 90%

Tabla IX. 6. Diámetro de partículas eliminadas y su velocidad de sedimentación.

diámetro de las partículas eliminadas	velocidad de sedimentación
0.150 mm	40-50 m/h
0.200 mm	65-75 m/h
0.250 mm	85-95 m/h
0.300 mm	105-120 m/h

Si el peso de la arena es sustancialmente menor de 2,65 deben usarse velocidades de sedimentación inferiores a las expuestas en el cuadro anterior.



Área horizontal de canal desarenador con el gasto medio futuro

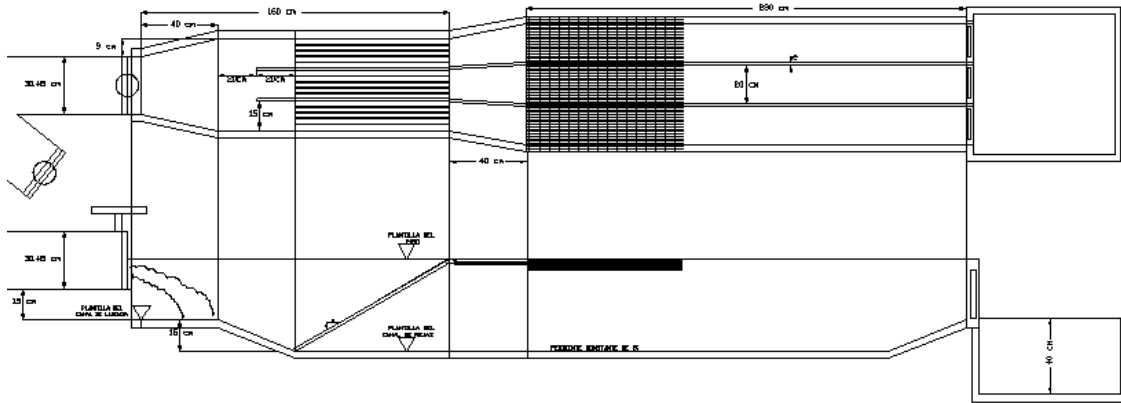
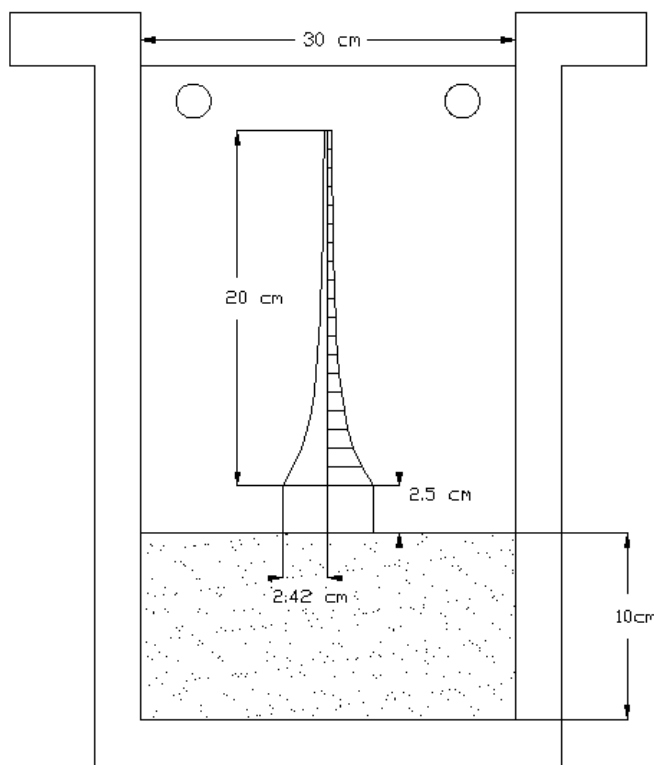


Figura IX. 5. Tratamiento preliminar. Vista en Planta y lateral.

9.1.4. VERTEDOR PROPORCIONAL

La función del vertedor proporcional es regular la velocidad del agua residual en el canal desarenador y medir el gasto. Despejando la formula. Y graficando se obtiene



y	x
0	2.42213816
1	1.83540856
2	1.38175457
3	1.07127545
4	0.86135162
5	0.71505757
6	0.60877792
7	0.52893677
8	0.46707332
9	0.41779429
10	0.37774466
11	0.3445741
12	0.31671592
13	0.29293972
14	0.27247668
15	0.25465589
16	0.23900393
17	0.22514875
18	0.21280273
19	0.2017342
20	0.19175503

Figura IX. 6. Vertedor proporcional y tabla de coordenadas.



9.2. TRATAMIENTO PRIMARIO

Después de haber pasado por el pretratamiento, las aguas residuales continúan su paso por el sedimentador primario. En esta fase se retiran los sólidos sedimentables y flotantes como aceites y grasas, logrando remover desde 50% a 70% de los sólidos suspendidos, y como consecuencia la DBO se disminuye desde un 25% a 40%.

9.2.1. SEDIMENTADOR PRIMARIO

Para hacer el dimensionamiento del sedimentador primario se consultó el manual de diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales, SARH. Los cálculos necesarios para llegar a los siguientes resultados se pueden consultar en el anexo al final del documento.

Tabla IX. 7. Resumen de datos del sedimentador primario

sedimentador primario	
ancho (w)=	3.50 m
Largo (L)=	4.60 m
Profundidad (H)=	2.50 m
carga superficial (Cs)=	30.25 m ³ /día/m
tiempo de retención (t)=	1.98 h
velocidad horizontal (v)=	3.02 m/h
lodos generados al día (V)=	3.93 m ³
lodos generados 8 h=	1.96 m ³
volumen de tolva (V)=	2.00 m ³

Se pretende que solo haya dos turnos para operar la planta, el primero de las 7:00 h a 15:00 h y el segundo de 15:00 a 21:00

Tolvas

Si tenemos que el ancho de la bahía es de **3.5m** por **1.75m**, cada tolva tendrá una base menor de **0.35x0.35** m. La altura de la tolva es: **$H \approx 0.55m$**

La pendiente mínima en la base del tanque sedimentador será de **s=1.5%** y en el interior de las tolvas tendrá un ángulo de inclinación de 10.954° con respecto a la vertical.

Eficiencia de remoción.

a=0.018; b=0.020 R (DBO)=34.131% a=0.0075; b=0.014 R (SST)=55.945%



Valores estimados según datos propuestos

Balance de sólidos en el sedimentador primario.

Calidad del agua residual en la entrada

Tabla IX. 8. Calidad del agua residual en la entrada al tren de tratamiento.

constituyente	concentración, mg/L
sólidos totales:	960
disueltos totales	675
en suspensión totales	275
DBO _{5,20}	310

Calidad del agua residual en la salida.

Siendo la eficiencia de remoción de sólidos del 55.945%, la calidad del efluente es 422mg/L, Y la concentración de BDO es de 204.1939

Tabla IX. 9. Calidad del agua residual en la salida del tren de tratamiento

constituyente	concentración Entrada mg/L	concentración Salida mg/L
sólidos totales:	960	422
DBO _{5,20}	310	204.2

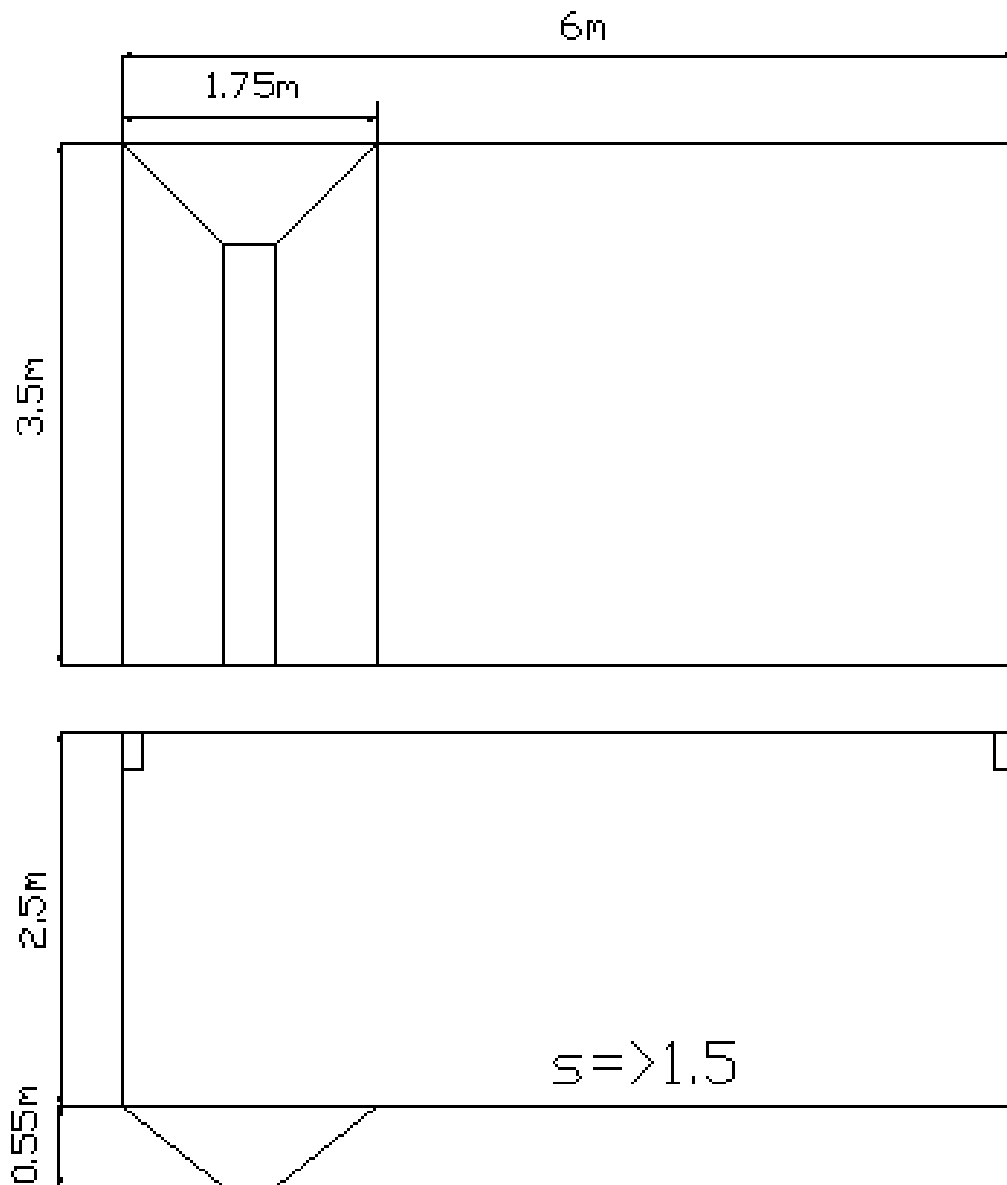


Figura IX. 7. planta y perfil del tanque sedimentador primario

Tabla IX. 10. Dimensiones y datos del mecanismo de entrada del sedimentador primario

sistema de orificios	
$\phi =$	5.00 cm
numero orificios=	11.00
v orificios=	0.35 m/s
$Q_{med} =$	0.0073509 m^3/s
$Q/orificio =$	0.0006683 m^3/s
canal	
ancho=	0.20 m
profundidad=	0.40 m

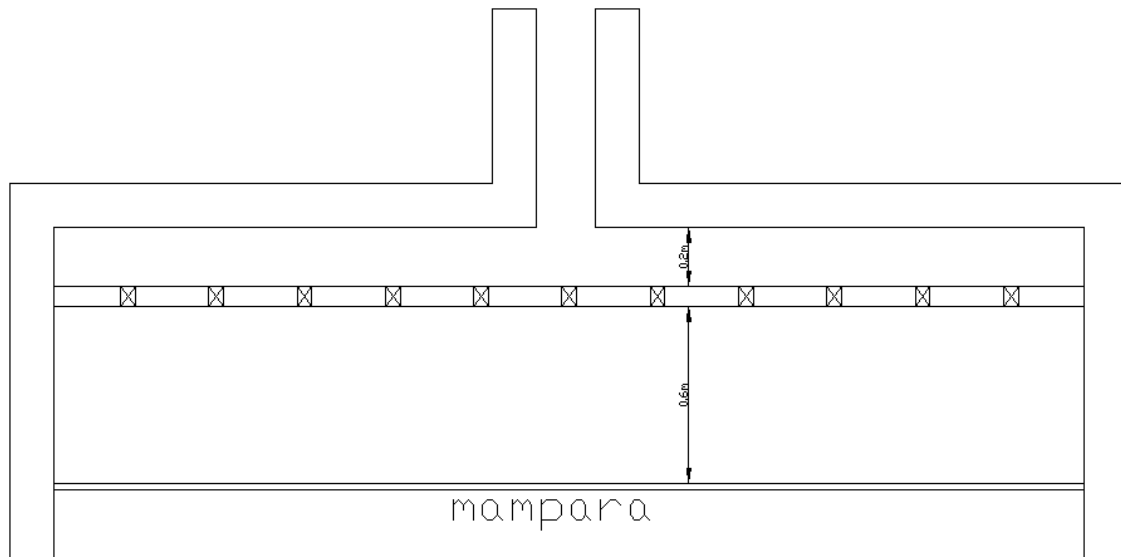


Figura IX. 8. Vista en Planta del mecanismo de entrada al tanque sedimentador primario.

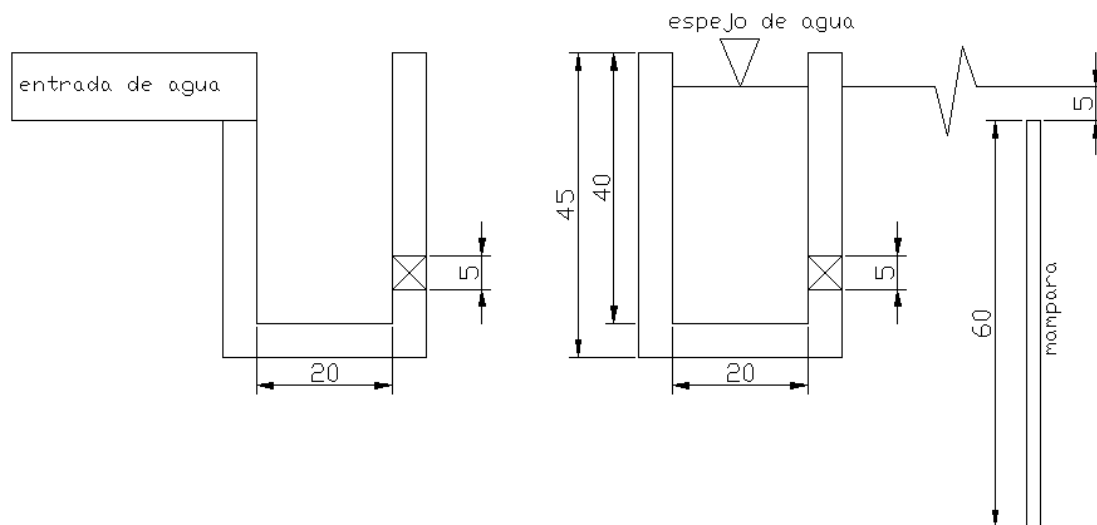


Figura IX. 9. Vista lateral del mecanismo de entrada al tanque sedimentador primario

Mecanismo de Salida

La salida se realizara a través de un vertedor triangular de 90°, realizado con placa de acero de 1/4" de espesor la cual tendrá que pintarse cada 6 meses.

La carga sobre el vertedor puede ser entre $150 - 200 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$; para este caso se tomara de $185 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m} = 0.00214120 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$



El diseño de la longitud del vertedor se realizara para cada bahía con un gasto de $0.0073509 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 3.433\text{m}$

Si se considera que se cuenta con 8 vertedores triangulares en 1 metro, tenemos que el gasto unitario es de:

El número de vertedores es $Nv = 28 \text{ vertedores}$

La altura del agua sobre el vertedor se tiene que es: $h = 0.032\text{m}$

Para garantizar la caída libre sobre el vertedor y permitir el paso del aire, se consideraran 10 cm por abajo del vértice.

Descarga por metro de ancho de canal: $q = \frac{Q}{b} = 0.049006 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

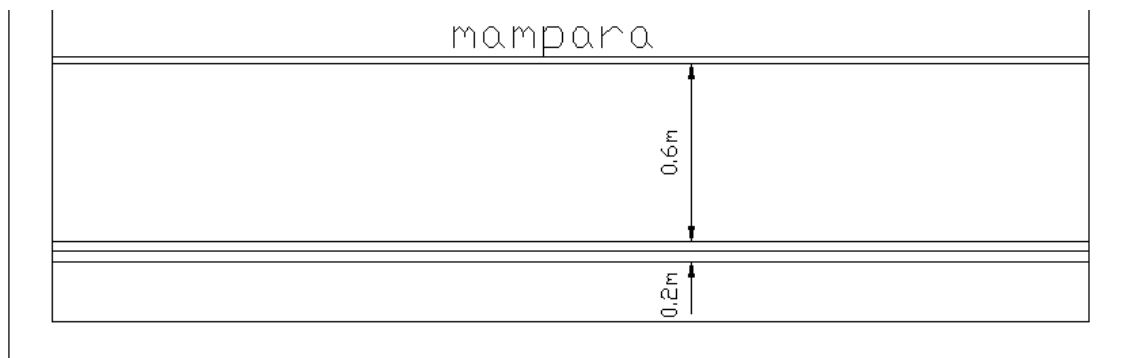
El tirante crítico es: $d = y_c = 0.062557\text{m}$

La velocidad es de: $v = 0.647236 \text{ m}/\text{s}$

La pérdida de carga debido a la velocidad es: $h = 0.0107670 \text{ m}$

Esto requiere una profundidad de 0.135863 m

Lo que representa una diferencia de niveles total de $H = 0.235863 \text{ m}$ de caída libre.



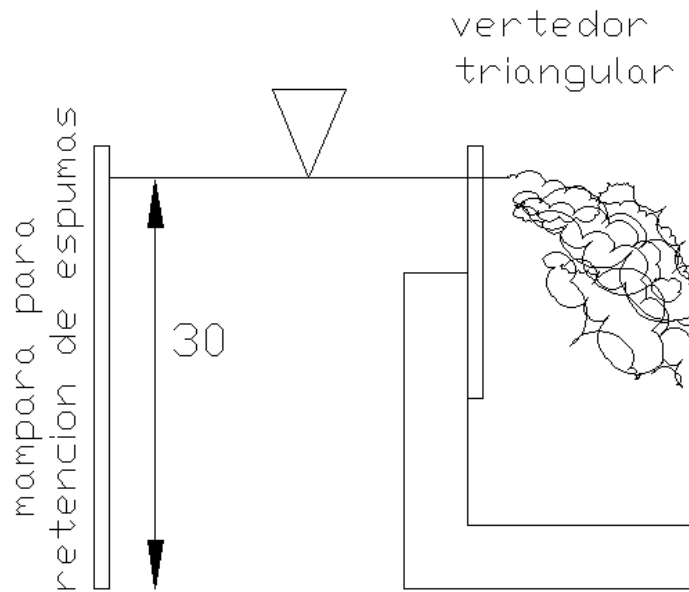


Figura IX.11 Vista en Planta del mecanismo de salida del tanque sedimentador primario y vista frontal del vertedor triangular.

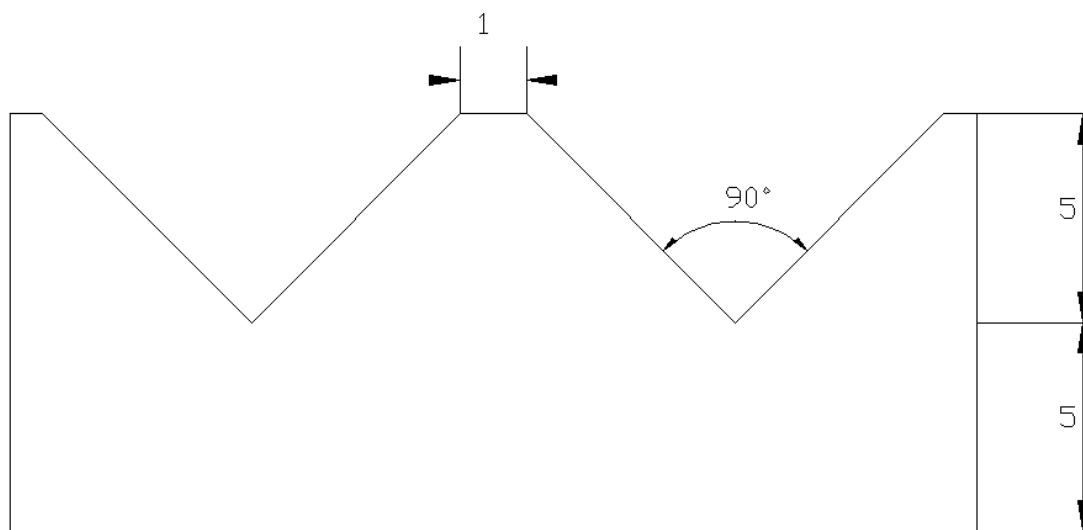


Figura IX.12 detalles de los vertedores triangulares

9.3. TRATAMIENTO SECUNDARIO

En esta etapa se elimina la mayor parte de los compuestos orgánicos de las aguas residuales. Principalmente se remueve la materia orgánica demandante de oxígeno en términos de la DBO.

