

# **CAPÍTULO I**

## **GENERALIDADES**

### **1.1 INTRODUCCIÓN.-**

En la ciudad de Tarija actualmente el servicio de agua potable y su consumo, se ha convertido en un tema relevante y de gran importancia debido al mal uso y disposición final que se realiza de la misma; a raíz de esta situación se generan aguas de tipo residual doméstico que en muchos casos no cuentan con un tratamiento adecuado y eficiente ni con una disposición final.

La descarga de estas aguas residuales genera impactos ambientales negativos donde se ven comprometidos la calidad y la salud de la población.

En algunas zonas de la ciudad se cuenta con redes de alcantarillado sanitario que descargan a cuerpos de agua de manera directa e indirecta sin realizar un tratamiento previo de las mismas como es el caso de la zona de Catedral.

Parte de la zona cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario, mismo que no cubre la demanda total de los vecinos; esto genera que algunos domicilios que no cuentan el servicio, viertan sus aguas de forma directa en los suelos y cuerpos de agua cercanos.

Actualmente la zona cuenta con una planta de tratamiento de aguas residuales con tecnología anaerobia, misma que en la actualidad no está operando ni funcionando adecuadamente, debido a un mal mantenimiento y a su vez la capacidad de tratamiento ha sido rebasada por el crecimiento de la población.

Con la implementación de la Planta de Tratamiento propuesta en el presente estudio, se pretende evitar la descarga directa e indirecta de las aguas residuales a las quebradas y suelos del lugar, planteando un diseño eficiente de un sistema de tratamiento adecuado para las características de la zona, para posteriormente construir un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente UASB. El sistema propuesto proyecta reutilizar las aguas residuales tratadas, para riego de un vivero de tipo ornamental, evitando de esta manera la contaminación de los cuerpos de agua de la zona, asimismo se pretende introducir el vertido cero. Mejorando la calidad de vida de los vecinos, como también brindando las condiciones óptimas para un adecuado efluente del agua.

### **UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO DE GRADO.**

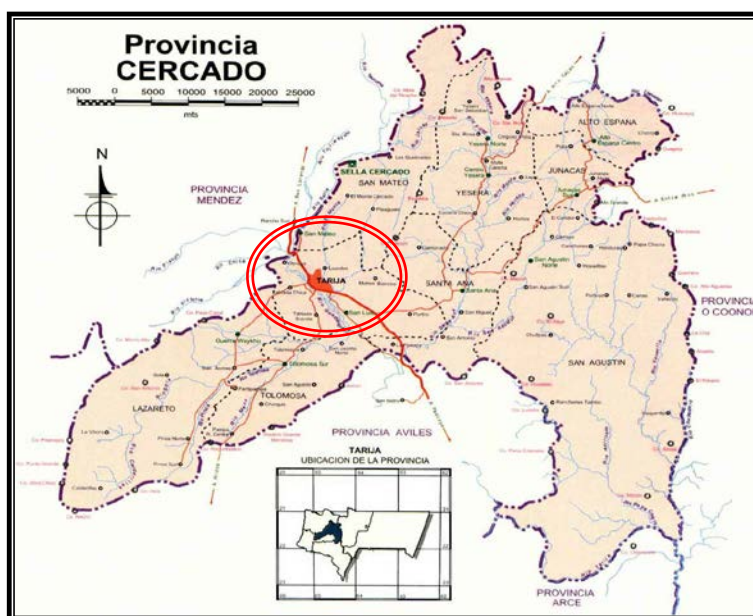
Localización:

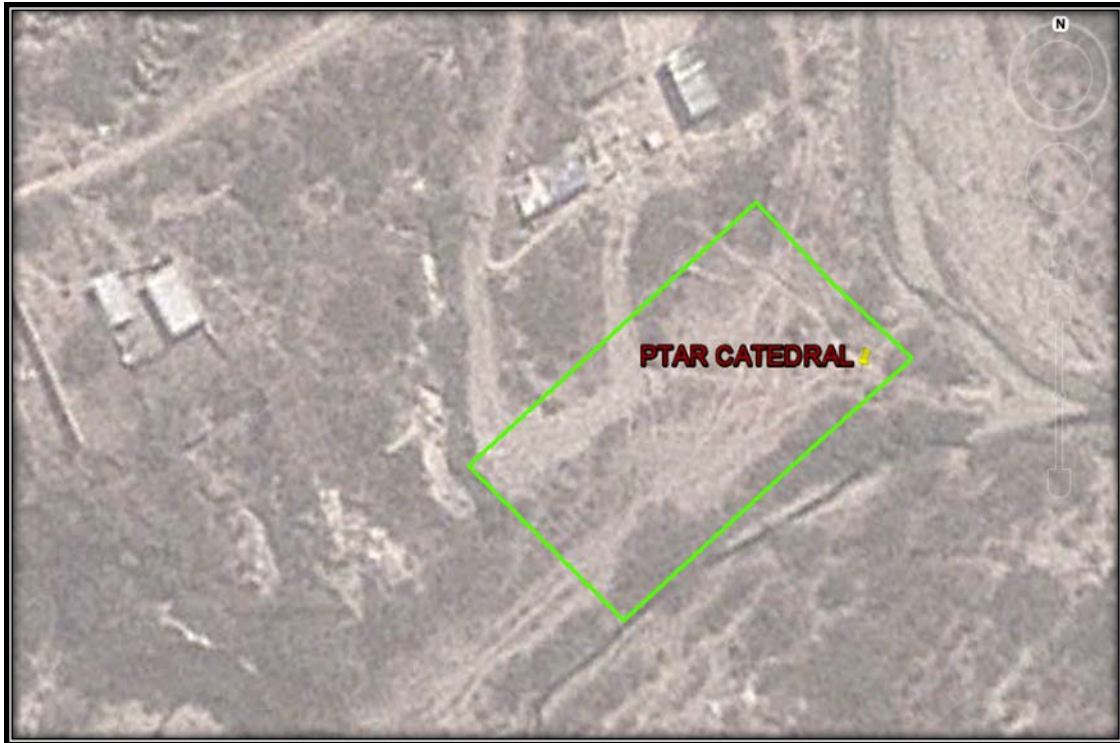
El presente proyecto se encuentra ubicado en el área urbana de la ciudad de Tarija, Provincia Cercado del Departamento de Tarija, específicamente en las zonas de: Catedral y Fray Quebracho.

**Mapa N° 1 Localización del Proyecto a Nivel Departamental**



**Mapa N° 2 Localización del Proyecto a Nivel Provincial**





La ubicación geográfica del área de la PTAR Catedral es la siguiente:

Altura: 1905 metros sobre el nivel del mar.

Ubicación (UTM):

PUNTOS	X	Y
P1	318649,00	7616424,00
P2	318671,00	7616405,00
P3	318710,00	7616440,00
P4	318688,00	7616460,00

### **Distrito 13:**

De acuerdo a la zonificación por distritos en la ciudad de Tarija, el Distrito 13 está conformado por 9 barrios: Alto Senac, Senac, Tabladita I, Tabladita II, Catedral, Luis de Fuentes, Méndez Arcos, San Antonio y Amalia Medinaceli, en los últimos diez a veinte años este distrito ha mostrado un crecimiento sostenido en cuanto al ensanchamiento de

nuevas zonas urbanizadas en los diferentes barrios principalmente en los que están ubicados en los márgenes de este importante distrito con es el caso de Tabladita II, Catedral, San Antonio y Amalia Medinaceli . De acuerdo al mapa que se muestra a continuación el distrito 13 está ubicado en la parte Oeste de la ciudad de Tarija

### **Catedral:**

La zona de Catedral es el área de influencia de la PTAR proyectada. Está conformado por cuatro barrios, urbanización Catedral, la urbanización Cartelone; asimismo, están contempladas las urbanizaciones Carmen Ramos y Santa Rosa, estas últimas no figuran en la información del PDM 2010-2014 del municipio de la Ciudad de Tarija. Toda esta área es zona de influencia de la planta de tratamiento de aguas residuales “Barrio Catedral” que se encuentra ubicada al Oeste de la ciudad de Tarija, forma parte del Distrito 13, perteneciente a la jurisdicción territorial del municipio de la Ciudad de Tarija y la Provincia Cercado.

## **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.-**

Si en la actualidad la zona de Catedral cuenta con una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, sus necesidades siempre han estado presentes y cada vez van en incremento, la falta de un sistema completo de alcantarillado sanitario y un sistema de tratamiento de aguas residuales eficiente, se ha convertido en un tema de preocupación para los habitantes. Lo que es en la actualidad las familias que no cuentan con un sistema de alcantarillado sanitario, que viven en esta creciente zona cuentan sólo con unos cuantos pozos sépticos y los demás botan las aguas residuales a las calles, mismos que son focos de explosión de enfermedades creadas por los microorganismos presentes en los desechos humanos, esto origina problemas de salud en la población, como la contaminación de las aguas superficiales y subterráneas, las cuales son drenadas sin ningún tratamiento provocando malos olores y la proliferación de vectores (moscas y zancudos).

Se sabe que los desechos humanos sin un tratamiento apropiado, eliminados en su punto de origen o recolectados y transportados, presentan un peligro de infección parasitaria mediante el contacto directo con la materia fecal provocando enfermedades gastrointestinales, incluyendo el cólera y la tifoidea mediante la contaminación de la fuente

de agua, el hábitat para la vida acuática es afectada por la acumulación de los sólidos, ya que se reduce el oxígeno por la descomposición de la materia orgánica.