9.3.1. SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS

El sistema se compone de un reactor aireado artificialmente, seguido por un sedimentador secundario que cumple la función de separar la biomasa suspendida en



la fase líquida. Una pequeña parte de la biomasa separada en el clarificador es recirculada al reactor, el resto se retira para darle un tratamiento previo a su disposición.

Selección de aireadores. Teóricamente se tiene que trabajar con un aireador de 5 CV cuyo diámetro de influencia sería de 10 m. O con dos aireadores de 2.5 CV con diámetro de influencia de 6 m.

Disposición de los aireadores en el tanque de aireación.

Opción 1. Un aireador de 5CV con diámetro de influencia de 10m. (En el anexo se muestra otra opción)

Suponiendo un reactor cuadrado de 7x7 metros se tendría un área de 49 m^2 y siendo $V = 92.62134 \text{ m}^3$, la profundidad del reactor sería entonces:

$$\textit{Profundidad} = 1.9\textit{m}$$

Se considera un bordo libre de: **$B.L = 60 \text{ cm}$**

Por razón de dimensiones, la opción 1 de un solo aireador es la mejor. Las profundidades de los tanques de aireación con unidades de superficie varían de 2.4 a 3.6 m. en este caso, por tratarse de un reactor que maneja un gasto pequeño, se considera aceptable la profundidad de 1.9 m.

Deben compararse varias disposiciones de aireadores. Consideraciones económicas y de ingeniería determinarían la selección final de los aireadores y su disposición.

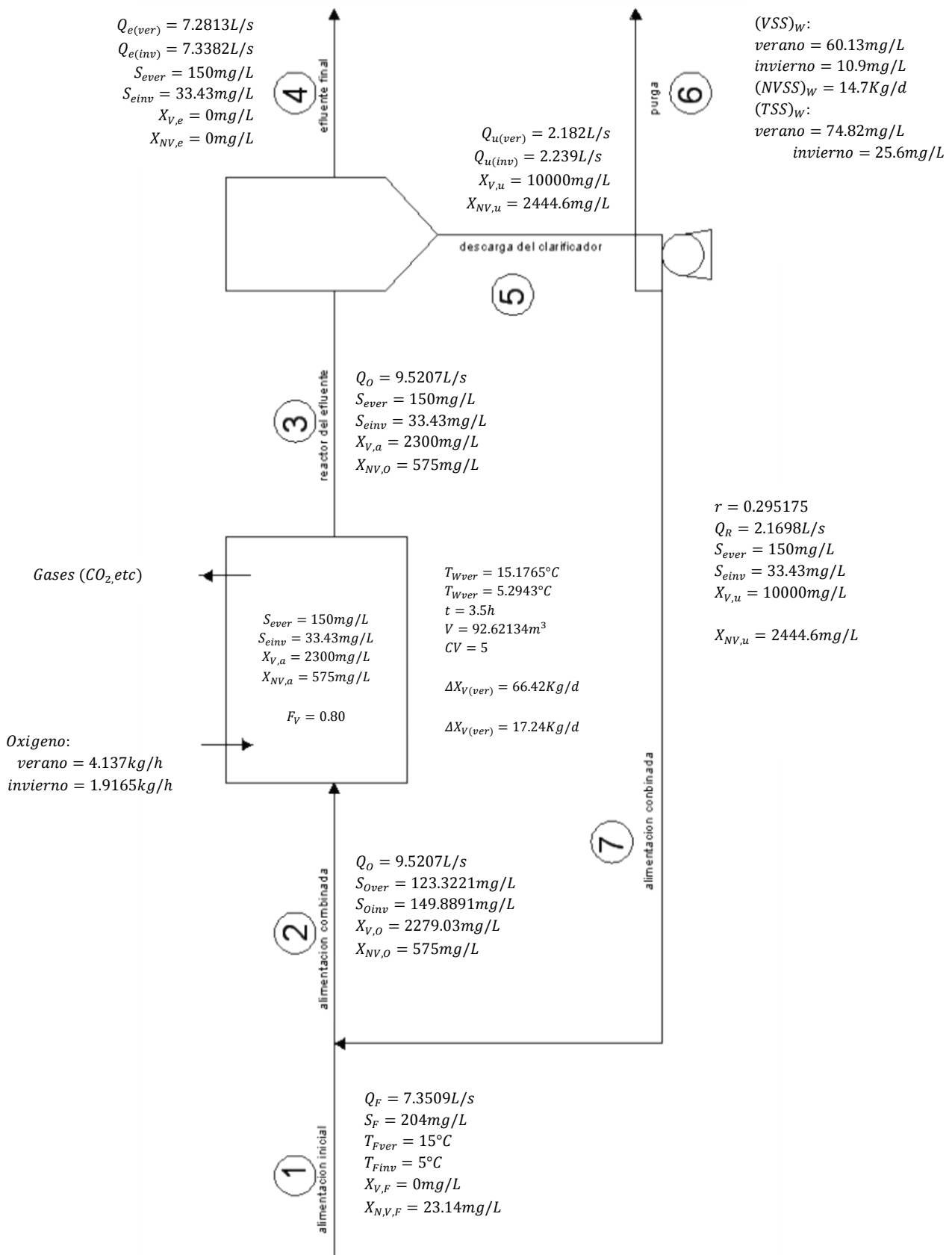


Figura 12. 3. 1. 7 Diagrama de flujo

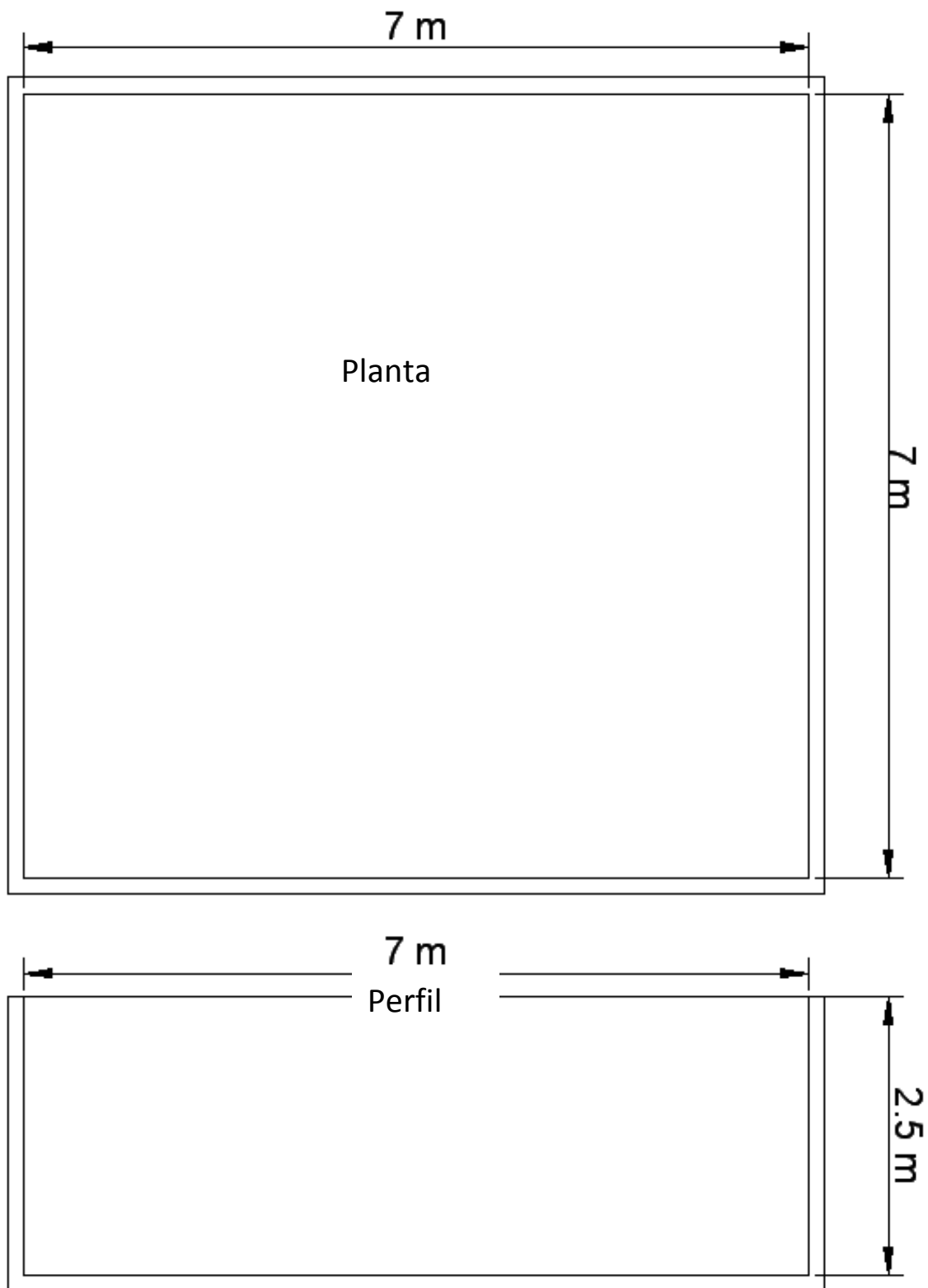


Figura 12.3.1.8 medidas del Reactor.



9.3.2. SEDIMENTADOR SECUNDARIO

El sedimentador secundario es una instalación complementaria del sistema de lodos activados, en el que el efluente queda lo suficientemente clarificado para cumplir con las normas oficiales mexicanas. Debido a la naturaleza floculenta de los sólidos en el efluente, en el sedimentador secundario se tiene una sedimentación del tipo dos.

$$Q_r = 187.47 m^3/d$$

$$Q_{W(ver)} = 6.0132 m^3/d$$

$$Q_{W(inv)} = 1.09 m^3/d$$

$$Q_F = 635.11776 m^3/d$$

$$Q_{e(ver)} = 0.6291 m^3/d$$

$$Q_{e(inv)} = 0.634 m^3/d$$

$$Q_o = 822.58848 m^3/d$$

$$Q_{u(ver)} = 193.4839 m^3/d$$

$$Q_{u(inv)} = 188.56 m^3/d$$

Sólidos suspendidos:

Entrada al sedimentador

$$X_{v,a} = 2300 mg/L$$

$$X_{NV,a} = X_{NV,o} = 575 mg/L$$

$$SST = 2875 mg/L$$

Efluente del sedimentador

$$X_{V,e} = 10 mg/L$$

$$X_{NV,e} = 0 mg/L$$

Eficiencia de remoción, η

$$\eta = \frac{2875 - 10 mg/L}{2875 mg/L} = 0.9965$$

$$\eta = 99.65\% \quad \text{Muy buena}$$



$$\text{Área horizontal/Tanque} = 12 \text{ m}^2$$

Ancho de cada unidad = 3 m

Largo de la unidad = 4m

Vertedor Efluente

Considerando una carga sobre el vertedor de $2.51 \text{ m}^3/\text{s}(10^{-3})/\text{m}$ de longitud de vertedor

$$\text{Longitud de vertedor} = 2.928 \text{ m}$$

Tolva de lodos

Capacidad de la tolva de lodos. Semejante a las de los sedimentadores primarios semejantes a $2 \text{ m}^3/\text{tolva}$.

Dimensiones de la tolva de lodos (2 tolvas por sedimentadores)

Forma: Pirámide rectangular

Área mayor (superficie superior) = $1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2$

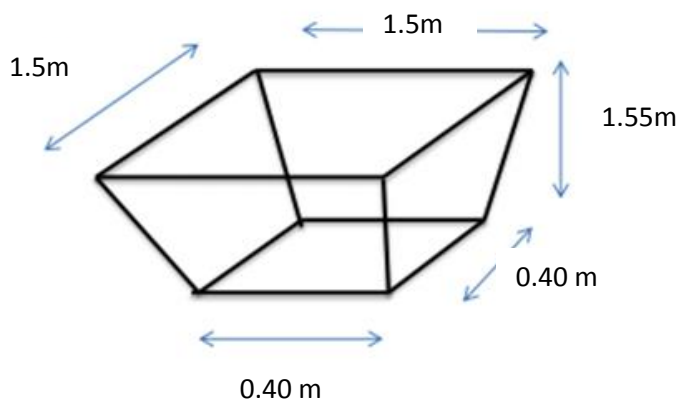
Área menor (superficie de fondo) = $0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$

Altura H = 0.80 m

Volumen cada Tolva

$$V = 1.056 \text{ m}^3$$

Figura 12.3.2.2



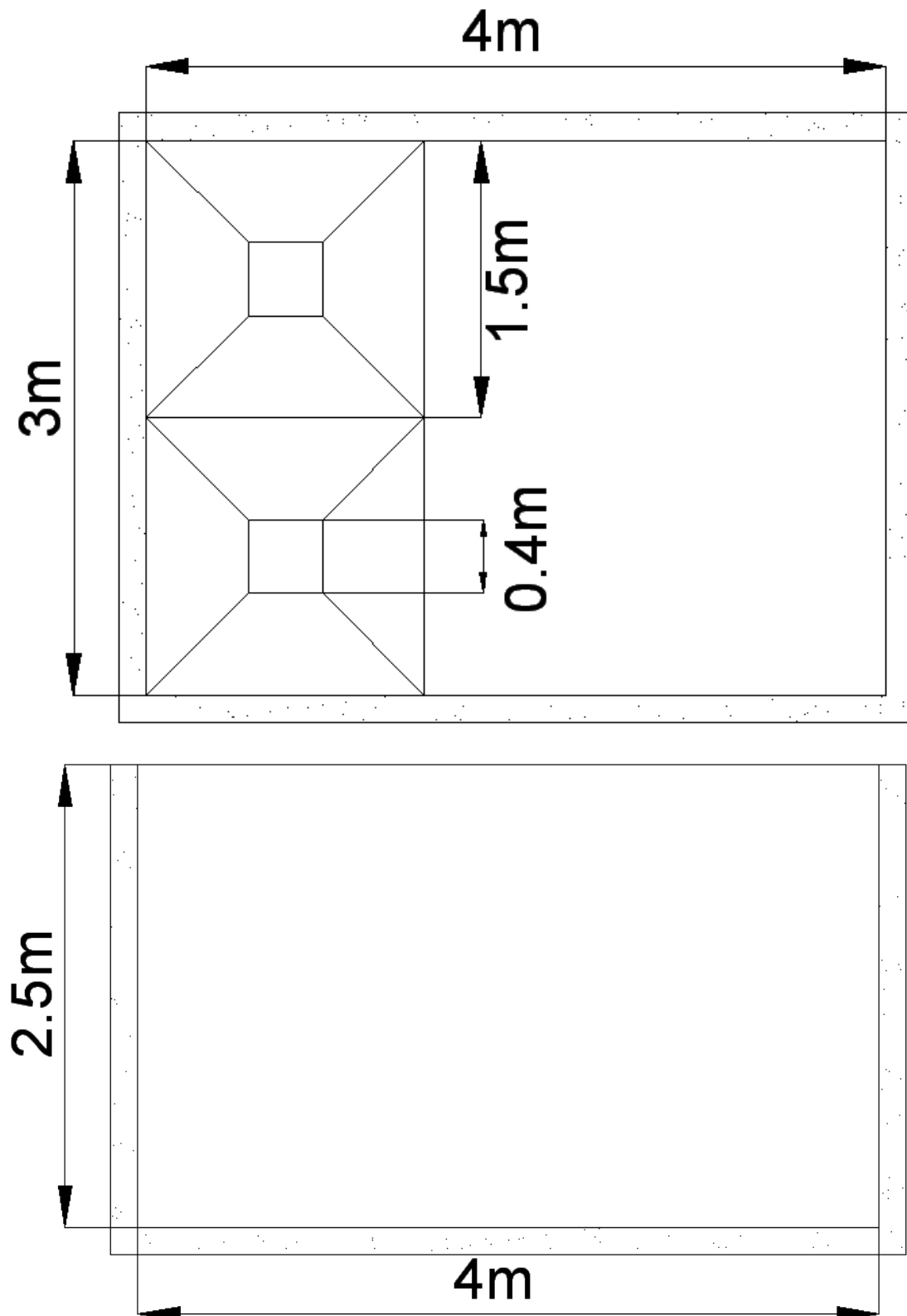


Figura 12.3.2.3 vista en planta y de perfil del sedimentador secundario



Dimensionamiento de las canaletas de vertido

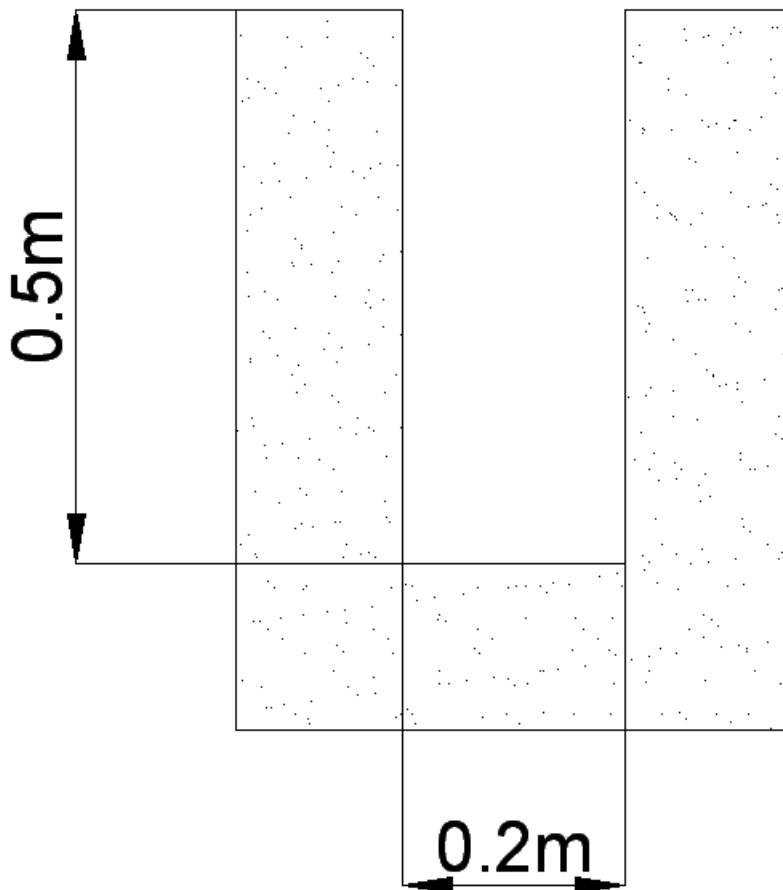
$$h = (73 Q/W)^{2/3}$$

$$Q \approx 9.5207 \text{ L/s}$$

$$w = \text{ancho canaleta} = 0.20 \text{ m}$$

$$h = \left[(73)(9.5207) \left(\frac{1}{20} \right) \right]^{2/3} = 10.65 \text{ cm}$$

$$h + \text{bordo libre} = 0.50 \text{ m}$$



12.3.2.4 vista de perfil del canal de vertido del sedimentador secundario.

9.3.3. DESINFECCION DEL FUENTE

El propósito de la desinfección es eliminar los organismos patógenos que hayan sobrevivido al proceso de tratamiento con el fin de proteger la salud de comunidades aguas abajo del cauce.



La desinfección del agua residual se realizará utilizando gas cloro por su facilidad de aplicación a través de bombas dosificadoras. Información de cálculos anteriores:
 $Q_F = 7.3509 \text{ L/s} = 635.11776 \text{ m}^3/\text{s}$

De la práctica, y, para el caso de pos cloración de AR municipal, se sugiere:

$$\text{Dosificación} = 10\text{mg/L} = 0.010\text{kg/m}^3$$

$$\text{Tiempo de contacto} = 10 \text{ min}$$

Capacidad de suministro de cloro por día:

$$\mathbf{6.3511776\text{Kg/d}}$$

Suministro de cloro

En el Mercado hay disponibles tanques de 908 kg de cloro. Se recomienda tener almacenamiento para suministros, por lo menos durante 30 días en planta (operación). Por tanto se requiere en planta.

$$\mathbf{190.536\text{kg/mes}}$$

Por lo tanto se requiere de un solo tanque para dar servicio durante casi 5 meses. Se buscaran nuevas alternativas para tanques más pequeños, pues lo conveniente es tener al menos dos tanques, uno en servicio y el otro en stock

Tanque de contacto de cloro

Para un $Q_F = 7.3509\text{L/s}$; y para un tiempo de retención de 15 min (caso de condiciones de emergencia).la dosificación se hará mediante la inyección de cloro a través de un difusor en una línea de agua, para ser disuelto a la entrada del tanque de contacto.