Para la solución a todos estos problemas se nos hace necesario presentar alternativas de plantas de tratamientos de aguas residuales domésticas, ya sea para descontaminar estas aguas o para reusarlas para el riego agrícola u ornamental después del tratamiento de aguas respectivo.

### **1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.-**

Una planta de tratamiento de aguas residuales para esta zona es una clara necesidad y solución del problema de contaminación del agua a mediano y corto plazo, ya que particularmente todas estas zonas piensan en oponerse a la construcción de la nueva planta de tratamiento para el departamento cercana a ellos, entonces hay que ver la forma de construir estas plantas de tratamientos de aguas residuales pequeñas, ya que la comunidad no puede esperar todo este tiempo hasta que se dé una solución.

A través del diseño de estos sistemas de tratamiento de aguas residuales, se logrará dar comodidades a todos los vecinos de la comunidad con un servicio eficiente logrando elevar su calidad de vida, sanear el agua y reusarla para las áreas verdes y ornamentales.

### **1.4 JUSTIFICACIÓN.-**

“El saneamiento básico es considerado un importante indicador para medir la pobreza, por incluir al acceso a los servicios de saneamiento”.

De acuerdo con el informe del Ministerio de Medio Ambiente y la OMS para el año 2012, el área urbana de Bolivia hay una cobertura tan solo del 54 %, y sumado con el porcentaje del área rural, se tiene en total 55% de personas con acceso a un servicio de alcantarillado sanitario, pero de este porcentaje sólo un 24,5% cuenta con la debida atención al tratamiento de las aguas residuales.

Estas cifras alarmantes, se plasman en la realidad que vive esta comunidad ubicado en las afueras de la ciudad considerada una zona periférica:

- Presentando un bajo nivel de vida, tanto en higiene y salud.

- Un elevado índice de vulnerabilidad ante enfermedades infecciosas.

Con la realización de este proyecto, se busca profundizar y aumentar los conocimientos en el área de la ingeniería sanitaria, relacionado con el tratamiento y depuración de las aguas residuales, ya que el saneamiento básico es el problema número uno en Tarija y Bolivia, además se busca generar conciencia acerca de la problemática del agua, evitar su contaminación e inculcar en mentes jóvenes nuevas ideas y emprendimientos para este tema tan poco visto y estudiado en nuestro medio.

De la experiencia en la implementación de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) en Bolivia, y por la grave situación de la contaminación de nuestros ríos, lagos y quebradas, se observa que lanzar los efluentes a los cuerpos de agua se ha hecho una “cultura popular”, es así que es normal que cualquier proyecto de aguas residuales de cualquier tipo, lo primero que hacen es lanzar el agua residual al “río” o “lago”, o finalmente a cualquier cuerpo de agua cercano.

Remover los contaminantes que han llegado al cuerpo de agua, es mucho más antieconómico que impedir que lleguen los mismos al cuerpo de agua, tal es así que procesos de “nanofiltración”, “osmosis inversa” y otros procesos, se vuelven prohibitivos para la remoción de los contaminantes presentes en el agua residual por los altos costos de estos procesos.

**¿Qué sentido tiene contaminar los cuerpos de agua, y luego descontaminar los mismos con procesos prohibitivos por sus altos costos?.**

**¿No es mejor impedir que los contaminantes lleguen a los cuerpos de agua, para mantener estos cuerpos en sus condiciones naturales, y de esta manera preservar el ecosistema en general?.**

En este sentido, es que la propuesta en este trabajo es el “VERTIDO CERO”, que es impedir que las aguas residuales lleguen o se descarguen en los cuerpos de agua, manteniendo o recuperando sus condiciones naturales.

El tratamiento de aguas residuales para depuración se lo realiza mediante sistemas que tienen tres partes principales: recogida, tratamiento y evacuación al lugar de restitución (Fernández et al., 2004).

Cuando el agua llega a una estación depuradora, pasa por una serie de tratamientos que extraen los contaminantes del agua y reducen su peligro para la salud pública. El número y tipo de tratamientos dependen de las características del agua contaminada y de su destino final.

## **1.5 OBJETIVOS.-**

### **1.5.1 OBJETIVO GENERAL.-**

Tratar el agua residual generada por las actividades domésticas de la población de la zona de catedral, a través del diseño y construcción de un sistema de tratamiento descentralizado, con tecnología anaerobia adecuado, con la funcionalidad de evitar la descarga directa a cuerpos de agua, cumpliendo parámetros físicos y químicos de Diseño conforme a Normativas y Reglamentos Bolivianos e Internacionales.

### **1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.-**

- Recopilar información primaria sobre la situación actual de los servicios de agua potable y alcantarillado sanitario.
- Diseñar un sistema de Tratamiento de aguas residuales domésticas, con condiciones adecuadas para obtener un efluente adecuado para ser reutilizado en riego.
- Elaborar un plan de Operación y Mantenimiento para el Sistema de Tratamiento propuesto, con la finalidad de garantizar el buen funcionamiento y su vida útil.

## **1.6 MARCO DE REFERENCIA.**

En general el proyecto de grado a desarrollar comprenderá con lo siguiente:

### **1.6.1 MARCO TEÓRICO.**

- PARTES DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO
- Tratamiento preliminar de aguas residuales.

El tratamiento preliminar de las aguas residuales se define como el proceso de eliminación de los constituyentes de las aguas residuales cuya presencia pueda provocar

problemas de mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares.

Algunos ejemplos pueden ser: desbaste y dilaceración para eliminar sólidos gruesos y trapos, flotación para eliminar grasas y aceites y el desarenado para la eliminación de la materia en suspensión gruesa.

- Tratamiento primario de aguas residuales:

En el tratamiento primario se elimina una fracción de los sólidos en suspensión y de la materia orgánica. Suele llevarse a cabo mediante sedimentación y tamizado. El efluente del tratamiento primario suele contener una cantidad considerable de materia orgánica y una DBO alta. Cabe destacar que aunque en muchos lugares el tratamiento primario es el único que se le da al agua residual, éste es únicamente un tratamiento previo al secundario.

- Tratamiento secundario convencional:

El tratamiento secundario está principalmente encaminado a la eliminación de los sólidos en suspensión y de los compuestos orgánicos biodegradables, aunque a menudo se incluye la desinfección como parte del tratamiento. Se llama tratamiento secundario convencional a la combinación de diferentes procesos para la eliminación de estos constituyentes, e incluye el tratamiento biológico con lodos activados, reactores de lecho fijo, los sistemas de lagunaje y la sedimentación.

- Tratamiento terciario o avanzado/ Recuperación del agua residual:

El tratamiento avanzado se define como el nivel de tratamiento necesario, más allá del tratamiento secundario convencional, para la eliminación de constituyentes de las aguas residuales que merecen especial atención, como los nutrientes los compuestos tóxicos y los excesos de materia orgánica o de sólidos en suspensión. Además de los procesos de eliminación de nutrientes, otros procesos u operaciones unitarias habitualmente empleadas en los tratamientos avanzados son la coagulación química, floculación y sedimentación seguida de filtración y carbono activado.

### **Cuadro 1.1 Mecanismos predominantes**

MECANISMOS PREDOMINANTES
--------------------------



Nivel de Tratamiento	Preliminar	Primario	Primario Avanzado	Secundario	Terciario
Procesos	Físico	Físico	Físico y Químico	Biológico o Químico	Biológico o Químico

Fuente: Elaboración Propia

- TIPOS DE TRATAMIENTOS.
- Tratamiento anaerobio: Consiste en una serie de procesos microbiológicos, dentro de un recipiente hermético, dirigidos a la digestión de la materia orgánica con producción de metano. Es un proceso en el que pueden intervenir diferentes tipos de microorganismos pero que está dirigido principalmente por bacterias. Presenta una serie de ventajas frente a la digestión aerobia: generalmente requiere de instalaciones menos costosas, no hay necesidad de suministrar oxígeno por lo que el proceso es más barato y el requerimiento energético es menor. Por otra parte se produce una menor cantidad de lodo (el 20% en comparación con un sistema de lodos activos), y además este último se puede disponer como abono y mejorador de suelos.
- Tratamientos Aerobios: En este tipo de tratamiento se llevan a cabo procesos catabólicos oxidativos. Como el catabolismo oxidativo requiere la presencia de un oxidante de la materia orgánica y normalmente éste no está presente en las aguas residuales, él requiere ser introducido artificialmente.

#### 1.6.2 MARCO CONCEPTUAL.

- *Sólidos Totales*.- Peso de las partículas sólidas suspendidas en un volumen de agua, retenidas en papel filtro N° 42.
- *Aguas naturales*.- Aquéllas cuyas propiedades originales no han sido modificadas por la actividad humana, y se clasifican en:

**Tabla 1.1 Tipos de agua**

TIPOS DE AGUA
---------------

SÓLIDOS DISUELTOS TOTALES	mg/l
Dulce	<1.500
Salobre	De 1.500 a 10.000
Salina	De 10.000 a 34.000
Marina	De 34.000 a 36.000
Hiperhalina	De 36.000 a 70.000