Suponiendo un tirante

$$H = 0.3\text{m:}$$

Por lo tanto: ancho = 4m (módulos de 1 m/bahía); L = 5.5m

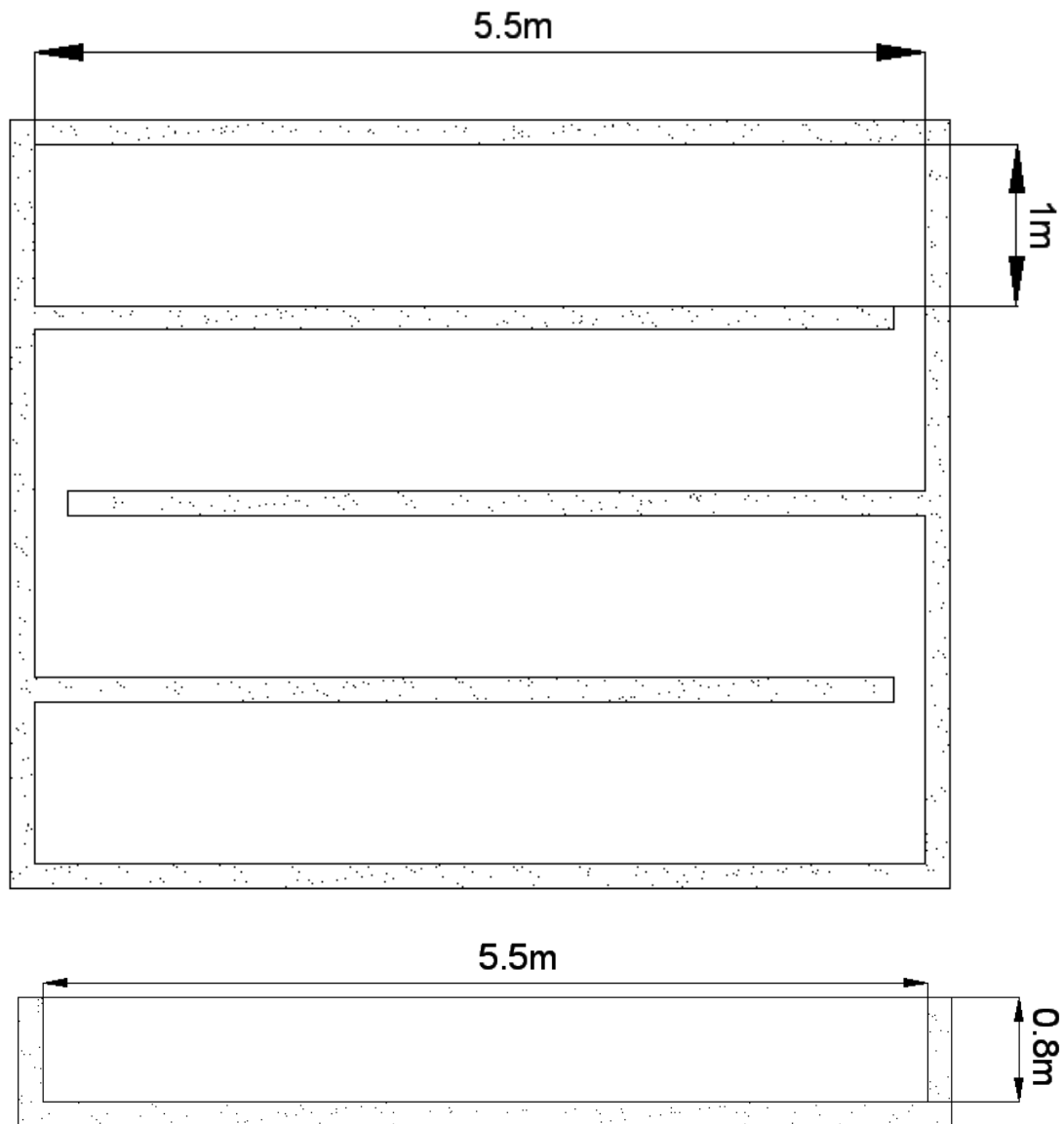


Figura 12.3.3.1 vista en planta y perfil del tanque de contacto con el cloro.

9.4. IMPLANTACIÓN

La ubicación de las instalaciones no son las definitivas, por tratarse de un estudio preliminar, sin embargo, para fines de demostrar que existe factibilidad en el terreno se define una configuración.

9.4.1. DESCRIPCION DEL TERRENO

El terreno se encuentra ubicado en el margen izquierdo del río y tiene un área de 1822 m² aproximadamente (dato obtenido con Google Earth) figura 12.4.1. Actualmente no tiene ningún uso y queda al paso del escurrimiento de las aguas residuales.

La longitud de tubería de alcantarillado faltante para llegar a la nueva PTAR es de 250 m. El punto de descarga actual se encuentra aproximadamente en la cota 2,480 M.S.N.M, en donde se pueden apreciar algunas viviendas en su trayectoria hasta llegar al río.



Figura 12.4.1. El terreno (polígono verde) tiene un área de 1822 m². Las líneas cafés son las curvas de nivel más próximas al terreno (fuente: mapas INEGI versión 2015)



El total de energía disponible, desde el punto en donde se termina la red de alcantarillado hasta el río, es de aproximadamente 20 m. Con lo cual se garantiza que el funcionamiento será a gravedad.

A modo de comparación pongo el terreno en donde se construyó la PTAR El Vidrio, en San José El Vidrio a unos 2.5 km del Puerto Magú.

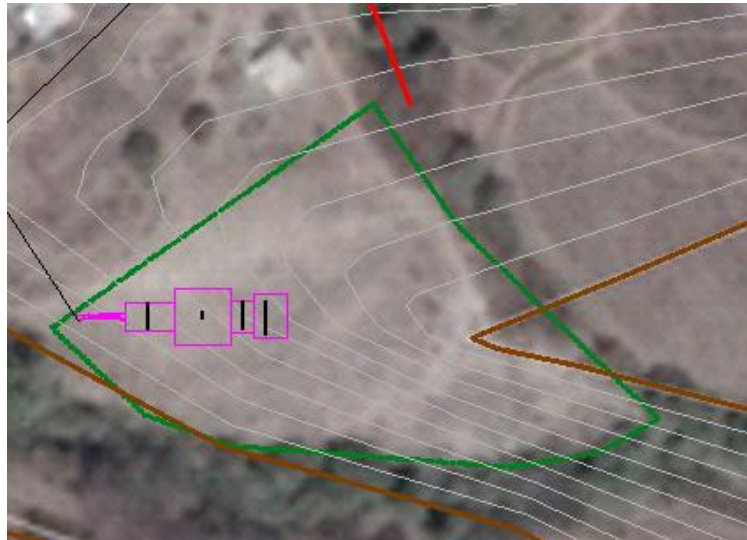


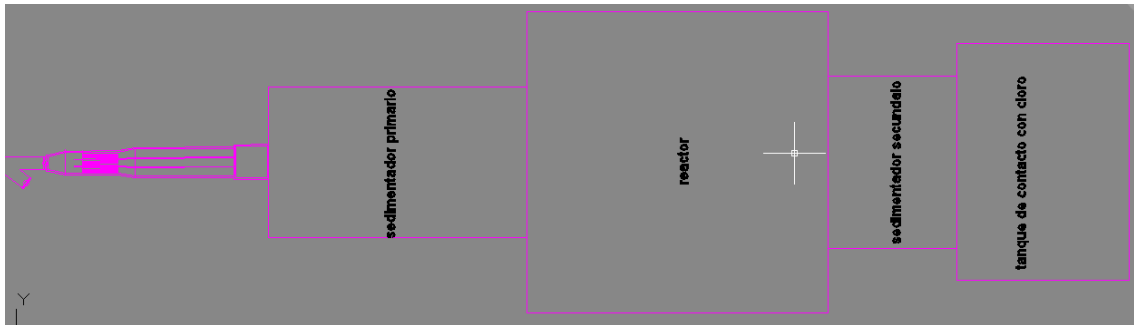
Figura 12.4.2. PTAR El Vidrio la superficie del terreno es de aproximadamente 2,000 m². Cabe mencionar que la topografía de esta zona es más plana que la que se encuentra en El Puerto Magú.

De esta manera se puede apreciar que es posible la construcción de la PTAR en El Puerto Magú.

La configuración del tren de tratamiento se define siguiendo la pendiente del terreno con el propósito de aprovechar la energía disponible, quedando de la manera siguiente. Figura 12.4.3

Figura 12.4.3. Disposición de las instalaciones del tren de tratamiento. Con el propósito de optimizar el espacio del terreno se colocaron cada una de las estructuras de forma continua, sin dejar espacios entre uno y otro. De esta manera la longitud total de el tren de tratamiento es de casi 26 m.





Figuras 12.4.4 y 12.4.5. Fotografías del terreno. Tomadas por Moisés González Álamo

X. ANÁLISIS HIDRÁULICO

Dado el carácter preliminar de este estudio, no se ve exhaustivamente un análisis hidráulico como tal, ya que las dimensiones de las instalaciones podrían diferir de las de un proyecto definitivo, sin embargo, cabe mencionar que las pérdidas a la largo de la planta podrían no ser tan elevadas por la baja velocidad a la que viaja el agua.

Como se mencionó anteriormente, la topografía de la zona representa una ventaja en la etapa de operación al reducir los costos por bombeo, ya que el funcionamiento será a gravedad. En la siguiente figura se muestra el perfil del terreno, siguiendo el eje del tren de tratamiento elegido

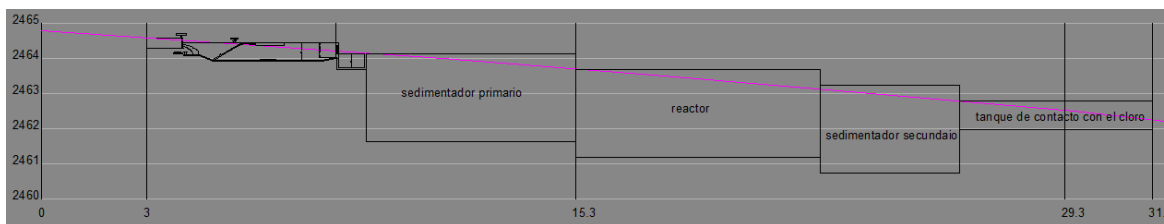


Figura 13.1. Perfil del terreno. La escala horizontal y es igual a la horizontal.

La energía disponible a lo largo del terreno es de aproximadamente 5 metros, mientras que bajo esta configuración la energía disponible es de 3 metros, lo suficiente para hacer funcionar la Planta. Sin embargo puede haber más configuraciones de la disposición del tren de tratamiento para un mejor aprovechamiento de la topografía del terreno. Para fines prácticos, en la figura anterior se dispusieron las instalaciones de manera consecutiva, sin dejar espacio entre ellas, y con un a diferencia de nivel de medio metro entre cada una de ellas con el fin de demostrar que hay espacio suficiente para operar una planta conservando una implantación adecuada desde el punto de vista hidráulico.



XI. BITÁCORA DE OBTENCIÓN DE DATOS BÁSICOS

La obtención de los datos es una actividad en la que primero se determina cual es la información que se requiere para planear cualquier tipo de proyecto. Posteriormente se especifica quienes son las personas, o dependencias, que pudieran poseer dicha información.

En este caso en particular, lo primero que viene a la mente cuando se busca información, es la cantidad de aguas residuales a tratar, la cual depende del tamaño de la población, clima, actividades económicas, etc. El tamaño de población es uno de los datos más difíciles de obtener puesto que los bancos de información (INEGI) se actualizan con una frecuencia de 5 años, de lo cual se puede suponer que la precisión no es buena para la realización de proyectos ejecutivos. Sin embargo con el propósito de hacer una estimación se puede considerar como válida.

La primera fuente de información consultada fue el INEGI, en donde se encontraron los datos de población de los años 2005 y 2010. No se encontraron datos anteriores a esas fechas aunque se sabe que la comunidad ha existido desde hace muchos años (con certeza más de 20 años). Resulta evidente que con tan poca información, una proyección tendrá un margen de error que pudiera alejarnos mucho de la realidad. (28 de enero de 2014)

La segunda fuente de información fue el Comité Local de Agua Potable de San Francisco Magú (CLAPMAC), atendido por el Sr Gregorio Vargas Cruz quien tiene el cargo de Secretario y el señor Juan González Monroy, con el cargo de tesorero. El primer contacto con el comité fue el día 16 de Febrero de 2014 durante una junta vecinal que fue organizada de manera conjunta con el C. Francisco Rivera Sánchez (representante de los vecinos de la Calzada de las Rosa, El Puerto Magú, Nicolás Romero, Estado de México) en donde se trataron asuntos de cambio de administración del comité, nuevas políticas adoptadas y la problemática que enfrenta la comunidad respecto al servicio de agua potable. En dicha junta expuse los problemas que se tienen en relación con las aguas residuales y que me encontraba realizando un estudio preliminar para una planta de tratamiento de aguas residuales logrando de esta manera la concertación de una cita.

A modo de paréntesis, es importante mencionar que CLAPMAC es un organismo independiente del Municipio y opera bajo su propio reglamento.

El 10 de marzo me presente en la oficina del CLAPMAC en donde fui atendido por el Sr Gregorio Vargas Cruz y el señor Juan González Monroy nuevamente. A pesar de que el comité estaba en la disposición de brindarme la información que yo pidiera, no contaban con



registros. El argumento fue que cada que había cambio de administración, la administración anterior se llevaba todos los documentos.

La información que pude obtener de CLAPMAC fue la siguiente.

- Numero de tomas domiciliarias de agua potable en el Puerto Magú: 600
- Tuberías de diámetro mínimo de 1/4".
- Altura máxima de columna de agua a la que puede llegar una toma: hasta 3 o 4 pisos de altura
- Profundidad y ubicación del pozo: 108 m
- Diámetro de tubería de succión de la bomba del pozo: 4"
- Potencia de la bomba: 100 hp
- Población total de El Puerto Magú, Magú Centro, San José, El Esclavo, El mirador, Santa Ana: 17,000 habitantes.

Con la información obtenida fue suficiente para hacer un estimado del gasto y a su vez de la aportación de aguas residuales actuales. Con este dato se estimó la población actual considerando que la dotación fuese la que se establece en el manual de abastecimiento de aguas potable y alcantarillado. Contando con tres datos de población se hizo la proyección utilizando el método de incrementos diferenciales para obtener la población proyecto que será alcanzada en 10 años.

Como comprobación, si cada toma domiciliaria corresponde a una por familia, se estaría considerando que cada familia tiene en promedio de 5 a 6 habitantes. Lo cual parece coherente con el resultado obtenido en la estimación de población actual.

La segunda información requerida es la calidad del agua pero, como mencione antes, no se cuentan con registros de ningún tipo. Una opción era consultar los datos con los que se había diseñado la planta de tratamiento de aguas residuales del Vidrio (**que se encuentra a unos 2.5 Km de distancia**) por tratarse de una población con casi el mismo número de habitantes y condiciones climáticas parecidas por la cercanía.

Esta información intente conseguirla primero en el Sistema de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Nicolás Romero (SAPASNIR). El día Lunes 14 de abril de 2014, al presentarme en las oficinas de SAPASNIR me dirigieron con el Ingeniero Osvaldo Chávez, director general de Obras Públicas, quien cordialmente me atendió y explico que ese tipo de obras son gestionadas por la Comisión del Agua del Estado de México (CAEM) y al finalizar la construcción se transfieren las instalaciones al municipio, quien se encarga de operar y administrar la planta. No obtuve información útil.

No obstante trate de obtener información de nueva cuenta. A mediados del mes de Julio, con ayuda del el Arq. Enrique Paz Torres (también de Obras públicas), intente contactar a algún



funcionario de CAEM para obtener la información de caracterización del agua del Vidrio, sin embargo no fue posible obtener respuesta.

En vista de que no podía obtener la información en ninguna parte, decidí investigar los precios de caracterización. A inicios del mes de septiembre acudí con la Ingeniera Dulce Cisneros, Laboratorista del Departamento de Ingeniería Ambiental y Sanitaria de la Facultad de Ingeniería, para que me asesorara en donde podría consultar los precios. Me recomendó que me dirigiera con la Ingeniera Alejandra Medina Arévalo, su ex alumna, quien trabaja en la Secretaria del Medio Ambiente y Recursos Naturales y tiene contacto con algunos laboratorios que realizan estudios de caracterización de aguas residuales.

El mismo día que le envié un mensaje por correo electrónico a la Ingeniera Medina Arévalo me respondió. Me recomendó consultar con el "Grupo Analítico ABC".

Me queda como experiencia personal que al momento de realizar esta actividad de recabar información se encuentran muchos obstáculos. En algunas ocasiones las personas dispuestas a colaborar no cuentan con la información suficiente, en otras, no entregan la información por diversas razones. En definitiva esta tarea se debe realizar por personal que cuente con experiencia pues la dificultad no solo está en saber qué información se requiere o donde buscarla sino en tratar con diversas personas.

Como último recurso, y argumentando que el estudio en su fase preliminar no debe ser tan riguroso con datos de campo, opté por hacer un dimensionamiento con valores promedio de caracterización encontrados en la bibliografía (Metcalf y Eddy Co).



XII. CONCLUSIONES

Toda la información contenida en el presente trabajo fue investigada y procesada para comprobar la factibilidad que hay en un proyecto de tratamiento de aguas residuales. Se buscó la mejor opción para cumplir con la legislación vigente contemplando los aspectos de conservación y preservación de recursos hídricos, conservación de flora y fauna y salud pública de las comunidades aguas abajo.

A pesar de que la ley estipula que toda agua residual debe tener un tratamiento previo a su descarga a un cuerpo de agua o a su reúso, los recursos económicos representan un problema a nivel nacional pues se considera que son limitados y solo los proyectos con mejor rentabilidad económica, mayor impacto social y menor afectación ambiental, son considerados como prioritarios en las agendas de las dependencias, dejando hasta el final de la lista los proyectos de tratamiento de aguas residuales. De aquí la importancia de generar proyectos en donde se optimicen todos los recursos involucrados (materiales, recursos humanos, insumos, energía, etc.) y que atiendan la problemática de manera aceptable.

Los resultados obtenidos en el dimensionamiento, por haber utilizado valores promedio, se consideran teóricos y constituyen una investigación a nivel de perfil que caracteriza bastante bien la realidad del problema y su solución, sin embargo se recomienda la verificación en campo de las características de las aguas residuales, en caso de tomar el presente documento como antecedente de un proyecto ejecutivo, para obtener resultados más apegados a la realidad, y de esta manera obtener resultados de mayor precisión.

En el tren de tratamiento se consideró el sistema de lodos activados como tratamiento secundario por su amplio uso y experiencia en el país, aunque también hay que recordar que existen otros sistemas más novedosos que, si demuestran ser una mejor alternativa tanto técnica como económica, podrían ser utilizados, teniendo en cuenta que lo importante es encontrar la mejor alternativa que dé solución al problema en términos económicos y ambientales, y que Recientemente se está haciendo el uso de procesos anaerobios como alternativa, por no tener costos de aireación pero que requieren de personal más calificado en su operación. También hay tecnologías incipientes para el tratamiento secundario tales como las microalgas, que aunque se encuentra en fase de investigación promete ser excelente solución al transformar la materia orgánica en biogases aprovechables para la generación de energía.



BIBLIOGRAFÍA

1. **“Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, evacuación y reutilización de aguas residuales”**, Metcalf & Eddy Inc. Segunda edición, Editorial Labor SA
2. **“Water and wastewater treatment. A guide for the nonengineering professional”**, Joanne E. Drinan CRC Press.
3. **“Depuración de Aguas Residuales”** D. Aurelio Hernández Muñoz, Colegio de ingenieros de Caminos y Puertos, Editorial Colección Seinor.
4. **“Plan Municipal de Desarrollo de Nicolás Romero 2013-2015”**, H. Ayuntamiento Constitucional de Nicolás Romero.
5. **“Inventario nacional de plantas municipales de potabilización y de tratamiento de aguas residuales en operación”**, Diciembre 2011, SEMARNAT, CONAGUA,
6. **“Construcción De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales Para San José El Vidrio”**, Municipio De Nicolás Romero, Estado De México. Manifiesto de Impacto Ambiental.
7. **“Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras”**, Harold E. Babbitt y E Robert Baumann, Editorial Continental México, John Wiley & Sons Inc New York, 1958
8. **“Water Treatment Plant Design”** Edward E. Baruth. American Water Works Association y American Society of Civil Engineers, 2005
9. **“Ley general de Equilibrio Ecológico y protección al Ambiente”** SEMARNAT.
10. **“Atlas de riesgos naturales del municipio de Nicolás Romero 2011”**, H Ayuntamiento de Nicolás Romero.
11. **“Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades de la república mexicana”**. Sub dirección de proyectos, oficinas de normas y desarrollo de tecnología.



12. **“Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Sistemas Alternativos De Tratamiento De Aguas Residuales Y Lodos Producidos”**. Comisión Nacional del Agua. México 2007
13. **“Tratamiento de aguas Residuales en poblaciones pequeñas”**, Crites y Tchobanoglous, Pagina #292, 293
14. **“Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades de la república mexicana”**. Sub dirección de proyectos, oficinas de normas y desarrollo de tecnología.
15. CONAGUA. Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento. 2010 CONAGUA. Subdirección General Técnica. 2010.
16. **“anuario estadístico del estado de México 2011”** CONAGUA
17. Revista Eubacteria” (abril 2013) no31 // issn-1697-0071/ ¿qué hacen los ríos y riberas por nosotros?: estado actual y tendencias de los ecosistemas de ríos y riberas españoles en relación a los servicios que proporcionan a la sociedad. Ma luisa Suarez Alonso y Ma rosario Vidal-Abarca Gutiérrez, Departamento de ecología e hidrología. Universidad de Murcia. Campus de Espinado. 30100 Murcia.
18. **“Water reuse potential for expanding the nation`s water supply through reuse of municipal wastewater”**, National research council of the national academies.

Mesografía.

19. Siatema de Aguas de la Ciudad de Mexico: <http://www.sacmex.df.gob.mx>
20. Portal de transparencia del gobierno del estado de México:
<http://transparencia.edomex.gob.mx>
21. Comisión de infraestructura hidráulica:
[http://www.cmic.org/comisiones/sectoriales/infraestructurahidraulica/1_copia\(34\).htm](http://www.cmic.org/comisiones/sectoriales/infraestructurahidraulica/1_copia(34).htm)
22. Ciudades para un futuro más sostenible <http://habitat.aq.upm.es/>



Anexo 1. Pretratamiento

Una vez calculados los gastos de diseño se procede a hacer el dimensionamiento de las instalaciones de el tren de tratamiento.