Fuente: Ley de Medio ambiente 1333

- *Oxígeno Disuelto*.- En un cuerpo de agua se produce y a la vez se consume oxígeno. La producción de oxígeno está relacionada con la fotosíntesis, mientras el consumo dependerá de la respiración, descomposición de sustancias orgánicas y otras reacciones químicas. También puede intercambiarse oxígeno con la atmósfera por difusión o mezcla turbulenta. La concentración total de oxígeno disuelto (OD) dependerá de todos los fenómenos disueltos.
- *DQO*: Demanda Química de Oxígeno en mg/l. Es la cantidad de oxígeno necesaria para descomponer químicamente la materia orgánica e inorgánica, se determina en laboratorios por un proceso de digestión en un lapso de 3 horas.
- *DBO<sub>5</sub>*: Demanda Bioquímica de Oxígeno en mg/l. Es la cantidad de oxígeno necesaria para descomponer biológicamente la materia orgánica carbonácea, se determina en laboratorio a una temperatura de 20 °C y en 5 días.
- *Lixiviados*.- Líquido resultante del proceso de disolución de los metales por efecto de la lluvia y agentes químicos y/o biológicos.
- *pH*.- El pH es una medida de acidez o alcalinidad de una disolución. El pH indica la concentración de iones hidronio [H<sub>3</sub>O<sup>+</sup>] presentes en determinadas sustancias.
- *Aguas residuales crudas*.- Aguas procedentes de usos domésticos, comerciales, agropecuarios y de procesos industriales, o una combinación de ellas, sin tratamiento posterior a su uso.

- *Aguas residuales tratadas.*- Aguas procesadas en plantas de tratamiento para satisfacer los requisitos de calidad en relación a la clase de cuerpo receptor a que serán descargadas.
- *Población servida:* Número de habitantes que son servidos por un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.
- *Afluente:* Agua residual que ingresa a un proceso de tratamiento.
- *Efluente:* Es el líquido que sale del sistema de tratamiento o alguno de sus elementos en particular.

### 1.6.3 MARCO ESPACIAL.

La zona de “Catedral” junto a todos sus habitantes.

### 1.6.4 MARCO TEMPORAL.

Todos los datos de información recogidos son del año 2014.

## 1.7 ALCANCE.

El presente proyecto de grado abarcará:

- Recolección de información necesaria por parte del proponente.
- Visita técnica del área beneficiaria.
- Recopilación y obtención los estudios de calidad de agua residual urbana de Tarija.
- Análisis técnico del sistema de tratamiento elegido.
- Propuesta de solución.
- Planos a detalle del sistema de tratamiento seleccionado.
- Técnicas de recuperación y reúso de efluentes.

## **CAPÍTULO II**

### **FUNDAMENTOS DEL TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL**

#### **2.1 Introducción**

Toda comunidad genera residuos tanto sólidos como líquidos. La parte líquida de los mismos, a lo que llamamos **aguas residuales**, es esencialmente el agua de que se desprende de la comunidad una vez que ha sido contaminada durante los diferentes usos para los cuales ha sido empleada. Entonces podemos definir al agua residual como la combinación de los residuos líquidos, que provienen de residencias, instituciones públicas de establecimientos industriales y comerciales, a los que se les puede agregar aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

Si permitimos que las aguas residuales se acumulen y estanquen, al descomponerse la materia orgánica que ésta contiene generará grandes cantidades de gases malolientes. Además en el agua residual se encuentran numerosos microorganismos patógenos y causantes de enfermedades que habitan en el aparato intestinal de los seres humanos. Mencionando también que estas aguas poseen gran cantidad de nutrientes que genera el crecimiento de plantas acuáticas, por lo dicho es un deber realizar la evacuación inmediata y sin molestias del agua residual dándole un adecuado tratamiento.

Algunos de los objetivos principales de la utilización de sistemas pequeños para el tratamiento de aguas residuales son:

- Proteger la salud pública.
- Proteger de la degradación o de la contaminación al ambiente receptor.

En este capítulo hablaremos de los diferentes tipos de efluentes y describiremos las características físicas, químicas y biológicas del agua residual y de las distintas etapas que engloban a todo proceso de tratamientos de aguas residuales.

#### **2.2 Efluentes de aguas residuales**

El drenaje sanitario es el abastecimiento de agua desechada por la comunidad, el drenaje doméstico es el agua residual procedente de cocinas, baños, lavamanos, sanitarios y lavanderías. A los materiales minerales orgánicos originalmente contenidos en el agua suministrada en la comunidad, se agrega un conjunto de materias fecales, papel, jabón,

aceites, suciedad, restos de alimentos y otras sustancias. Con el paso del tiempo el color cambia gradualmente de gris a negro, desarrollándose un olor desagradable. Gran parte de la materia residual es orgánica y útil para los microorganismos saprofitos, es decir, organismos de la descomposición.

Las *aguas residuales industriales* varían en su composición de acuerdo con los procesos industriales a los que son sometidas. Por lo tanto se tienen aguas de enjuague relativamente limpias, mientras que otras se encuentran altamente cargadas de sustancias orgánicas o de minerales pesados, o sustancias químicas peligrosas.