REJAS

La función del sistema de cribado es evitar el paso de basura flotante como botellas de plástico u otros de un volumen tal que pueda obstruir el flujo del agua en cualquiera de los procesos y operaciones unitarias o equipos electromecánicos. El sistema debe funcionar de manera que se controle el nivel de agua residual en el canal, debe controlar el espesor del material retenido.

concepto	tipo de rejilla	
	<i>limpieza manual</i>	<i>limpieza mecánica</i>
espesor de las barras (cm)	0.6 a 1.6	0.6 a 1.7
espaciamento entre barras (cm)	2.5 a 5.1	1.6 a 7.6
pendiente con la horizontal (°)	30 a 60	0 a 30
velocidad de llegada del agua (cm/s)	30 a 60	60 a 90
perdida permisible de carga en las rejillas (cm)	15	15
profundidad útil del canal (cm)	30	30

características más comunes de rejillas. Fuente: manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos.

	Q mínimo [L/s]	Q medio [L/s]	Q máximo [L/s]
Población Presente	1.7673	4.5925	14.9176
Población Futura₂₀₂₅	2.4073	7.3509	22.4459

gastos de diseño

Se proponen 5 unidades con capacidad cada una para manejar el gasto medio presente (*limpieza manual*).

$$\text{Capacidad total} = 5 \times Q_{\text{med presente}} = 5 \times 4.5925 = 22.9625 \text{ L/s}$$

$$\text{Capacidad total} = 2 \times Q_{\text{med futuro}} = 2 \times 7.3509 = 14.7018 \text{ L/s}$$

$$Q_{\text{max futuro}} = 22.9625 \text{ L/s}$$

$$\text{Capacidad total} = 3 \times Q_{\text{med futuro}} = 3 \times 7.3509 = 22.0527 \text{ L/s}$$



Se propone tres canales con la capacidad de conducir el gasto medio futuro cada uno.

Si en el futuro tiene lugar por lluvias y tormentas un gasto que alcance la capacidad total del sistema de alcantarillado (Emisor a $Q_{\text{máx.}}$ del tubo), habrá que desviar el excedente():

Emisor a capacidad máxima	238.44 L/s
Capacidad rejas y desarenador	22.9625 L/s
Diferencia	215.4775 L/s

Condiciones de flujo en canal de rejas	
velocidad en el canal:	0.60m/s
velocidad entre rejas:	0.75m/s
inclinación de las rejas:	30°
tipo de limpieza:	manual

La velocidad, en el desarenador gobernará por medio de un vertedor proporcional. Gasto de un canal (gasto medio futuro): **$Q=7.3509L/s$**

Área transversal, suponiendo una velocidad media del flujo de 0.6m/s

$$A_t = \frac{0.0073509m^3/s}{0.60 m/s} = \mathbf{0.0122515m^2}$$

Suponiendo un tirante que sea la mitad de B, **$t = 0.08 m$**

Resultará un ancho de canal, **$B = \frac{0.0122515 m^2}{0.08 m} = 0.153114m \approx 0.16m$**

Bordo libre **$B.L.=0.3+0.25y=0.3+0.25(0.08)=0.32 m$**

Por lo tanto el canal tendrá una profundidad **$H=0.4m$**

Si consideramos $n = \text{Número de espacios entre rejas}$ y $n - 1 = \text{Número de rejas}$

$\text{Espesor de rejas} = 0.006 m$; $\text{Espacio entre rejas} = 0.025 m$; **$B = 0.153114m = n(0.025) + (n - 1)(0.006) = 0.025n + n(0.006) - 0.006 = n(0.031) - 0.006$**

Entonces **$n = \frac{0.153114+0.006}{0.031} = 5.13 \text{ espacios}$**

Por lo tanto se consideran 6 espacios y 5 rejas

Se procede a realizar los ajustes correspondientes:

$$5 \text{ espacios} \times 0.025 \text{ espacios entre rejas} = \mathbf{0.125 m}$$



$$4 \text{ rejas} \times 0.006 \text{ espesor de rejas} = \mathbf{0.024m}$$

$$\mathbf{\text{Ancho del canal, } B = 0.15m}$$

$$\mathbf{\text{Tirante: } t = \frac{A_t}{B} = \frac{0.0122515m^2}{0.15} = 0.081676 m}$$

Area entre rejas:

$$(5 \text{ espacios})(0.025)(0.081676) = 0.102095m^2$$

Velocidad entre rejas, v

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.0073509m^3/s}{0.102095 m^2} = 0.72m/s \text{ es aceptable}$$

Por tanto $0.4 m/s < v < 0.5 m/s$ **Es aceptable**

PÉRDIDA DE CARGA EN LAS REJILLAS

Las perdidas de carga se calcularan con la formula de Kirschmer:

$$h = \beta \left(\frac{S}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{v^2}{2g} \text{sen}\delta$$

en donde:

h es la diferencia de alturas antes y despues de las rejas (perdida local)(m)

S es el espesor maximo de las barras(m)

E es la separacion entre barras (m)

$\frac{v^2}{2g}$ es la carga de velocidad antes de la reja (m)

δ es el angulo de inclinacion de las barras

β es el factor que depende de la forma de las barras. Se considera un perfil comercial al cual le corresponde un factor de 1.83

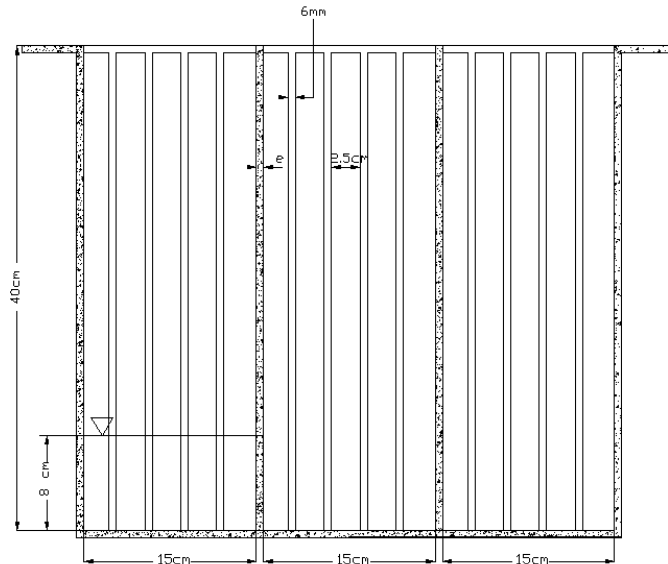
Por lo tanto:

$$h = \beta \left(\frac{S}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{v^2}{2g} \text{sen}\delta =$$

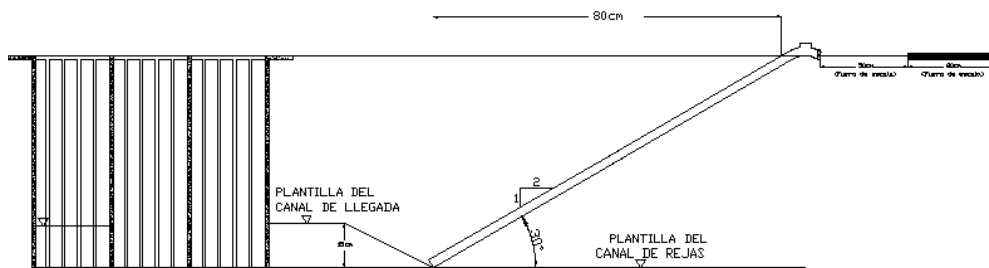
$$h = 1.83 \left(\frac{0.006}{0.025}\right)^{\frac{4}{3}} (0.01834)\text{sen}30 = 1.83(0.14914)(0.01834)(0.5)$$



$h = 0.002502\text{m}$ o 2.5mm lo cual es practicamente despreciable.



canal de rejas y canal de transicion. Vista frontal



canal de rejas y canal de transicion. Vista lateral

CANAL DE REJAS:

Ancho total de los canales

El espesor entre los canales de rejas depende del material que se utilice en su construcción. Para el interior de los canales se pueden usar laminas de acero resistente a la corrosión y para los lados exteriores se pueden utilizar tabiques.

$$B_T = 3(15) + 4e$$

$$\text{suponiendo que } e = 1.5\text{cm}; B_T = 3(15) + 2(1.5) = 48\text{ cm}$$

Canal de transición y pérdida de carga local.

Transición: de canal rectangular a canal rectangular. $H_f \leq 15 \text{ cm}$

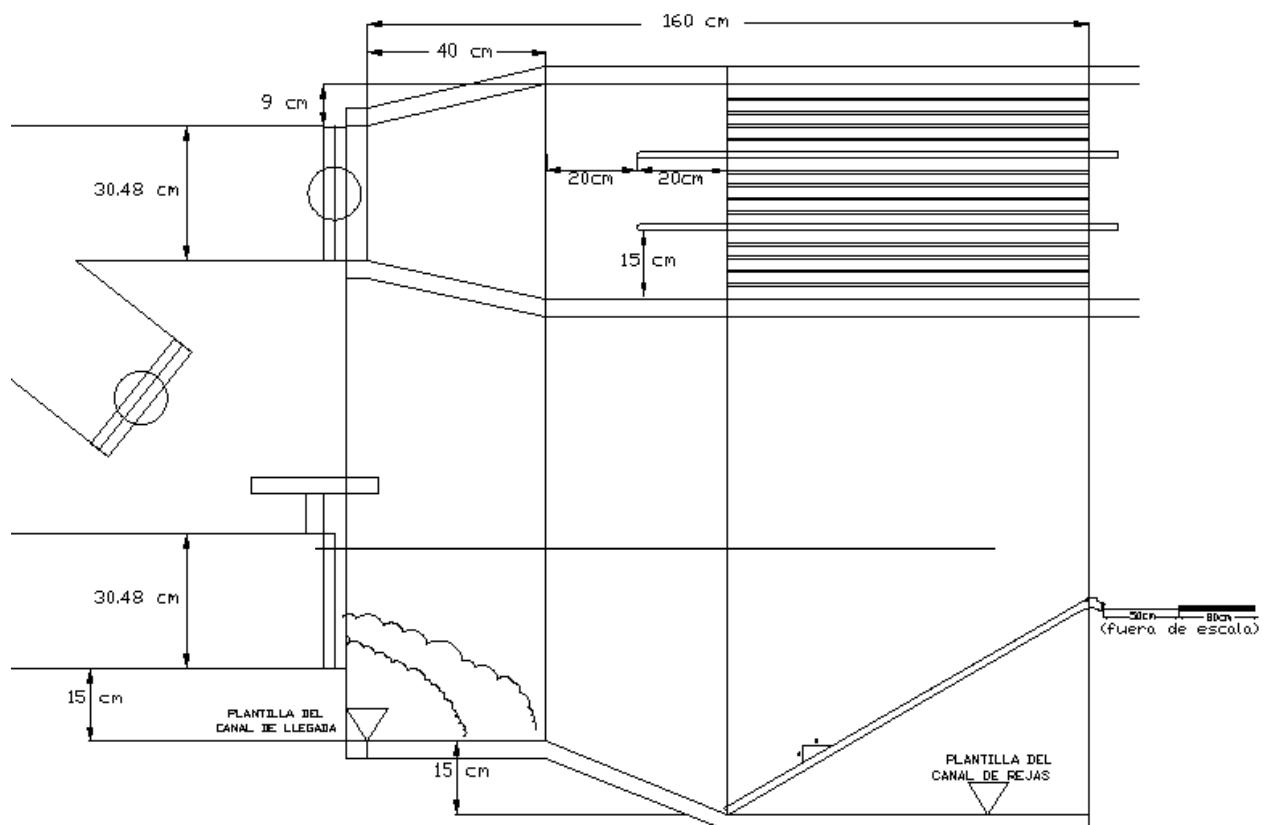
$h_T = h_L + h_F$ $h_L = \varepsilon \frac{(v_1 - v_3)^2}{2g}$; en donde $\varepsilon = f(m)$ y m a su vez es función de la longitud de transición del canal. Si $L = 0.40$ metros entonces $m = 4$ y $\varepsilon = 0.27$

con el gasto medio futuro en los tres canales:

$$v_3 = \frac{Q}{A} = \frac{0.0220527/s}{0.0367542 \text{ m}^2} = 0.6 \text{ m/s}$$

$$v_1 = 0.3 \text{ m/s}$$

$$h_L = \varepsilon \frac{(v_1 - v_3)^2}{2g} = (0.27) \frac{(0.6 - 0.3)^2}{2g} = 0.0041 \text{ m} \text{ la pérdida es despreciable.}$$



canal de rejás y canal de transición. Vista en Planta y lateral.

**DESARENADOR.****Canal desarenador (de flujo horizontal).**

- **Limpieza manual**
- Datos: $Q_{med}=4.5925$ L/s (para un canal);
- $Q_{mi} = 22.4459$ L/s
- $V=0.30$ m/s (-+0.05 m/s);
- $\phi_{arenas}=0.21$ mm (malla #65);
- $\gamma=2.65$ g/cm³; gravedad específica.
- $C_s=0.023$ m³/s/m² a 20 °C (experimental sewage treatment; Imhoff & Favi)
- $V_{sedimentación}$ de partículas de $\phi=0.20$ mm en agua limpia a 20 °C (grafica de "wáter purification and wastewater treatment" de Fair, Geyer y Okun)
- $V_s = 2.54 \frac{cm}{seg}$
- $S_s = 2.65$

datos de diseño	
v=	0.3 m/s
γ =	2.65 g/cm ³
C_s =	0.023 m ³ /s/m
V_s =	2.54 cm/s
S_s =	2.65

En la práctica se pueden tomar como base los datos válidos en sedimentación libre para, partículas de arena de densidad 2.65 temperatura del agua de 15.5°C y eliminación del 90%

diámetro de las partículas eliminadas	velocidad de sedimentación
0.150 mm	40-50 m/h
0.200 mm	65-75 m/h
0.250 mm	85-95 m/h
0.300 mm	105-120 m/h

Si el peso de la arena es sustancialmente menor de 2,65 deben usarse velocidades de sedimentación inferiores a las expuestas en el cuadro anterior.

Área horizontal de canal desarenador con el gasto medio futuro

$$AH = \frac{Q_m}{C_s}$$

$$AH = \frac{0.0073509}{0.023} = 0.319600434 \text{ m}^2$$



Suponiendo un ancho de 20 cm (por canal) podemos obtener una aproximación del largo necesario para el canal desarenador.

$$L = \frac{AH}{\text{ancho}}$$

$$\text{Largo del canal} = \frac{0.319600434}{0.20} = 1.598 \text{ m}; \text{ longitud adicional por turbulencia; } \mathbf{La} = \mathbf{0.25L}; \quad \mathbf{La} = \mathbf{1.25(1.598)} = \mathbf{2 \text{ m}}$$

Cuando está lleno el depósito de arena la velocidad horizontal del flujo a lo largo del canal debe ser

$$Vh \text{ lleno} = 0.35 \text{ m/seg}$$

$$Vh \text{ vacío} = 0.30 \text{ m/seg}$$

La velocidad de arrastre de las partículas de arena es de aproximadamente

$$Va = 60 \text{ cm/s}$$

$$\text{Área transversal del canal cuando contiene arena} = \frac{0.0073509}{0.35} = 0.021 \text{ m}^2$$

$$\text{Área transversal cuando no contiene arena} = \frac{0.0073509}{0.30} = 0.0245 \text{ m}^2$$

Con el ancho de 0.20 m

$$\text{Tirante cuando con arena} = \frac{0.021}{0.20} = 0.105 \text{ m}$$

$$\text{Tirante cuando sin arena} = \frac{0.0245}{0.15} = 0.122515 \text{ m}$$

$$\text{Diferencia } 0.122515 - 0.105 = 0.0175 \text{ m}$$

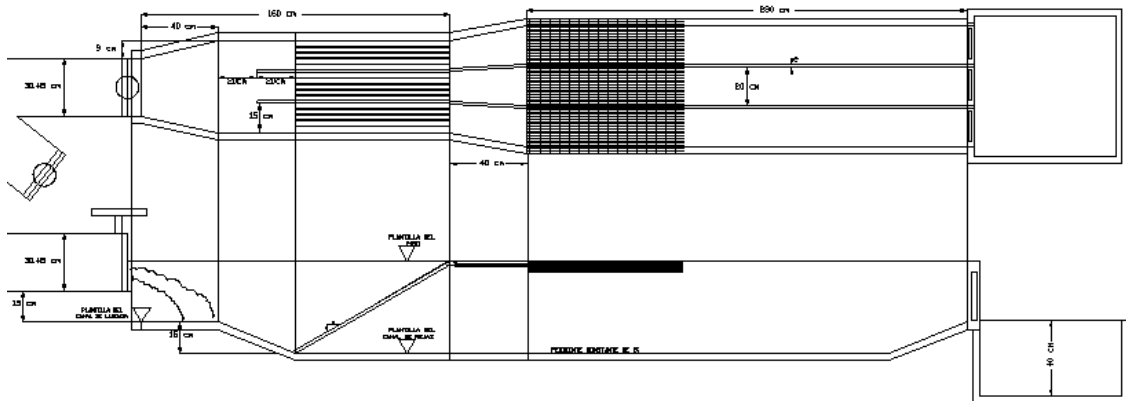
Volumen de arena (espacio para arena)

$$0.0175 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} = 0.0035 \text{ m}^3 = 35 \text{ L}$$

$$t_r = \frac{h}{v_t}$$

$$t_r \text{ para } Q_{med} = 7.3509 \text{ L/s} \quad t_r = \frac{0.1225}{0.02} = 6.125 \text{ segundos}$$

$$L = v * t_r = 6.125(0.3) = 1.8375 \text{ m} \quad L = (1.25)1.8375 \text{ m} = 2.30 \text{ m}$$



Tratamiento preliminar. Vista en Planta y lateral.

VERTEDOR PROPORCIONAL

El gasto a través del vertedor proporcional varía directamente con la carga en relación con la siguiente ecuación.

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

$$F1 = \frac{4}{3}b\sqrt{2g}\left((h + a)^{\frac{3}{2}} - h^{\frac{3}{2}}\right)$$

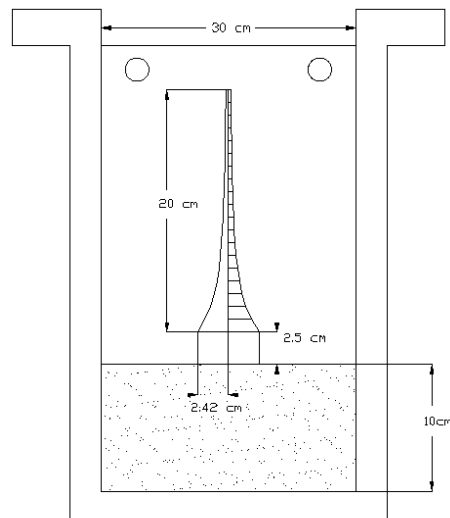
$$x = b\left(1 - \frac{2}{\pi}\tan^{-1}\left(\frac{Y}{a}\right)\right)$$

$$b = \frac{F}{2\sqrt{2ag}\left(h + \frac{2a}{3}\right)} = \frac{0.0073509}{2\sqrt{2(0.025)(9.81)\left(0.325 + \frac{2(0.025)}{3}\right)}} = 0.024221382 \text{ m}$$

$$b = 2.2422 \text{ cm}$$

$$F1 = \frac{4}{3}(0.024221382)\sqrt{2(9.81)\left(0.20 + 0.025\right)^{\frac{3}{2}} - 0.325^{\frac{3}{2}}} = 0.003996 \text{ m}^3/\text{s}$$

y	x
0	2.42213816
1	1.83540856
2	1.38175457
3	1.07127545
4	0.86135162
5	0.71505757
6	0.60877792
7	0.52893677
8	0.46707332
9	0.41779429
10	0.37774466
11	0.3445741
12	0.31671592
13	0.29293972
14	0.27247668
15	0.25465589
16	0.23900393
17	0.22514875
18	0.21280273
19	0.2017342
20	0.19175503





Anexo 2. Tratamiento primario

TRATAMIENTO PRIMARIO

Después de haber pasado por el tratamiento preliminar, las aguas residuales continúan su paso por el sedimentador primario. En esta fase se retiran los sólidos sedimentables y flotantes como aceites y grasas, logrando remover desde 50% a 70% de los sólidos suspendidos, y como consecuencia la DBO se disminuye desde un 25% a 40%.

SEDIMENTADOR PRIMARIO

A continuación se muestran los datos de diseño

$$1.5m \leq w \leq 6m$$

$$L = 3w$$

$$90min \leq \text{tiempo de retencion} \leq 150min$$

$H_{min} = 2.1 m$ o menores para unidades sin remoción mecánica .

$$Q_{med} = 7.3509L/s = 0.0073509m^3/s$$

$$Q_{med} = 26.46324m^3/h$$

$$Q_{med} = 635.11776m^3/dia$$

$$V_{paso} = 18 - 20m/s$$

Carga superficial propuesta; $Cs = 40m^3/m^2 \times dia$

$$V = \left(26.46324 \frac{m^3}{h} \right) (2h) = 52.92648m^3$$

Área superficial requerida para el sedimentador:

$$As = 635.11776/40 = 15.877944m^2$$

Se proponen tres módulos de una bahía con capacidad de tratar el gasto medio futuro (7.3509L/s) cada uno. Cada módulo contará con una tolva.

Revisión de carga superficial gasto pico

$$1939.325/15.877944 = 122.139m^3/m^2 \times dia$$



Ancho del sedimentador.

q_w del vertedor $185 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$ (manual de diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales, SARH).

$$w = \frac{F}{q_w} = \frac{635.11776 \text{ m}^3/\text{día}}{185 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}} = 3.4333 \text{ m} \approx 3.45 \text{ m (cumple)}$$

$$\mathbf{w = 3.5m}$$

Longitud del sedimentador

$$L = \frac{A}{w} = \frac{15.877944}{3.45} = 4.625 \quad \mathbf{L = 4.6}$$

Si se pretende cumplir con las recomendaciones del manual de diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales de la SARH entonces la longitud del sedimentador sería de:

$$L = 3W = 3(3.5) = 10.5 \text{ m}$$

Sin embargo, por cuestiones de disposición de espacio el proyecto se ajustara a las dimensiones más convenientes, que en este caso son las que resultan de los cálculos, además la mayoría de las recomendaciones son para plantas de tratamiento grandes y medianas.

Para poder satisfacer la remoción de sólidos del gasto máximo se propone que la longitud del sedimentador sea un 30% mayor que el calculado, es decir de 6m.

Profundidad del tanque

$$As = (3.5 \text{ m})(6 \text{ m}) = 21 \text{ m}^2$$

$$H = \frac{V}{A} = \frac{52.92648}{21} = 2.52 \text{ m}$$

$$\mathbf{H = 2.5m}$$

Para las medidas propuestas, el área es:

$$As = (3.5)(6) = 21 \text{ m}^2$$

Carga superficial:

$$Cs = \frac{635.11776}{21} = 30.2465 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m} \quad \text{Con gasto medio (cumple)}$$

$$Cs = \frac{1939.325}{21} = 92.3488 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m} \quad \text{Con gasto máximo (cumple)}$$



La carga superficial

$C_s = \frac{635.11776}{21} = 30.2465m^3/día/m$ (Cumple); de acuerdo con la gráfica de carga superficial- porcentaje de remoción, se estaría retirando hasta un 75% de los sólidos suspendidos en el sedimentador primario.

Tiempo de retención

Para tener un tiempo de retención:

$$T = \frac{2.5m}{30.2465m/día} = 0.08265419días = 1.984 horas. \text{ (Cumple):}$$

Por lo tanto cumple el criterio

La velocidad horizontal es

$$v_h = \frac{0.0073509}{(2.5)(3.5)} = 0.0008401m/s = 3.02m/hr.$$

*De bibliografía se considera que los lodos primarios se generan a razón de $0.00618m^3/m^3$

De aguas residuales, por lo que el volumen que se genera en un día es de:

$$V = (635.11776)(0.00618) = 3.9250 m^3/día de lodos$$

Generación de lodos por turno de 8 horas

$$\frac{3.825m^3}{3} = 1.31m^3 \text{ De lodos/turno de 8 horas.}$$

Se pretende que solo haya dos turnos para operar la planta, el primero de las 7:00 h a 15:00 h y el segundo de 15:00 a 21:00

El volumen de cada tolva será de:

$$V = \frac{3.925}{2} = 1.9625m^3/tolva.$$

Se propone que el volumen sea de

$$V = 2m^3/tolva.$$

Tolvas

Si tenemos que el ancho de la bahía es de 3.5m por 1.75m, cada tolva tendrá una base menor de 0.35x0.35 metros.

La altura de la tolva está dada por la fórmula:

$$(0.35)(3.5)h + (1.4)(3.5)(0.5)h = 2m^3$$



$$h[(0.35)(3.5) + (1.4)(3.5)(0.5)] = 2m^3$$

$$H \approx 0.55m$$

La pendiente mínima en la base del tanque sedimentador será del 1.5% y en el interior de la tolvas tendrá un ángulo de inclinación de 10.954° con respecto a la vertical.

Eficiencia de remoción.

$$a=0.018; b=0.020 \quad R(\text{DBO})=34.131\% \quad a=0.0075; b=0.014 \quad R(\text{SST})=55.945\%$$

Balance de sólidos en el sedimentador primario.

Calidad del agua residual en la entrada

constituyente	concentración mg/L
sólidos totales:	960
disueltos totales	675
en suspensión totales	275
DBO _{5,20}	310

Calidad del agua residual en la salida.

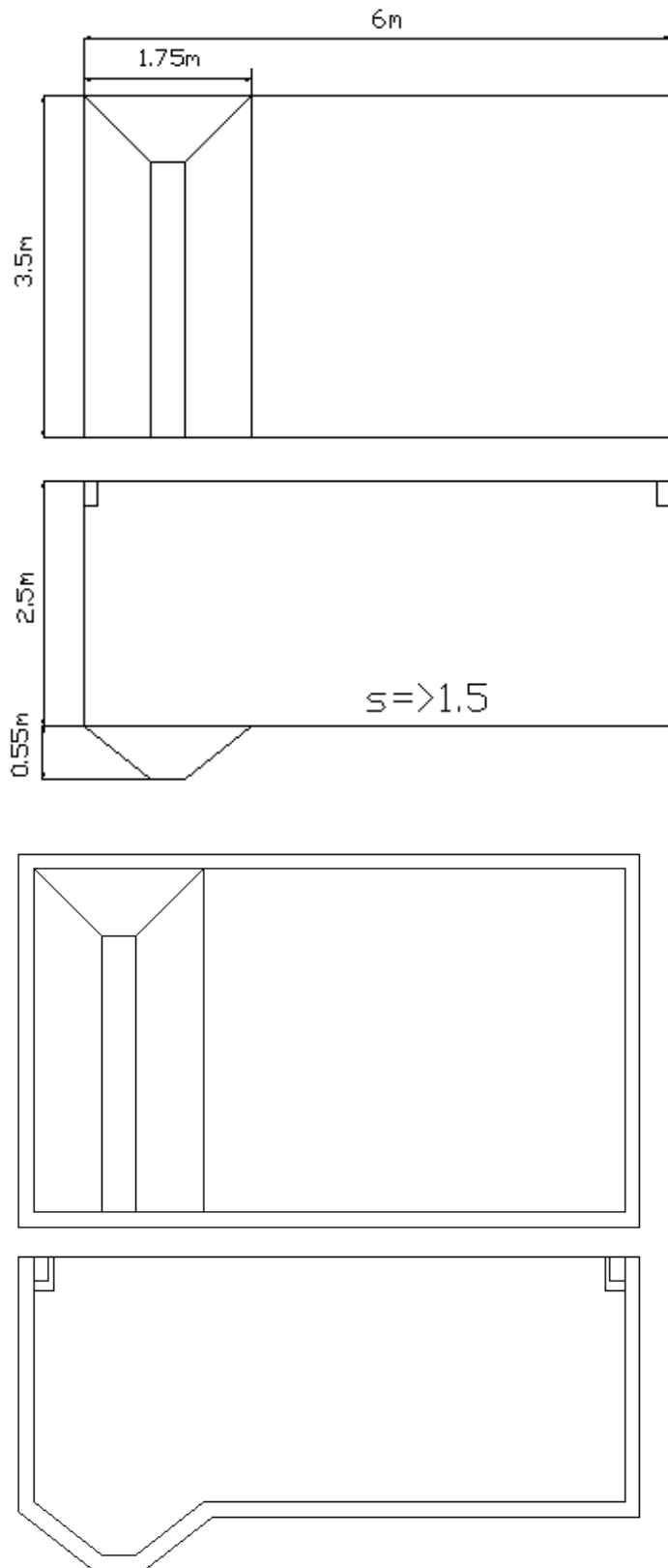
Siendo la eficiencia de remoción de sólidos del 55.945%, la calidad del efluente es:

$$960(1 - 0.55945) = 422 \text{ mg/L}$$

Y la concentración de BDO es de:

$$310(1 - 0.34131) = 204.1939$$

constituyente	concentración entrada mg/L	concentración Salida mg/L
sólidos totales:	960	422
DBO _{5,20}	310	204.2



Vista en planta y perfil del tanque sedimentador primario sin acotaciones.



Mecanismo de entrada

mecanismo de entrada	
sistema de orificios	
$\phi =$	5 cm
v orificios =	0.35 m/s
$Q_{med} =$	0.0073509 m ³ /s

$$A = Q/v$$

$$A = \frac{(0.0073509)}{0.35} = 0.021m^2$$

Área de cada orificio; $A = \pi(0.025)^2 = 0.001963495408$

Numero de orificios; $N = 0.021/0.00196349 = 10.69 \approx 11$

Se colocaran once orificios por modulo, los cuales se repartirán a lo largo de 3.5m

Gasto por orificio; $Q_o = \frac{0.0073509}{11} = 0.000668263636m^3/s$

Velocidad de entrada por orificios; $v = \frac{0.000668263636}{0.00196349} = 0.34 m/s$

Para la obtención de la diferencia de dos niveles por las pérdidas de carga se tiene que:

Nivel del agua en el primer orificio

$$h_1 = \left(\frac{Q}{0.62xAx(2g)^{\frac{1}{2}}} \right)^2$$

$$h_1 = \left(\frac{0.00066826363}{0.62x0.00196349x4.43} \right)^2 = 0.01535m$$

Se considera que existe una diferencia de nivel entre la superficie del agua de la tubería de llegada (medida al centro) y el último orificio de 0.005m, por lo que:

$$h_{13} = h_1 - 0.005 = 0.01535 - 0.005 = 0.01035m$$

El flujo para este último orificio es de:

$$Q_{13} = (0.62)(A)(2gh_{13})^{1/2}$$

$$Q_{13} = (0.62)(0.00196349)[2(9.81)(0.01035)]^{\frac{1}{2}} = 0.0005485m^3/s$$

El porcentaje de variación en los gastos entre los orificios es:



$$\left(\frac{Q_{13}}{Q}\right) 100\% = \left(\frac{0.0005485}{0.000668263636}\right) 100 = 82.09 \%$$

El área requerida para el canal repartidor de cada bahía es de:

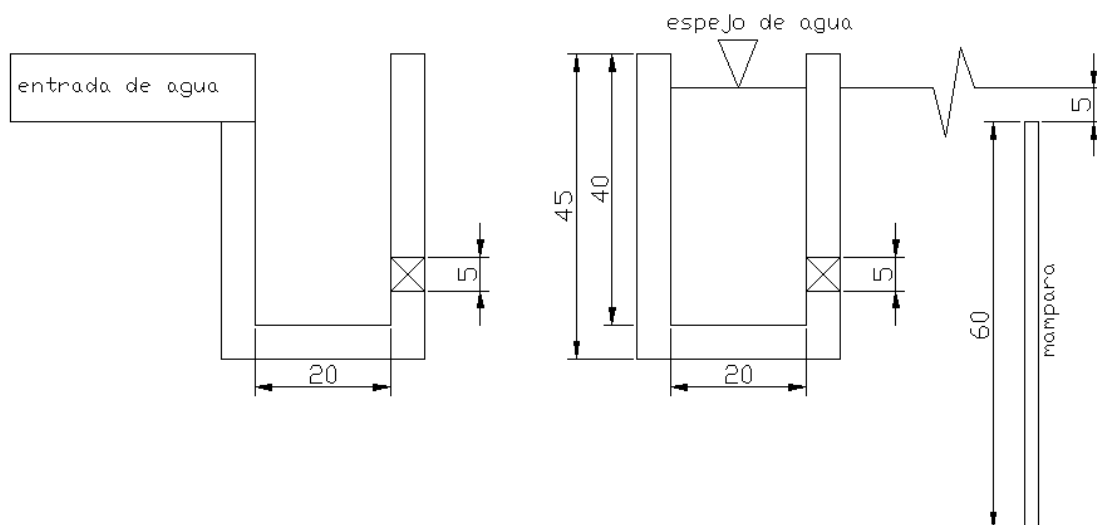
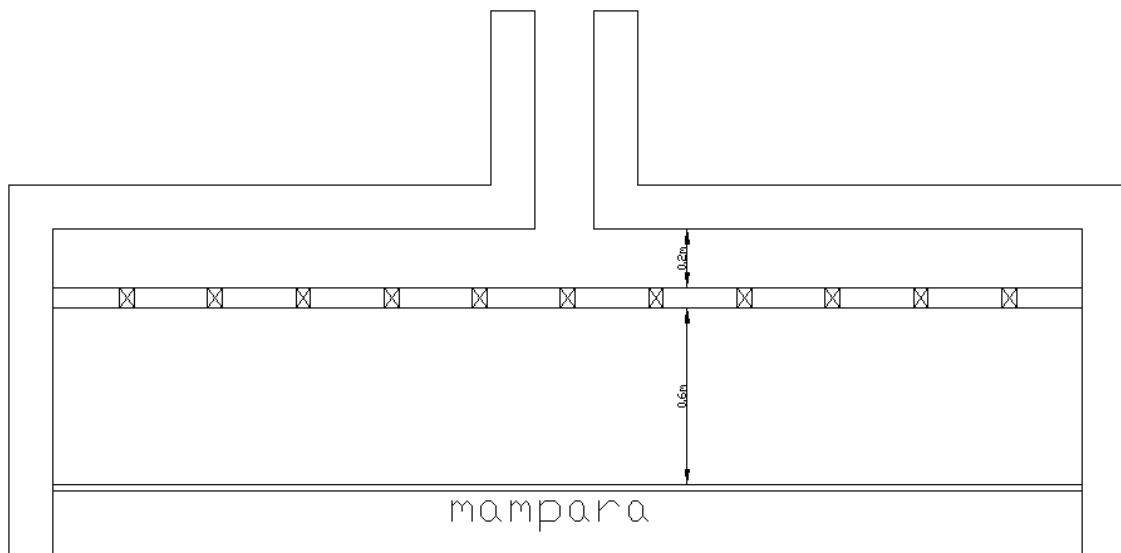
Para una $v=0.5\text{m/s}$

$$Q = 0.0073509 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.0073509 \text{ m}^3/\text{s}}{0.50 \text{ m/s}} = 0.0147018 \text{ m}^2$$

$$L = A^{\frac{1}{2}} = (0.0147018)^{\frac{1}{2}} = 0.121251\text{m}$$

Se propone un canal de 20 cm de ancho.



Vista en planta del mecanismo de entrada al tanque sedimentador primario.



Mecanismo de Salida

La salida se realizara a través de un vertedor triangular de 90°, realizado con placa de acero de 1/4" de espesor la cual tendrá que pintarse cada 6 meses.

La carga sobre el vertedor puede ser entre 150 – 200 m³/día/m; para este caso se tomara 185 m³/día/m = 0.00214120m³/seg/m

El diseño de la longitud del vertedor se realizara para cada bahía con un gasto de 0.0073509 m³/s; $L = 0.0073509/0.00214120 = 3.433m$

Si se considera que se cuenta con 8 vertedores triangulares en 1 metro, tenemos que el gasto unitario es de:

$$Q_u = 0.00214120m^3/seg/m / 8 \text{ orificios/m} = 0.00026765m^3/seg/orificio$$

El número de vertedores es $Nv = 3.5 m \times 8 = 28 \text{ vertedores}$

La altura del agua sobre el vertedor se tiene que es:

$$(mks)Q_u = 1.34xh^{2.47}$$

$$(ingles)Q_u = 2.54xh^{5/2}$$

$$h = (Q_u/1.34)^{1/2.47} = (0.00026765/1.34)^{1/2.47} = 0.03178m \approx 0.032m$$

Para garantizar la caída libre sobre el vertedor y permitir el paso del aire, se consideraran 10 cm por abajo del vértice.

Descarga por metro de ancho de canal

$$q = \frac{Q}{b} = \left(\frac{0.0073509}{0.15} \right) = 0.049006 m^3/s/m$$

El tirante crítico está definido por:

$$d = y_c = (q^2/g)^{1/3} = (0.049006^2/9.81)^{1/3} = 0.062557m$$

Despreciando los factores de fricción, se obtiene el nivel Ho de acuerdo con la ecuación:

$$Q = \frac{0.0073509}{2} = 0.00367545 \text{ Por tratarse de una mitad del canal colector.}$$

$$H_o = (d^2 + (2 \times Q^2/(g \times b^2 \times d)) + (f \times L \times Q^2/(12 \times g \times b^2 \times r \times d)))^{1/2}$$

$$H_o = (0.062557^2 + (2 \times 0.00367545^2/(9.81 \times 0.15^2 \times 0.062557)))^{1/2} = 0.076616 m$$

El valor de Ho tomando en cuenta la fricción es de:

Se toma una estimación de la fricción entre 6 – 16 %, seleccionamos 16 % .El tirante medio está definido como:

$$d_m = (0.0888 + 0.062557)/2 = 0.0757157 m$$

El radio hidráulico medio se determina por:



$$r_m = \frac{A}{P} = (0.0757157 \times 0.15) / (0.15 + 2 \times 0.0757157) = 0.037678m$$

lo que se sustituye una fórmula de Ho tomando un factor de fricción f del concreto entre 0.03 y 0.12:

$$L = 3.5 \text{ m (longitud máxima)} \quad f = 0.07 \quad d = 0.0918 \text{ m}$$

$$Q = 0.00367545 \text{ m}^3/\text{s} \quad b = 0.15 \text{ m}$$

$$H_o = (d^2 + (2 \times Q^2 / (g \times b^2 \times d)) + (f \times L \times Q^2 / (12 \times g \times b^2 \times r \times d)))^{1/2}$$

$$H_o = \left(0.062557^2 + \left(\frac{2(0.00367545)^2}{(9.81)(0.15)^2(0.062557)} \right) \right) + \left(\frac{(0.07)(3.45)(0.00367545)}{(12)(9.81)(0.15^2)(0.037678)(0.062557)} \right)^{1/2}$$

$$H_o = 0.003913378249 + 0.001956697071 + 0.11923 = 0.1251 \text{ m}$$

El gasto por el canal de vertedor está dado por:

$$Q = 0.0073509 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{Para una bahía}$$

La velocidad de este gasto se define por:

$$V = \frac{Q}{b \times d_m} = \frac{0.0073509}{0.15 \times 0.0757157} = 0.647236 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga debido a la velocidad es:

$$h = 0.5 \times \frac{V^2}{2 \times g} = 0.5 \times \frac{0.37^2}{2 \times 9.81} = 0.0107670 \text{ m}$$

Esto requiere una profundidad de $0.010767 + 0.1251 = 0.135863 \text{ m}$

Lo que representa una diferencia de niveles total de $0.135863 + 0.10$ de caída libre

H= 0.235863 m

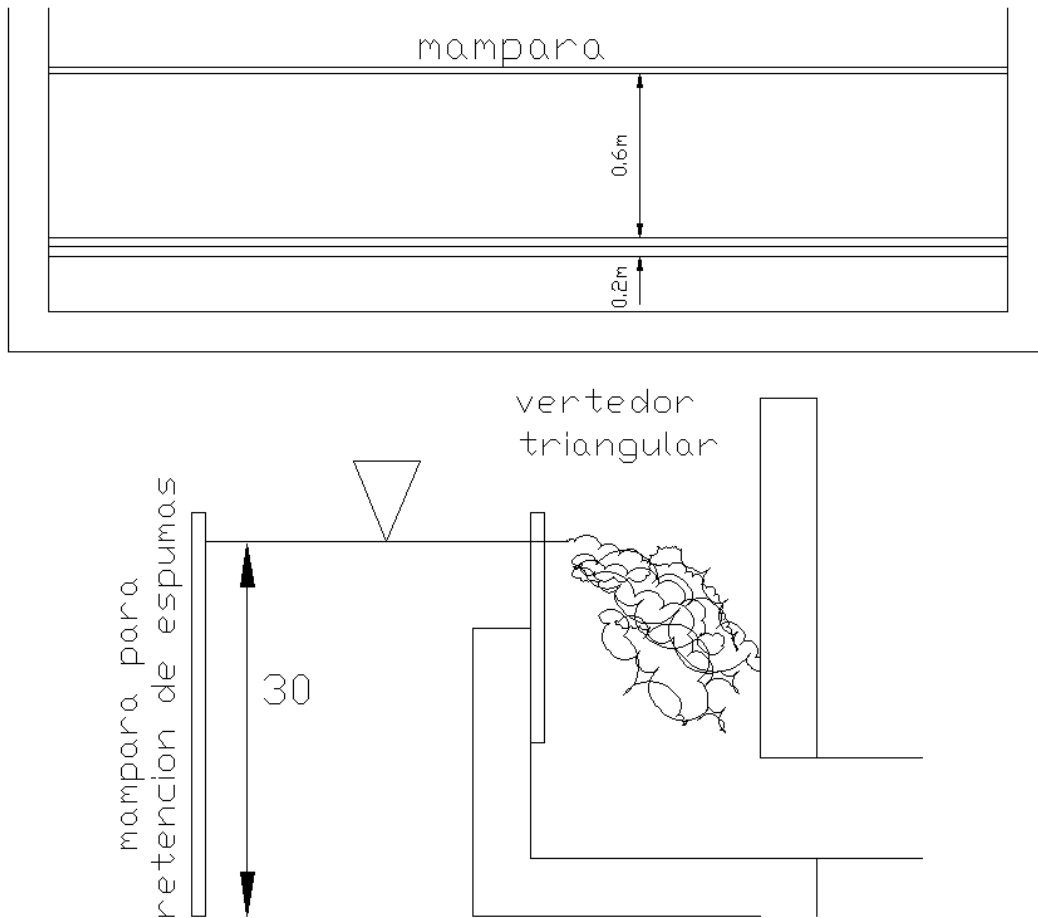


Figura 12.2.1.4 Planta del mecanismo de salida del tanque sedimentador primario

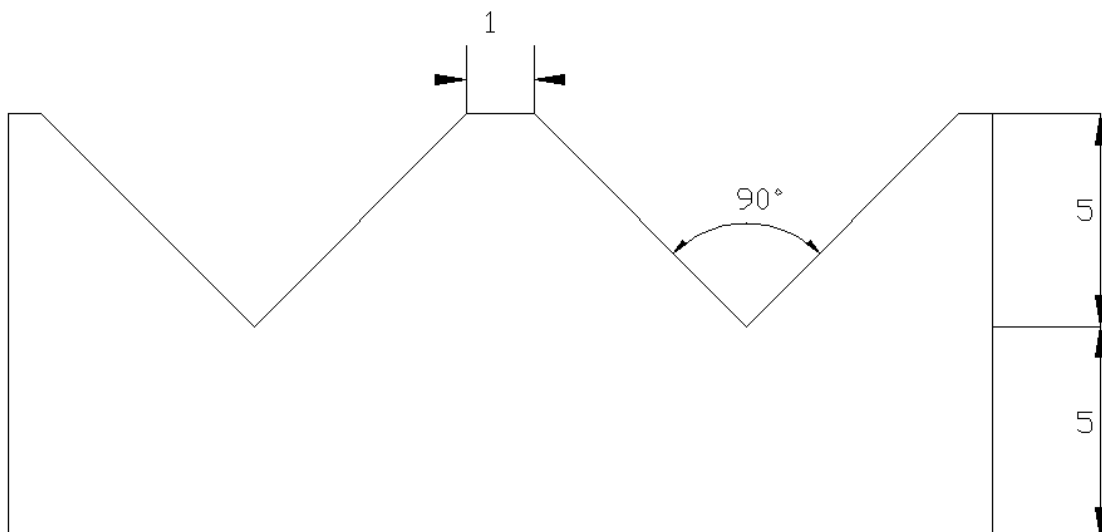


Figura 12.2.1.5 detalles de los vertedores triangulares



Anexo 3. Tratamiento secundario

TRATAMIENTO SECUNDARIO

En esta etapa se elimina la mayor parte de los compuestos orgánicos de las aguas residuales. Principalmente se remueve la materia orgánica demandante de oxígeno en términos de la DBO.

SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS

El sistema se compone de un reactor aireado artificialmente, seguido por un sedimentador secundario que cumple la función de separar la biomasa suspendida en la fase líquida. Una pequeña parte de la biomasa separada en el clarificador es recirculada al reactor, el resto se retira para darle un tratamiento previo a su disposición.

DATOS

I datos sobre la alimentación inicial

Gasto medio:

$$Q_F = 7.3509 \text{ L/s} \quad Q_F = 635.11776 \text{ m}^3/\text{día}$$

Demanda bioquímica de oxígeno:

$$S_F = 310 \text{ mg/L} \quad S_F = 310(1 - 0.34131) = 204 \text{ mg/L}$$

Los sólidos volátiles se desprecian en la alimentación inicial: $X_{V,F} = 0$

Alcalinidad como $\text{CaCO}_3 = 100 \text{ mg/L}$

Nitrógeno total *kjeldahl* (NTK) = 80 mg/L (como N) (el agua residual contiene un compuesto que inhibe la nitrificación, aunque sin efectos perjudiciales aparentes).

Temperatura del agua influente: $T_{F(ver)} = 15^\circ\text{C}$ $T_{F(inv)} = 5^\circ\text{C}$

II datos sobre la Calidad del efluente

Demanda Bioquímica de oxígeno permisible en el efluente según la NOM-001-SEMARNAT-1996

$S_e = 150 \text{ mg/L}$ En promedio mensual y $S_e = 200 \text{ mg/L}$ en promedio diario

Sólidos en suspensión. Bases el diseño del clarificador secundario en una concentración permisible de VSS en el rebosadero, $X_{V,e}$ de 10 mg/L . despreciese la concentración de NVSS en el rebosadero del clarificador, $X_{NV,e} \approx 0$



III información para el diseño del reactor

1. Se eligen los siguientes valores de sólidos suspendidos volátiles para el reactor y para la descarga del clarificador secundario dentro del rango práctico:

$X_{v,a} = 2300 \text{ mg/L}$ (De 2000 a 3000 mg/l) criterio del proyectista → Reactor biológico.

$X_{v,u} = 10,000 \text{ mg/L}$ (De 10,000 a 15,000 mg/l) criterio del proyectista → Recirculación

2. Base de diseño para la fracción de sólidos volátiles en el reactor F_V .

La fracción volátil de los MLSS se considera que es del 80%

$$F_V = 0.80$$

$$F_V = \frac{X_{v,a}}{X_{v,a} + X_{Nv,a}} = \frac{2300 \text{ mg/L}}{2300 \frac{\text{mg}}{\text{L}} + 575 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} = 0.80$$

3. Temperatura del aire T_a (temperaturas críticas en verano y en invierno)

Determinar la temperatura del aire

$$T_a \text{ verano} = 34 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_a \text{ invierno} = 5 \text{ }^\circ\text{C}$$

4. Parámetros biocinéticos a temperatura de laboratorio: k , Y , k_d , a y b . Valores de θ (ecuación Arrhenius) para las correcciones por temperatura de esos parámetros.

Parámetros biocinéticos determinados en el laboratorio a 20°C

$$K = \frac{K}{X_{v,a}} = 0.0235 \text{ d}^{-1} / 1/\text{mg}$$

$\theta = 1.03$ (Coeficiente de Arrhenius para K)

$Y = 0.73 \text{ kg MLVSS producidos/kg de DBO}_5 \text{ removido}$ (se asume independientemente de la temperatura)

$$k_d = \frac{\text{Kg MLVSS oxidados por día}}{\text{Kg de MLVSS en el reactor}} = 0.73 \text{ d}^{-1} \text{ (Respiración endógena)}$$

$\theta = 1.05$ (Coeficiente de Arrhenius para K_d y b)



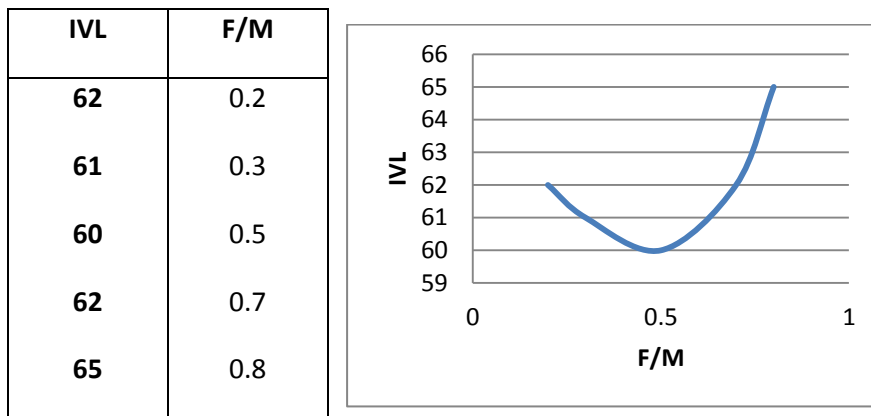
$a = 0.72$ Kg de O_2 consumido/Kg de DBO_5 removido (se supone independientemente de la temperatura).

$b = 0.10 d^{-1}$

5. Información sobre las características de sedimentación de los VSS (correlación de VSZ o IVL con la relación A/M)

Información sobre las características de la sedimentación secundaria de los SSV **Figura 12.3.1.1** (ver figura 5.18 página 309 del Ramalho).

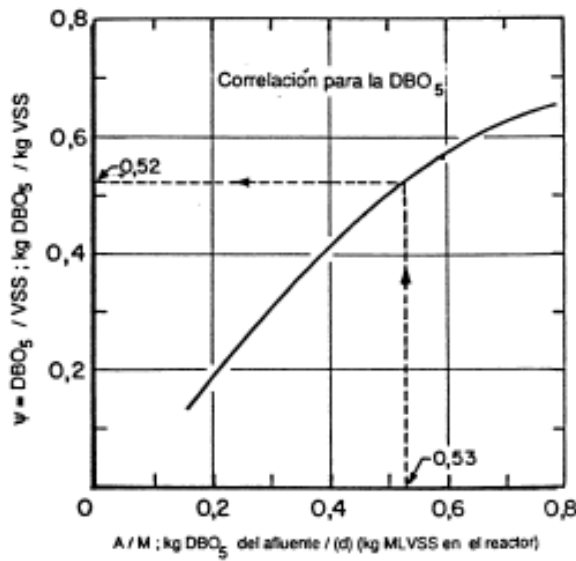
Características de Sedimentación Secundaria



características de la sedimentación secundaria

6. Correlación de la contribución de los SSV a la DBO_5 en el rebosadero del clarificador secundario.

Nota: en los puntos 5 y 6 se tomarán los mismos criterios que en el ejemplo 5.2 del Ramalho pag340 fig 5.25 pag 332. DBO_5 total del efluente = $Se + \psi X_{v,e}$ en mg/L



Correlación de ψ en función de A/M obtenida para los VSS

IV información para la selección y disposición de los aireadores.

1. Características de los aireadores

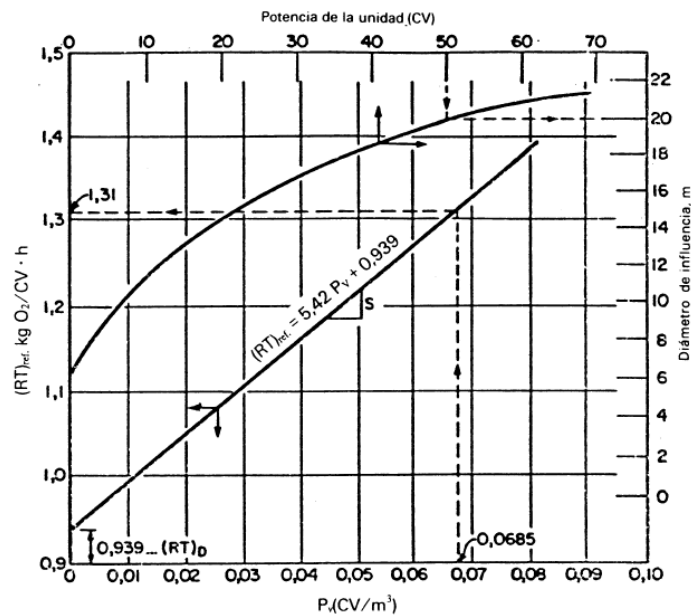


Fig. 4.19. Características de aireadores de superficie.

características de aireadores de superficie

2. Diseño del nivel de OD $C_L=2\text{mg/L}$

3. $\alpha_{20^\circ\text{C}}=0.87$; $\beta=0.97$. Diseñese sobre la base de una presión barométrica media.

$P_{\text{atm}}=755\text{mm Hg}$



Solución. Paso 1 Kg DBO₅ consumida/día

$$Kg\ DBO_5/d = 86.4Q_F(S_F - S_e)$$

$$Kg\ DBO_5/d = 86.4(0.0073509)(204 - 150) = 34.2963Kg/dia$$

$$Kg\ DBO_5/d = 34.2963Kg/dia$$

Paso 2. Estimación preliminar de la potencia.

Para emplear la ecuación supóngase un factor 21 (20<21<22).

$$HP = \frac{86.4Q_F(S_F - S_e)}{21} = 1.6331$$

$$HP = 1.6331$$

Paso 3. Estimación de T_w.

$$T_w = \frac{AFT_a + Q_F T_F}{A_F + Q_F}$$

En la que $F = h/3.6 \times 10^6$; $h = Kcal/(h)(m^2)(^\circ C)$

Ecuación aproximada rápida: $hA = 1134(HP)$

$$T_w = \frac{3.6 \times 10^6 Q_F T_F + 1134(HP)T_a}{3.6 \times 10^6 Q_F + 1134(HP)}$$

a) Condiciones veraniegas.

T_a=17.7 °C (temperatura máxima registrada en el mes de Mayo, anuario estadístico del estado de México 2010)

T_F=15°C

$$T_w = \frac{3.6 \times 10^6 (0.0073509)(15) + 1134(1.6331)(17.7)}{3.6 \times 10^6 (0.0073509) + 1134(1.6331)}$$

$$T_w = 15.1765^\circ C$$

b) Condiciones invernales.

T_a=9.5 °C (temperatura mínima registrada en el mes de Enero, anuario estadístico del estado de México 2010)



$$TF=5^{\circ}\text{C}$$

$$T_W = \frac{3.6 \times 10^6 (0.0073509)(5) + 1134(1.6331)(9.5)}{3.6 \times 10^6 (0.0073509) + 1134(1.6331)}$$

$$T_W = 5.2943^{\circ}\text{C}$$

Paso 4. Valores de los parámetros biocinéticos para las temperaturas T_W de invierno y verano.

a) Verano: $T_W = 15.1765^{\circ}\text{C}$

$$K_{TW} = k_{20} \theta^{TW-20} \quad (1.0 < \theta < 1.135)$$

$$K_d = k_{d,20} \theta^{TW-20} \quad (1.03 < \theta < 1.06)$$

$$b_{TW} = b_{20} \theta^{TW-20} \quad (1.03 < \theta < 1.06)$$

$$K_{15.1765} = (0.0235)(1.03)^{15.1765-20} = 0.0203773408 h^{-1} x \frac{1}{mg}$$

$$K_{15.1765} = 0.4890561792 d^{-1} x \frac{1}{mg}$$

$$K_{d15.1765} = (0.075)(1.05)^{-4.8235} = 0.05927 h^{-1}$$

$$K_{d15.1765} = 1.4225 d^{-1}$$

$$b_{15.1765} = (0.10)(1.05)^{-4.8235} = 0.07903 h^{-1}$$

$$b_{15.1765} = 1.8967 d^{-1}$$

b) Invierno: $T_W = 5.2943^{\circ}\text{C}$

$$K_{5.2943} = (0.0235)(1.03)^{5.2943-20}$$

$$K_{5.2943} = 0.3651 d^{-1} x \frac{1}{mg}$$

$$K_{d5.2943} = (0.075)(1.05)^{-14.7057}$$

$$K_{d5.2943} = 0.8783 d^{-1}$$

$$b_{5.2943} = (0.10)(1.05)^{-14.7057}$$

$$b_{5.2943} = 1.1711 d^{-1}$$

Se supone que los parámetros Y y a son prácticamente independientes de la temperatura, esto es:

$$Y = 0.5 \text{ Kg MLVSS/Kg de DBO}_r; \quad a = 0.72 \text{ Kg de O}_2/\text{Kg de DBO}_r$$

Paso 5. Tiempo de residencia t .

1. **Caso 1.** A partir de la DBO soluble para condiciones de invierno.



$$t = \frac{(S_F - S_e)}{kX_{V,a}S_e}$$

$$t = \frac{(54)}{(0.0152125)(2300)(150)} = 0.010289h$$

Caso 2. Según las condiciones óptimas de floculación de los MLVSS.

(A/M)

$t_{optimo} = 0.6d^{-1}$ (mínimo)

$$t = \frac{S_F}{X_{V,a} \left(\frac{A}{M}\right)_{opt}} = \frac{204}{2300(0.6)} = 0.147826087$$

$$t = 3.54 \text{ horas}$$

En este caso el tiempo de residencia viene controlado por el consumo de la DBO soluble. Se adopta un tiempo de residencia $t = 3.5$ horas. A continuación se verifica si se obtiene para este tiempo de residencia un lodo con características de sedimentación satisfactorias

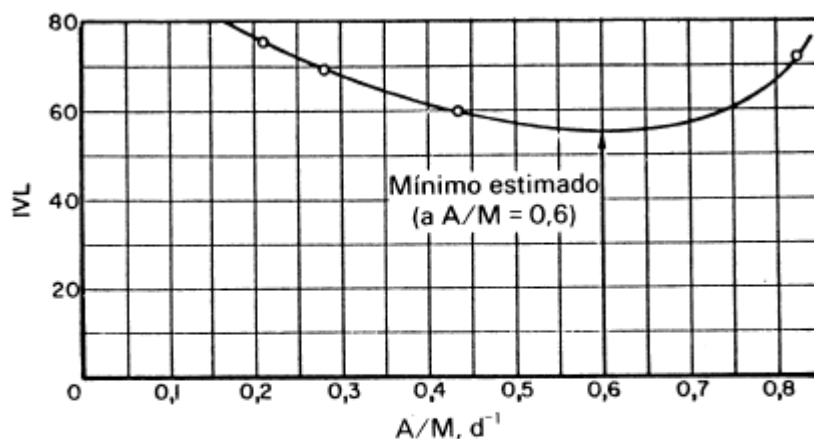
2. Relación actual A/M.

$$A/M = \frac{S_F}{X_{V,a}t}$$

En donde t es el tiempo de residencia seleccionado.

$$\frac{A}{M} = \frac{204}{(2300)(0.1458333)} = 0.6081987$$

$$\frac{A}{M} = 0.6081987$$



representaciones de IVL en función de A/M (Ramalho)



Observando la figura 12.3.2, puede concluirse que las características de sedimentación de los VSS son satisfactorias. La curva es relativamente plana en esta zona y el valor $A/M=0.6081987$, resultado próximo al estimado de $A/M=0.6$ en consecuencia se utilizara un tiempo de residencia de 3.5 horas para dimensionar el reactor.

3. DBO soluble real en el efluente.

Para las condiciones de invierno, el tiempo de residencia $t=3.5$ horas corresponderá a $S_e=150\text{mg/L}$, ya que esta fue la base del cálculo en el paso 5.1

Para las condiciones de verano, el valor de S_e será algo menor.

$$S_e = \frac{S_F}{(1 + k_{15.1765} X_{V,a} t)} = \frac{204}{(1 + (0.0152125)(2300)(0.1458333))}$$

$$S_e = 33.42877 \text{ mg/L}$$

El diseño resulta adecuado ya que bajo las condiciones más adversas (o sea las de invierno), se cumple el requisito de obtener una DBO_5 máxima soluble de 150mg/L .

Paso 6. Volumen del reactor

$$V = Q_F t = (26.46324)(3.5)$$

$$V = 92.62134 \text{ m}^3$$

Paso 7. Demanda de oxígeno. Para las condiciones de verano.

$$KgO_2/d = a(S_F - S_e)Q_F + bX_{V,a}V$$

$$KgO_2/d = (86.4)(0.72) (204 - 33.42)(0.0073509) + 0.1(2300)(92.62134)(10^{-3})$$

$$\frac{KgO_2}{d} = 99.3 \text{ kg/dia}$$

$$= 4.137 \text{ kg/hora}$$

Con información adicional también pueden estimarse las necesidades de oxígeno para las condiciones de invierno.

$$KgO_2/d = (86.4)(0.72) (54)(0.0073509) + 0.1(2300)(92.62134)(10^{-3})$$



$$\frac{KgO_2}{d} = 45.9962kg/dia$$

$$= 1.9165kg/hora$$

Paso 8. Potencia requerida en la aireación.

- a) Verano: $T_W = 15.1765^\circ C$
 b) Invierno: $T_W = 5.2943^\circ C$

$$HP = 1.6331$$

Paso 9. Elección de los aireadores y disposición de los mismos en el tanque de aireación.

- Volumen del reactor: $V = 92.62134m^3$
- Oxígeno requerido: $\frac{KgO_2}{d} = 4.137kg/hora$
- Temperatura del agua residual:
 - Verano: $T_F = 15^\circ C$
 - Invierno: $T_F = 5^\circ C$
- Concentración de oxígeno en condiciones de equilibrio. $CL = 2mg/L$
- Valores para parámetros α y β .
 - $\alpha = 0.87$
 - $\beta = 0.97$ (valores supuestos: base de ejemplo 5.2 IV, Ramalho)

Siendo la Presión barométrica media $P = 755mm Hg$

- Las características de los aireadores de superficie seleccionados vienen dadas por la figura 12.3.4. estas incluyen correlación entra $(RT)_{ref.}$ y potencia específica (P_v), y entre la potencia de la unidad y el diámetro de influencia (en metros)

Solución. Paso 1. Calcular el término entre paréntesis, para condiciones de verano e invierno.

Verano:

$$\alpha_{20^\circ C} \times 1.024^{T-20} \frac{\beta C_{s,s} - CL}{9.2} = \alpha_{20^\circ C} \times 1.024^{T-20} \frac{C_{s,w} - CL}{9.2}$$

$$1.024^{T-20} = 1.024^{15-20} = 0.88818$$



$$C_{s,s} = (C_{s,s})_{760} \frac{P - P^v}{760 - P^v}$$

Donde

$$(C_{s,s})_{760} = 10.2 \text{ mg/L} \quad \text{Cuadro 12.3.5 para } T=15^\circ\text{C}$$

$$P^v = 12.788 \text{ mm Hg} \quad \text{Cuadro 12.3.6 para } T=15^\circ\text{C}$$

$$\therefore C_{s,s} = 10.2 \frac{755 - 12.788}{760 - 12.788} = 10.13073 \text{ mg/L}$$

y

$$C_{s,w} = \beta C_{s,s} = 0.97(10.13073) = 9.8268 \text{ mg/L}$$

Entonces:

$$K_{\text{verano}} = \alpha_{20^\circ\text{C}} \times 1.024^{T-20} \times \frac{\beta C_{s,s} - CL}{9.2}$$

$$K_{\text{verano}} = (0.87)(0.88818) \frac{7.8268}{9.2} = 0.65738$$

$$\mathbf{K_{\text{verano}} = 0.65738}$$

Invierno:

$$1.024^{T-20} = 1.024^{5-20} = 0.7006$$

$$C_{s,s} = (C_{s,s})_{760} \frac{P - P^v}{760 - P^v}$$

Donde

$$(C_{s,s})_{760} = 12.8 \text{ mg/L} \quad \text{Cuadro 12.3.5 para } T=5^\circ\text{C}$$

$$P^v = 6.543 \text{ mm Hg} \quad \text{Cuadro 12.3.6 para } T=5^\circ\text{C}$$

$$\therefore C_{s,s} = 12.8 \frac{755 - 6.543}{760 - 6.543} = 12.715 \text{ mg/L}$$

y

$$C_{s,w} = \beta C_{s,s} = 0.97(12.715) = 12.3336 \text{ mg/L}$$



Entonces:

$$K_{invierno} = \alpha_{20^{\circ}C} \times 1.024^{T-20} \times \frac{\beta C_{s,s} - CL}{9.2}$$

$$K_{invierno} = (0.87)(0.7006) \frac{10.3336}{9.2} = 0.684626$$

$$\mathbf{K_{invierno} = 0.684626}$$

Conclusión: las condiciones de verano controlan las especificaciones de los aireadores.