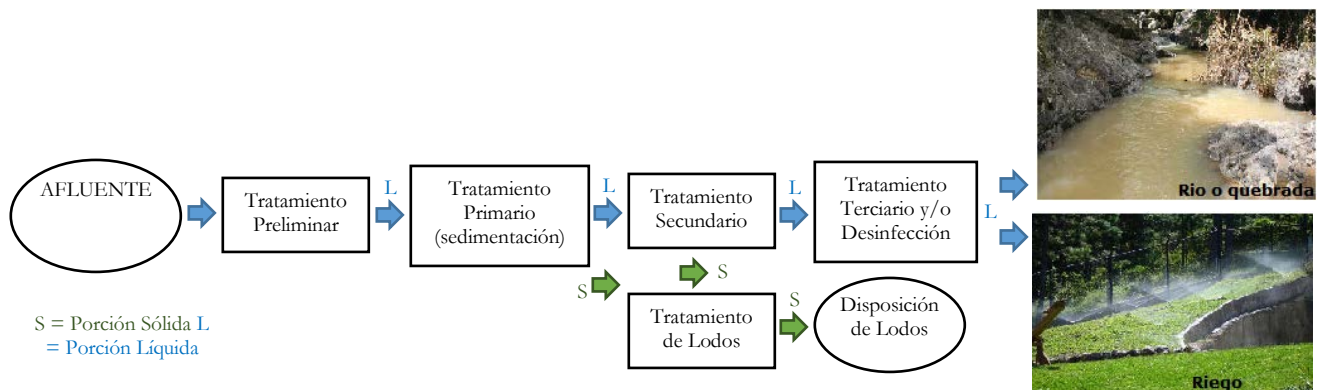
Por último es importante mencionar también que el agua de lluvia al precipitarse arrastra materia orgánica y química a los sistemas de drenaje, debido a conexiones erradas que se tengan en el sistema.

Para seleccionar el tipo de tratamiento que se aplicará es importante considerar:

- Reglamento de materia de contaminación Hídrica (ley de Medio Ambiente 1333).
- Factores económicos; recuperación de costos de construcción y operación.
- Terrenos disponibles, valores de terrenos.
- Capacidad de operación y mantenimiento.

La clasificación de los tratamientos se resume en la Figura 2.1. El nivel de tratamiento recomendable dependerá del uso final de las aguas tratadas y también se relacionará con el factor económico.

### **Figura 2.1 Componentes Básicos de tratamiento de aguas residuales**



### 2.3 Características de las aguas residuales

El agua es un elemento esencial para los seres vivos. El hombre ha utilizado y utiliza agua en muchas actividades; el consumo de agua aumenta para satisfacer las nuevas demandas y atender al crecimiento de la población, el establecimiento de nuevas industrias y actividades agrícolas y pecuarias.

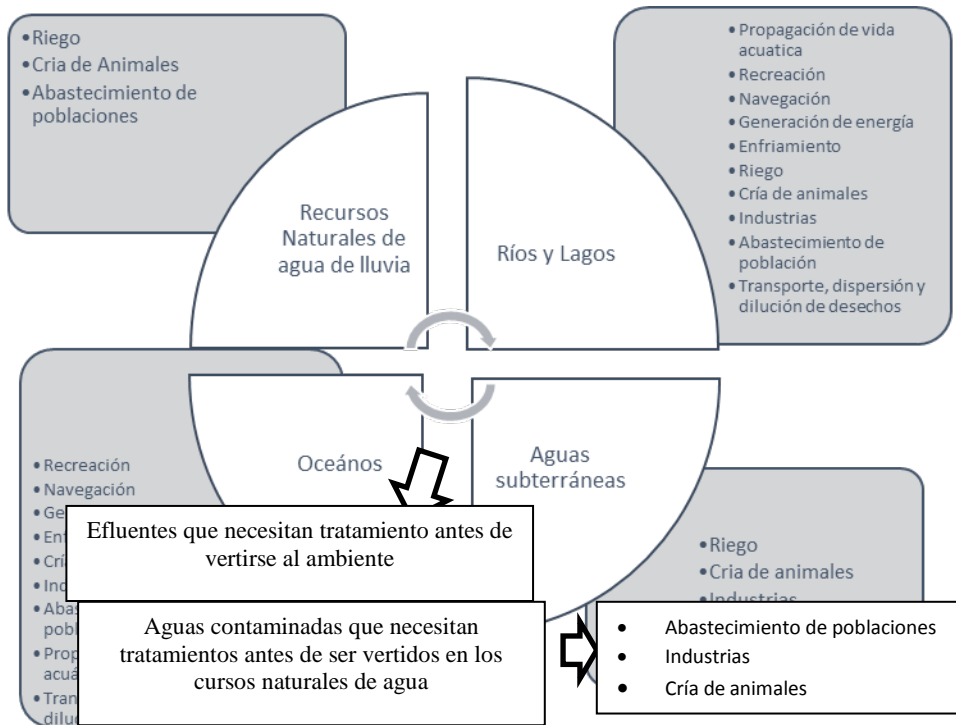
El uso del agua por el hombre implica que una fracción se evapora, otra se consume y la parte restante vuelve a ser vertida al ambiente o curso de agua. Esta última recibe sustancias y materiales durante el uso, que deterioran su calidad y le imparten características especiales indeseables, que hacen necesario un tratamiento de las aguas usadas, de manera que sean menos perjudiciales para las aguas que las reciben.

En la (Figura 2.2), se representan los usos benéficos de los recursos de agua.

En el riego, la cría de animales, el abastecimiento doméstico e industrial, hay consumo de agua y se agregan sustancias que alteran sus características y hacen necesario un tratamiento antes del vertimiento a cursos naturales de agua o al ambiente. Algunos usos benéficos de agua son:

- Consumo doméstico en poblaciones
- Industrial (procesos de transformación y enfriamiento)
- Riego
- Cría de animales domésticos
- Propagación de la vida acuática
- Recreación
- Navegación
- Generación de energía
- Transporte, dispersión y dilución de residuos.

**Figura 2.2 Esquema de fuentes de agua, usos benéficos, cambios de calidad y necesidad de tratamiento**



Las aguas de retorno del consumo en residencias transportan partículas y sustancias de origen orgánico, principalmente, a éstas se les denomina aguas residuales o servidas, y en ellas se encuentra toda clase de materiales que tienen acceso por los desagües a las cloacas. Los desechos de las industrias acarrearán una mayor variedad de componentes: compuestos químicos de la industria química, residuos de petróleo, compuestos tóxicos, materia en suspensión, materia orgánica biodegradable y refractaria, etc. La composición de las aguas residuales en industrias, es función de los procesos de transformación, la materia prima que se procesa, los compuestos que se adicionan y el mantenimiento y operación de la industria. En general, las aguas servidas están compuestas por un 99.9% de agua y un 0.1% de materiales en suspensión y solución que le imparten características indeseables. Las sustancias que se han agregado al agua durante su uso comprenden:

- Materia orgánica (que demanda oxígeno para su oxidación)
- Sólidos en suspensión, que sedimentan al fondo de los cuerpos de agua.

- Metales pesados y compuestos tóxicos que afectan la biota.
- Color y turbiedad que reducen la penetración de la luz.
- Nitrógeno y fósforo que favorecen el crecimiento masivo de organismos y trastornan el equilibrio ecológico de ríos y lagos.
- Compuestos que imparten olor y sabor al agua.
- Grasas, aceites y material flotante que interfieren la transferencia de oxígeno
- Compuestos refractarios, en ocasiones tóxicos que no se descomponen, permanecen en el agua y se acumulan en las comunidades acuáticas y en la del hombre. Es necesario prevenir los efectos desfavorables del vertimiento directo de las aguas residuales a ríos, mediante un tratamiento para remover los compuestos objetables.

#### **2.4 Características indeseables de las aguas residuales**

Los compuestos, sustancias o materiales que reciben las aguas al ser usadas en las ciudades, el campo o la industria le imparten características específicas que es necesario describir brevemente:

- Materia orgánica de ciudades e industrias que demandan oxígeno disuelto del agua para su oxidación. El vertimiento de materia orgánica a cursos de agua rebaja las concentraciones de oxígeno disuelto y afecta adversamente la biota natural hasta hacer desaparecer especies sensibles, como los peces que requieren niveles altos de oxígeno disuelto, 5 o más mg/l.
- Materia en suspensión, de ciudades, industrias, cría de animales, etc., que se deposita en el fondo de ríos, lagos y mares, modificando los nichos naturales. La descomposición anaerobia de la materia orgánica en el fondo afecta adversamente la biota natural de los cuerpos de agua. En los productos de la descomposición anaerobia son devueltos a las capas superiores de agua gases (metano, dióxido de carbono, hidrógeno, etc.), compuestos nitrogenados y de fósforo soluble y material orgánico.
- Metales pesados y compuestos tóxicos de la industria y la agricultura que en concentraciones pequeñas, afectan adversamente a la vida acuática y a los usuarios



del agua. Rebajan el valor comercial de la pesca y en ocasiones imposibilitan su consumo por razones de salud pública. Ejemplo: mercurio, cadmio, níquel, cromo, cobre y zinc.