Paso 2.

(1) Suponer una potencia específica. Por ejemplo $P^v = 0.0685 \text{ CV}/m^3$

(2) En la figura 12.3.1.3 leer:

$$(RT)_{ref.} = 1.31 \text{ KgO}_2/\text{CV} \cdot h$$

(3) $(RT)_{real.} = (0.65738)1.31 = 0.86117 \text{ KgO}_2/\text{CV} \cdot h$

(4) Potencia requerida

$$\frac{4.137 \text{ KgO}_2/h}{0.86117 \text{ KgO}_2/\text{CV} \cdot h} = 4.8 \text{ CV}$$

(5) Re calcular P^v :

$$\frac{4.8 \text{ CV}}{92.62134 m^3} = 0.051824 \text{ CV}/m^3$$

Este valor está por debajo del valor supuesto en el paso 2 (1), por lo que es necesario recalcular.

$$(RT)_{ref.} = 1.24 \text{ KgO}_2/\text{CV} \cdot h$$

$$(RT)_{real.} = (0.65738)1.24 = 0.8151512 \text{ KgO}_2/\text{CV} \cdot h$$

$$\frac{4.137 \text{ KgO}_2/h}{0.8151512 \text{ KgO}_2/\text{CV} \cdot h} = 5.075 \text{ CV}$$

$$\frac{5.075 \text{ CV}}{92.62134 m^3} = 0.0547944 \text{ CV}/m^3$$

Es necesario reajustar.

$$(RT)_{ref.} = 1.25 \text{ KgO}_2/\text{CV} \cdot h$$



$$(RT)_{real.} = (0.65738)1.25 = 0.821725KgO_2/CV \cdot h$$

$$\frac{4.137KgO_2/h}{0.821725KgO_2/CV \cdot h} = \mathbf{5.03453CV}$$

$$\frac{5.03453CV}{92.62134m^3} = 0.05435 CV/m^3$$

- (6) Seleccionar aireadores. Teóricamente se tiene que trabajar con un aireador de 5 CV cuyo diámetro de influencia sería de 10 m. O con dos aireadores de 2.5 CV con diámetro de influencia de 6 m.

Paso 3. Disposición de los aireadores en el tanque de aireación.

Opción 1. Un aireador

Potencia de la unidad: 5 CV

Diámetro de influencia: 10 m

Proporcionar una solapadura tomando un coeficiente de seguridad de 20%, esto es:

$$d = \frac{10}{1.2} = 8.33m$$

$$A = \pi 5^2 = 78.5$$

Suponiendo un reactor cuadrado de 7x7 metros se tendría un área de 49 m² y siendo $V = 92.62134m^3$, la profundidad del reactor sería entonces:

$$\mathbf{Profundidad = \frac{92.62134}{49} = 1.9m}$$

Se considera un bordo libre de 60 cm

Opción 2. Dos aireadores

Potencia de la unidad: 2.5 CV

Diámetro de influencia: 6 m

Proporcionar una solapadura tomando un coeficiente de seguridad de 20%, esto es:

$$d = \frac{6}{1.2} = 5m$$

$$Superficie = longitud \times ancho = (3d)(2d) = 6d^2 = 6(5)^2 = 150$$



$$V = 92.62134m^3$$

$$Profundidad = \frac{92.62134}{150} = 0.62m$$

Por razón de dimensiones, la opción 1 de un solo aireador es la mejor. Las profundidades de los tanques de aireación con unidades de superficie varían de 2.4 a 3.6 m. en este caso, por tratarse de un reactor que maneja un gasto pequeño, se considera aceptable la profundidad de 1.9 m.

Deben compararse varias disposiciones de aireadores. Consideraciones económicas y de ingeniería determinaran la selección final de los aireadores y su disposición.

Paso 10. Produccion neta de biomasa ΔX_V ,

(a) Condiciones de verano:

$$\Delta X_V = Y(S_F - S_e)Q_F - k_d X_{V,a} V$$

$$\Delta X_V = (86.4)(0.73)(170.5)(0.0073509) - (0.05927)(2300)(92.62134)(10^{-3})$$

$$\Delta X_V = 66.4237Kg/dia$$

(b) Condiciones de invierno:

$$\Delta X_V = (86.4)(0.73)(54)(0.0073509) - (0.03659583)(2300)(92.62134)(10^{-3})$$

$$\Delta X_V = 17.2403Kg/dia$$

Paso 11. Calculo de la relación de reciclado r.

(a) Condiciones de verano.

$$r = \frac{Q_F X_{V,a} - \Delta X_V - Q_F X_{V,F}}{Q_F (X_{V,u} - X_{V,a})}$$

$$r = \frac{(86.4)(0.0073509)(2300) - (66.4237)}{(86.4)(0.0073509)(10000 - 2300)}$$

$$r = \frac{1460.770848 - (66.4237)}{(4890.406752)}$$

$$r = 0.2851188498 \quad (28.512\%)$$



(b) Condiciones de invierno.

$$r = \frac{1460.770848 - (17.2403)}{(4890.406752)}$$

$$r = 0.2951759682 \quad (29.5175\%)$$

Para los balances de materia se utilizara el valor de $r = 29.5175\%$

Paso 12. Calculo de caudales restantes: Q_R , Q_O , Q_w , Q_e y Q_u . Calculo de t_h .

$$1. \quad Q_R = rQ_F = 0.295175(7.3509) = 2.1698L/s$$

$$\mathbf{Q_R = 0.0021698m^3/s}$$

$$2. \quad Q_O = Q_F(r + 1) = 7.3509(1.295175) = 9.5207L/s$$

$$\mathbf{Q_O = 0.0095207m^3/s}$$

3.

$$Q_w = \frac{\Delta X_V - Q_F X_{V,F} - Q_F X_{V,e}}{X_{V,u} - X_{V,e}}$$

(a) condiciones de verano.

$$Q_w = \frac{66.4237 - (86.4)(0.0073509)(10)}{(10000 - 10)10^{-3}} = 6.0132655m^3/dia$$

$$Q_w = 6.959798 \times 10^{-5} \quad m^3/s$$

$$\mathbf{Q_w = 0.00006959798 \quad m^3/s}$$

(b) condiciones de invierno.

$$Q_w = \frac{17.2403 - (86.4)(0.0073509)(10)}{(10000 - 10)10^{-3}} = 1.09m^3/dia$$

$$Q_w = 1.261577 \times 10^{-5} \quad m^3/s$$

$$\mathbf{Q_w = 0.00001261577 \quad m^3/s}$$

Estos valores son muy pequeños en comparación con Q_F . Esto significa que la mayor parte de la alimentación inicial saldrá con el efluente del clarificador secundario, esto es, $Q_F \approx Q_e$

$$4. \quad Q_e = Q_F - Q_w$$

$$(a) \quad \text{Verano } Q_e = 0.0073509 - 0.00006959798 = 0.0072813 \quad m^3/s$$

$$\mathbf{Q_e = 0.0072813 \quad m^3/s}$$

$$(b) \quad \text{Invierno } Q_e = 0.0073509 - 0.00001261577 = 0.00733828423 \quad m^3/s$$



$$Q_e = 0.00733828423 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$5. Q_u = Q_R + Q_W$$

$$(a) \text{ Verano } Q_u = 0.0021698 + 0.00006959798 = 0.00223939798 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_u = 0.00223939798 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$(b) \text{ Invierno } Q_u = 0.0021698 + 0.00001261577 = 0.0021824158 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_u = 0.0021824158 \text{ m}^3/\text{s}$$

6.

$$t_h = 2.7023h$$

Paso 13. Balance de materia de los sólidos no volátiles.

1. Cálculo de $X_{NV,a}$.

$$X_{NV,a} = \frac{(1 - F_V)X_{V,a}}{F_V}$$

$$X_{NV,a} = \frac{(1 - 0.8)(2300)}{0.8}$$

$$X_{NV,a} = 575 \text{ mg/L}$$

Por ello:

$$X_{NV,o} = X_{NV,a} = 575 \text{ mg/L}$$

2. Cálculo de $X_{NV,u}$ ya que $X_{NV,e} \approx 0$:

$$X_{NV,u} = \frac{Q_F(r + 1)X_{NV,a}}{Q_u}$$

$$X_{NV,u} = \frac{(0.0073509)(1.295174)(575)}{0.00223939798}$$

$$X_{NV,u} = \frac{(0.0073509)(1.295174)(575)}{0.00223939798}$$

$$X_{NV,u} = 2444.6 \text{ mg/L}$$

3. Cálculo de $X_{NV,F}$

$$X_{NV,F} = (r + 1)X_{NV,a} - rX_{NV,u}$$

$$X_{NV,F} = (1.295175)(575) - (0.295175)(2444.6)$$

$$X_{NV,F} = 23.1408 \text{ mg/L}$$

Paso 14. Producción total de lodos.

1. Cálculo de $(VSS)_W$

$$(VSS)_W = \Delta X_V + Q_F X_{V,F} - Q_e X_{V,e}$$

$$o$$

$$(VSS)_W = Q_W X_{V,u}$$

(a) Condiciones de verano.

$$(VSS)_W = 66.4237 - (86.4)(0.0072813)(10) = 60.1326 \text{ mg/L}$$



$$(VSS)_W = (86.4)(0.00006959798)(10000) = 60.1326mg/L$$

$$(VSS)_W = \mathbf{60.1326mg/L}$$

(b) Condiciones de invierno.

$$(VSS)_W = 17.2403 - (86.4)(0.00733828423)(10) = 10.9mg/L$$

$$(VSS)_W = (86.4)(0.00001261577)(10000) = 10.9 mg/L$$

$$(VSS)_W = \mathbf{10.9 mg/L}$$

2. Calculo de $(NVSS)_W$

$$(NVSS)_W = Q_W X_{NV,u} = Q_F X_{NV,F}$$

Ya que $X_{NV,e} = 0$

$$(NVSS)_W = Q_F X_{NV,F} = (86.4)(0.0073509)(23.1408) = 14.6971 Kg/dia$$

$$(NVSS)_W = \mathbf{14.6971 Kg/dia}$$

3. Calculo de $(TSS)_W$

$$(TSS)_W = (NVSS)_W + (VSS)_W$$

(a) Condiciones de verano.

$$(TSS)_W = 14.6971 + 60.1326 = 74.8297 Kg/dia$$

$$(TSS)_W = \mathbf{74.8297 Kg/dia}$$

(b) Condiciones de invierno.

$$(TSS)_W = 14.6971 + 10.9 = 25.5971Kg/dia$$

$$(TSS)_W = \mathbf{25.5971Kg/dia}$$

Paso 15. Calculo de las concentraciones de la alimentación combinada S_o y $X_{V,o}$.

$$1. S_o = (S_F + rS_e)/(1 + r)$$

(a) Condiciones de verano:

$$S_o = (204 + (0.295175)(150))/(1.295175)$$

$$S_o = \mathbf{123.3221 mg/L}$$

(b) Condiciones de invierno:

$$S_o = (204 + (0.295175)(33.4287))/(1.295175)$$

$$S_o = \mathbf{149.8891 mg/L}$$

$$2. X_{V,o} = (X_{V,F} + rX_{V,u})/(1 + r)$$

$$X_{V,o} = ((0.295175)(10000))/(1.295175)$$

$$X_{V,o} = \mathbf{2279.03mg/L}$$

Paso 16. Neutralización requerida.

$$KgDBO consumida/d = 34.2963Kg/dia$$

Alcalinidad consumida:



$$= (34.2963)(0.5) = 17.14815 \text{ kg/d}$$

Alcalinidad de la alimentación inicial:

$$QF(Alc) = (86.4)(0.0073509)(100) = 63.511776 \text{ kg/d}$$

Ya que $63.511776 > 17.14815$ se requiere neutralización previa al proceso biológico.

Paso 17. Nutrientes requeridos.

1. Nitrógeno perdido en el sistema por la purga de lodos:

$$\text{Condiciones de verano: } 0.12\Delta X_V = 0.12(66.4237) = 7.97 \text{ kg/dia}$$

$$\text{Condiciones de invierno: } 0.12\Delta X_V = 0.12(17.2403) = 2.068 \text{ kg/dia}$$

2. Nitrógeno perdido en el efluente.

$$(86.4)(0.0073509)(1) = 0.63511776 \text{ kg/d}$$

Nitrógeno total perdido.

$$(a) \text{ Verano: } 7.97 + 0.63511776 = 8.6051 \text{ kg/dia}$$

$$(b) \text{ Invierno: } 2.068 + 0.63511776 = 2.7031 \text{ kg/dia}$$

Nitrógeno disponible.

$$(86.4)(0.0073509)(80) = 50.81 \text{ kg/d}$$

En consecuencia no se necesita añadir Nitrógeno.

Fósforo

1. Fósforo perdido en el sistema a través de la purga de lodos:

$$\text{Condiciones de verano: } 0.02\Delta X_V = 0.02(66.4237) = 1.328474 \text{ kg/dia}$$

$$\text{Condiciones de invierno } 0.02\Delta X_V = 0.02(17.2403) = 0.344806 \text{ kg/dia}$$

2. Fósforo perdido en el efluente.

$$(86.4)(0.0073509)(0.5) = 0.317558 \text{ kg/d}$$

Fosforo total perdido.

$$\text{verano} = 1.328474 + 0.317558 = 1.646 \text{ kg/d}$$

$$\text{invierno} = 0.344806 + 0.317558 = 0.662364 \text{ kg/d}$$

Fosforo disponible.

$$(86.4)(0.0073509)(1) = 0.6351 \text{ kg/d}$$



Se requiere añadir fósforo.

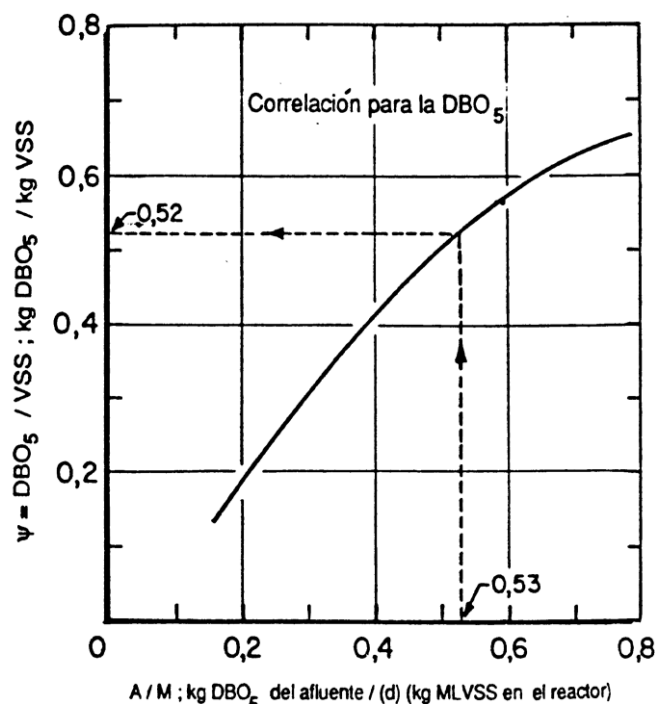
$$\text{verano} = 1.646 - 0.6351 = 1.02 \text{ Kg/d como P}$$

$$\text{invierno} = 0.662364 - 0.6351 = 0.027264 \text{ como P}$$

Esto puede conseguirse añadiendo la cantidad calculada de una disolución de ácido fosfórico o de un fosfato al reactor biológico.

Paso 18. Evaluación de la DBO total del efluente.

$$\text{DBO total del efluente} = S_e + \psi X_{V,e}$$



ψ : en la figura 5.25 para $A/M=0.6081$, se lee $\psi=0.58$

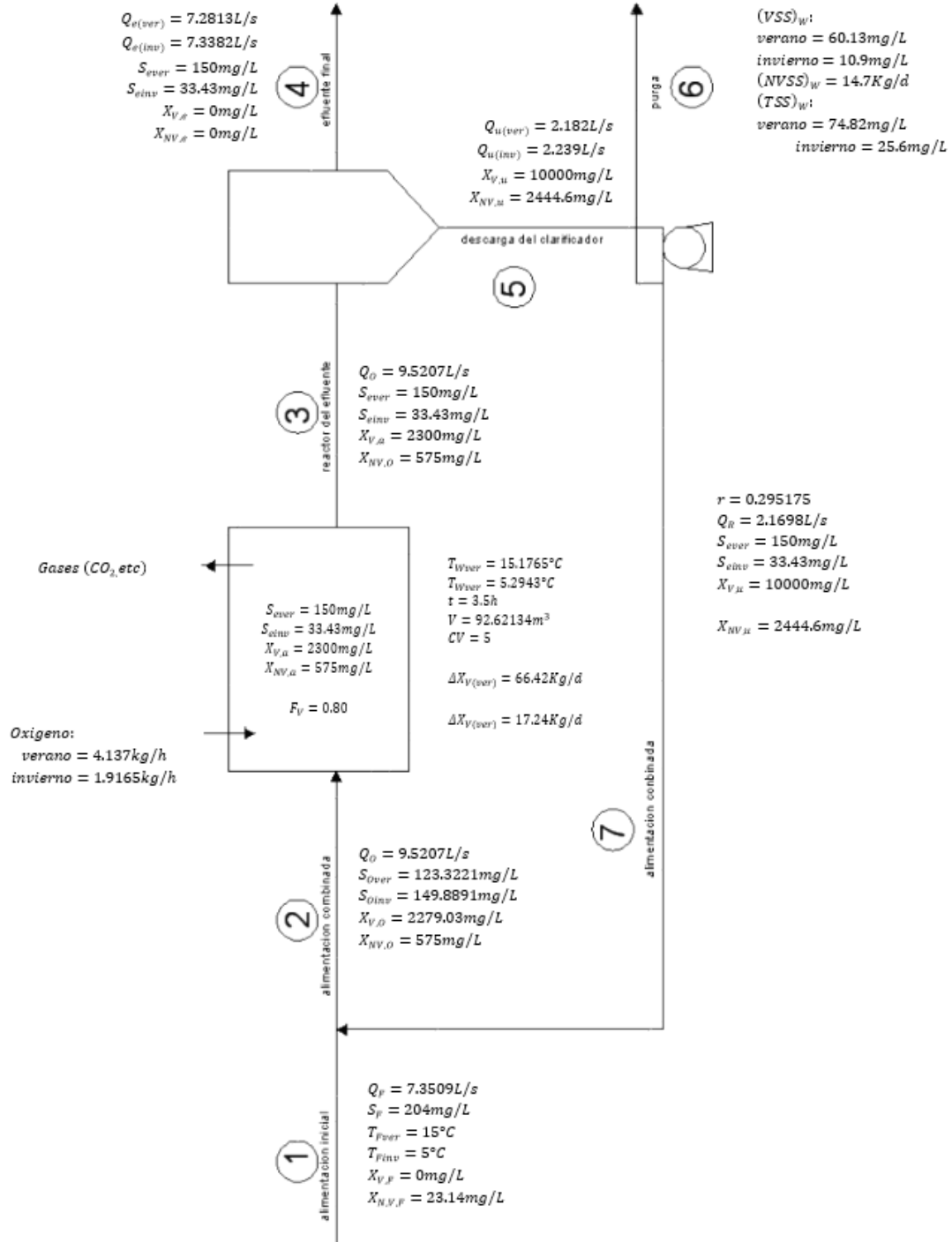
a) Condiciones de verano:

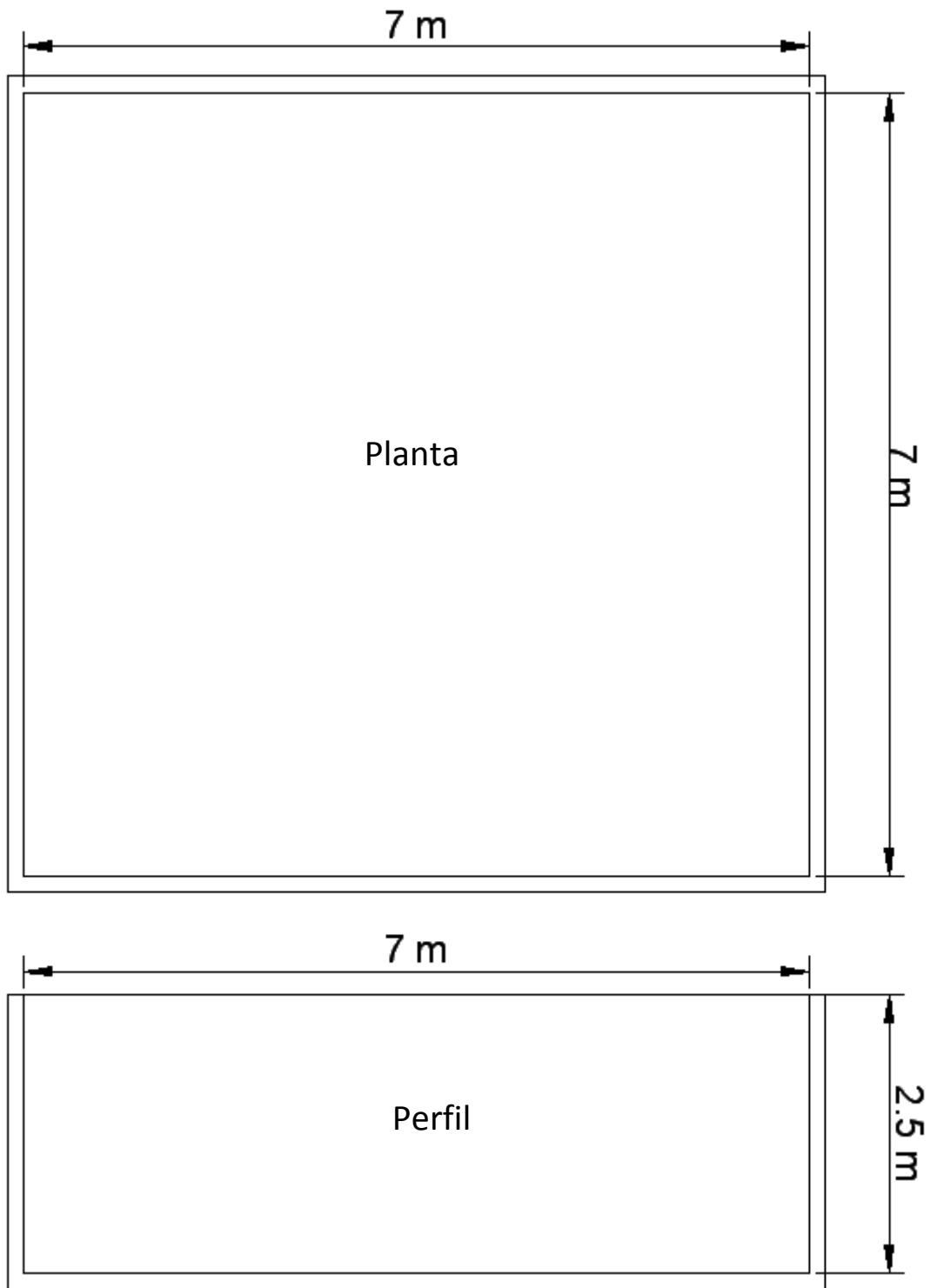
$$\text{DBO5 total} = S_e + \psi X_{V,e} = 150 + (0.58)(10) = 155.8 \text{ mg/L}$$

b) Condiciones de invierno:

$$\text{DBO5 total} = S_e + \psi X_{V,e} = 33.4287 + (0.58)(10) = 39.2287 \text{ mg/L}$$

En la figura 12.3.6 se presenta un diagrama de flujo con toda la información requerida para el diseño.





medidas del Reactor.



SEDIMENTADOR SECUNDARIO

El sedimentador secundario es una instalación complementaria del sistema de lodos activados, en el que el efluente queda lo suficientemente clarificado para cumplir con las normas oficiales mexicanas. Debido a la naturaleza floculenta de los sólidos en el efluente, en el sedimentador secundario se tiene una sedimentación del tipo dos.

$$Q_r = 187.47 m^3/d$$

$$Q_{W(ver)} = 6.0132 m^3/d$$

$$Q_{W(inv)} = 1.09 m^3/d$$

$$Q_F = 635.11776 m^3/d$$

$$Q_{e(ver)} = 0.6291 m^3/d$$

$$Q_{e(inv)} = 0.634 m^3/d$$

$$Q_O = 822.58848 m^3/d$$

$$Q_{u(ver)} = 193.4839 m^3/d$$

$$Q_{u(inv)} = 188.56 m^3/d$$

Sólidos suspendidos:

Entrada al sedimentador

$$X_{v,a} = 2300 mg/L$$

$$X_{NV,a} = X_{NV,o} = 575 mg/L$$

$$SST = 2875 mg/L$$

Efluente del sedimentador

$$X_{V,e} = 10 mg/L$$

$$X_{NV,e} = 0 mg/L$$

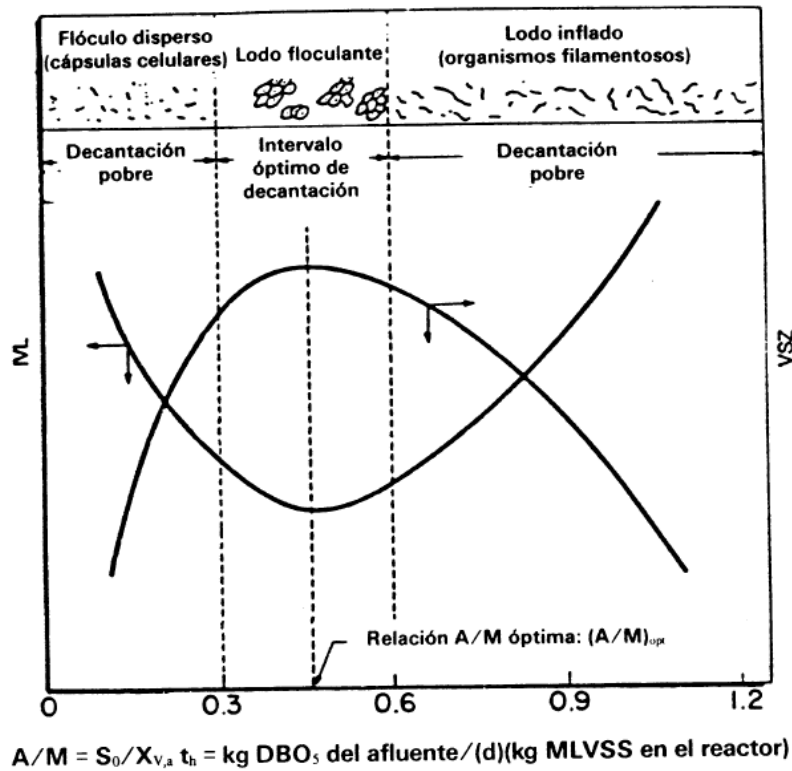
Eficiencia de remoción, η

$$\eta = \frac{2875 - 10 mg/L}{2875 mg/L} = 0.9965 \quad \eta = 99.65\% \quad \text{Muy buena}$$

Carga Superficial



Velocidad de sedimentación $VSZ = 0.05 \text{ m/min}$ (Figura 5.11, Pág. 295 R.S. Ramalho)
 Correlación típica entre IVL (índice volumétrico de Lodos y VSZ (velocidad de sedimentación zonal, con la relación A/M: Alimento o comida/Microorganismos) (Para un tanque de profundidad $H = 3 \text{ m}$) + bordo libre 0.3



$$0.5 = \left(0.05 \frac{\text{m}}{\text{min}}\right) \left(\frac{1\text{m}}{60\text{seg}}\right) = 0.0008 \text{ m}^3/\text{s m}^2$$

$$0.5 = 69 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d} = 0.0008\text{m}^3/\text{m}^2 \text{d}(86400 \text{ s/d})$$

$$\text{Área horizontal } AH = \frac{Q_0}{0.5} = \frac{822.58848 \text{ m}^3/\text{d}}{69 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}} = 11.9215\text{m}^2$$

$$\text{Área horizontal } A_H = 12 \text{ m}^2$$

$$\text{Área horizontal/Tanque} = 12 \text{ m}^2$$

Ancho de cada unidad = 3 m

Largo de la unidad = 4m

Vertedor Efluente

Considerando una carga sobre el vertedor de $2.51 \text{ m}^3/\text{s}(10^{-3})/\text{m}$ de longitud de vertedor

$$\text{Longitud de vertedor} = (635.11776 \text{ m}^3/\text{d})/86400\text{s/d})(0.00251)$$



$$\text{Longitud de vertedor} = 2.928 \text{ m}$$

Tolva de lodos

Capacidad de la tolva de lodos. Semejante a las de los sedimentadores primarios semejantes a $2 \text{ m}^3/\text{tolva}$.

Dimensiones de la tolva de lodos (2 tolvas por sedimentadores)

Forma: Pirámide rectangular

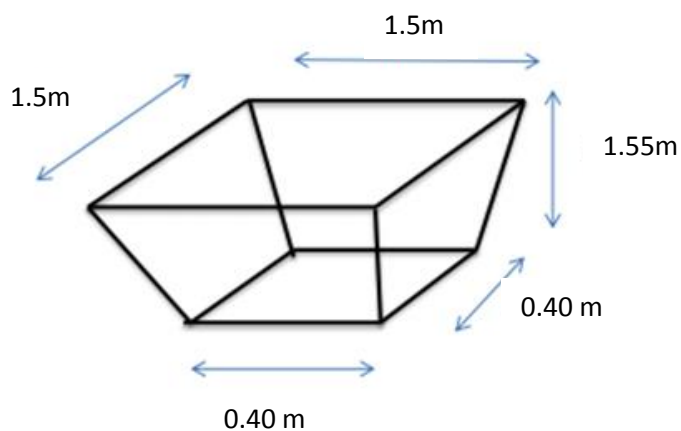
$$\text{Área mayor (superficie superior)} = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2$$

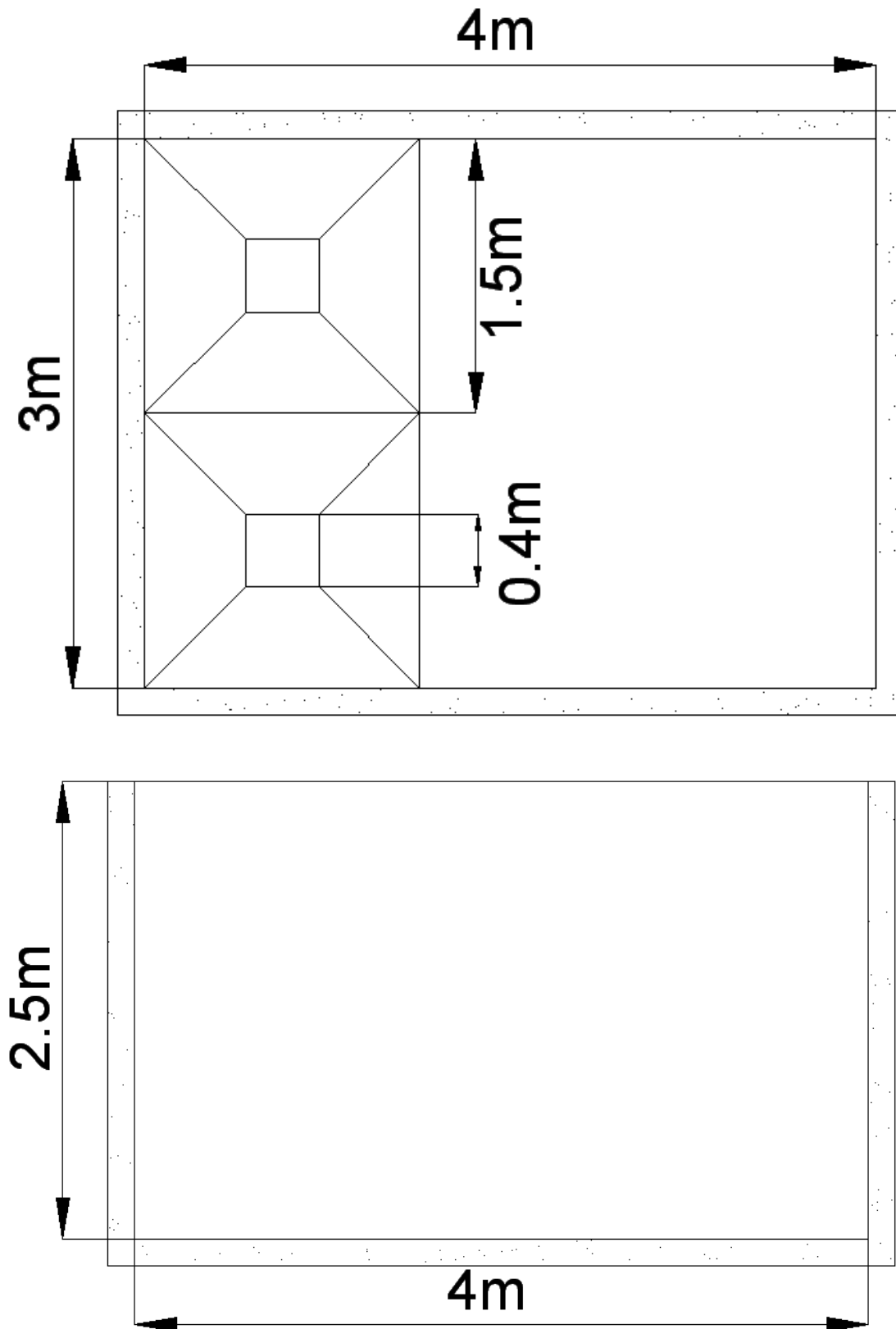
$$\text{Área menor (superficie de fondo)} = 0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura } H = 0.80 \text{ m}$$

Volumen cada Tolva

$$\frac{1}{3} [2.25 + 0.16 + \sqrt{2.25 + 0.16}] 0.8 = 1.056 \text{ m}^3$$





vista en planta y de perfil del sedimentador secundario



Dimensionamiento de las canaletas de vertido

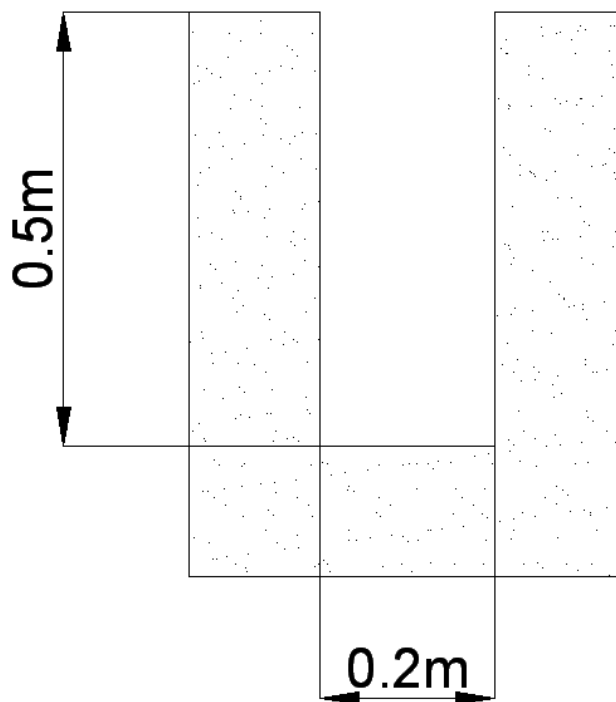
$$h = (73 Q/W)^{2/3}$$

$$Q \approx 9.5207 \text{ L/s}$$

$$w = \text{ancho canaleta} = 0.20 \text{ m}$$

$$h = \left[(73)(9.5207) \left(\frac{1}{20} \right) \right]^{2/3} = 10.65 \text{ cm}$$

$$h + \text{bordo libre} = 0.50 \text{ m}$$



vista de perfil del canal de vertido del sedimentador secundario.



Anexo 4. Desinfección del efluente

El propósito de la desinfección es eliminar los organismos patógenos que hayan sobrevivido al proceso de tratamiento con el fin de proteger la salud de comunidades aguas abajo del cauce.

La desinfección del agua residual se realizará utilizando gas cloro por su facilidad de aplicación a través de bombas dosificadoras. Información de cálculos anteriores: $Q_F = 7.3509 L/s = 635.11776 m^3/s$

De la práctica, y, para el caso de pos cloración de AR municipal, se sugiere:

$$\text{Dosificación} = 10\text{mg/L} = 0.010\text{kg/m}^3$$

$$\text{Tiempo de contacto} = 10 \text{ min}$$

Capacidad de suministro de cloro por día

$$(0.0073509\text{m}^3/\text{s})(0.01\text{kg/m}^3)(3600\text{s/h}) = (0.2646324\text{kg/h}) (24\text{h/d}) = 6.3511776\text{Kg/d}$$

Suministro de cloro

En el Mercado hay disponibles tanques de 908 kg de cloro. Se recomienda tener almacenamiento para suministros, por lo menos durante 30 días en planta (operación). Por tanto se requiere en planta.

$$(6.3512\text{kg/día})(30 \text{ días de operación}) = 190.536\text{kg/mes}$$

Por lo tanto se requiere de un solo tanque para dar servicio durante casi 5 meses. Se buscaran nuevas alternativas para tanques más pequeños, pues lo conveniente es tener al menos dos tanques, uno en servicio y el otro en stock

Tanque de contacto de cloro

Para un $Q_F = 7.3509 L/s$; y para un tiempo de retención de 15 min (caso de condiciones de emergencia). la dosificación se hará mediante la inyección de cloro a través de un difusor en una línea de agua, para ser disuelto a la entrada del tanque de contacto.

Suponiendo un tirante

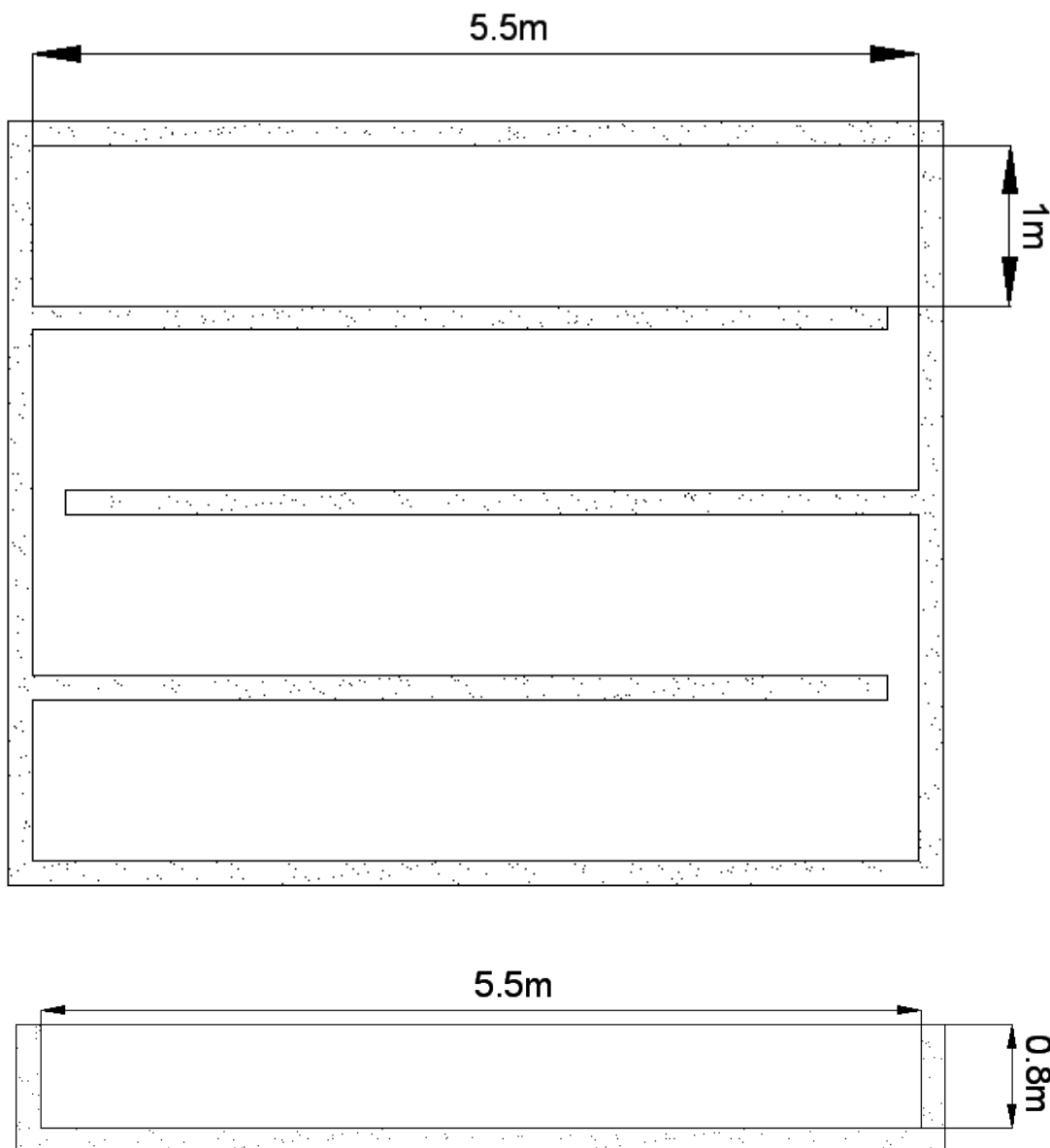
$$H = 0.3\text{m:}$$

$$V = Q_{tr} = 0.0073509(15)(60) = 6.62\text{m}^3$$



$$A = 6.62/0.3 = 22m^2$$

Por lo tanto: ancho = 4m (módulos de 1 m/bahía); L = 5.5 m



Vista en planta y perfil del tanque de contacto con el cloro.