- Color y turbiedad originados de diversos usos, crean problemas estéticos y hacen al agua inadecuada para su uso doméstico e industrial. Disminuye la penetración de la luz y modifica la zona eufótica en lagos.
- Nitrógeno y fósforo de aguas residuales domésticas principalmente, fertilizan las aguas, pueden dar origen a crecimientos masivos de algas principalmente, los cuales trastornan el equilibrio ecológico y crean condiciones desagradables en lugares de recreación. Estos compuestos afectan principalmente a los lagos.
- Aceite y materia flotante de ciudades e industrias, generan condiciones desagradables a la vista, restringen la transferencia de oxígeno del aire al agua y afectan la biota. En el caso de derrame de petróleo los efectos son desastrosos.
- Compuestos orgánicos que pueden originar sabores desagradables, Ejemplo: los fenoles que con el cloro forman cloro fenoles. Compuestos refractarios que no son transformados por la acción de microorganismos, persisten en el medio acuático y se acumulan en la cadena alimentaría del ecosistema. Estos compuestos se originan en actividades industriales principalmente.
- Calor de aguas de enfriamiento de las industrias, aumentan la temperatura de las aguas naturales, modifican el ecosistema y afectan a las especies acuáticas; además, rebajan la transferencia de oxígeno y las concentraciones de saturación de oxígeno disuelto y aceleran el consumo de oxígeno por la biota del agua.

El conocimiento de las características de las aguas residuales permite analizar las diferentes concentraciones y los efectos probables de los componentes sobre las aguas receptoras de aguas residuales, selecciona el o los procesos de tratamiento que removerán los componentes objetables en cantidades tales que minimicen el impacto desfavorable sobre

los cuerpos receptores de desechos líquidos. En este proyecto se analizará en detalle la utilización de sistemas económicos de tratamiento de aguas residuales fácil de operar y controlar, que no necesitan de operadores especialmente entrenados así como sistemas de tratamiento de aguas residuales que necesitan de fuentes externas de energía para funcionar.

## 2.5 Características físicas, químicas y biológicas del agua residual

Las aguas residuales se caracterizan por su composición física, química y biológica como se muestra en la (Tabla 2.1) donde se ve las principales propiedades físicas de las aguas residuales así como sus principales constituyentes químicos y biológicas y su procedencia. Es conveniente observar que muchos de sus parámetros que aparecen en el cuadro están relacionados entre ellos.

**Tabla 2.1 Características físicas, químicas y biológicas del agua residual**

<b>Características</b>	<b>Procedencia</b>
<b>Propiedades físicas:</b>	
Color:	Aguas residuales domésticas e industriales, degradación natural de materia orgánica.
Olor:	Agua residual en descomposición, residuos industriales.
Sólidos:	Agua de suministro, aguas residuales domésticas e industriales, erosión del suelo infiltración y conexiones incontroladas.
Temperatura	
<b>Constituyentes químicos:</b>	<b>Procedencia</b>
<b>Orgánicos:</b>	
Carbohidratos	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Grasas animales, aceites y grasa	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Pesticidas	Residuos agrícolas.
Fenoles	Vertidos industriales.
Proteínas	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Contaminantes prioritarios	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.

Agentes tenso activos	Aguas residuales domésticas, industriales y Comerciales.
Compuestos orgánicos volátiles	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Otros	Degradación natural de materia orgánica.

Fuente: Metcalf & Eddy, 1996

**Tabla 2.1 Características físicas, químicas y biológicas del agua residual (Continuación)**

<b>Características</b>	<b>Procedencia</b>
<b>Inorgánicos:</b>	
Alcalinidad	Aguas residuales domésticas, agua de suministro, infiltración de agua subterránea.
Cloruros	Aguas residuales domésticas, agua de suministro, infiltración de agua subterránea Vertidos industriales.
	Residuos agrícolas y aguas residuales domésticas.
Metales pesados	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Nitrógeno	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales; aguas de escorrentía.
pH	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Fósforo	Agua de suministro; aguas residuales domésticas, comerciales e industriales.
Contaminantes prioritarios	Descomposición de residuos domésticos.
	Descomposición de residuos domésticos.
Azufre	Agua de suministro; infiltración de agua superficial
<b>Gases:</b>	<b>Procedencia</b>
Sulfuro de hidrógeno	
Metano, Oxígeno	
<b>Constituyentes biológicos:</b>	<b>Procedencia</b>

Animales	Cursos de agua y plantas de tratamiento.
Plantas	Cursos de agua y plantas de tratamiento.
<b>Protistas:</b>	<b>Procedencia</b>
Eubacterias	Aguas residuales domésticas, infiltración de agua superficial, plantas de tratamiento.
Arqueobacterias	Aguas residuales domésticas, infiltración de agua superficial, plantas de tratamiento.
Virus	Aguas residuales domésticas.

Fuente: Metcalf & Eddy, 1996

### 2.5.1 Características físicas

Las características físicas más importantes del agua residual son el contenido total de sólidos, término que engloba la materia en suspensión, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Otras características físicas importantes son el olor, la temperatura, el color y la turbiedad.

#### 2.5.1.1 Sólidos totales

Analíticamente se define el contenido de sólidos totales como la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación con una temperatura entre 103 a 105 °C. No se define como sólida aquella materia que se pierde durante la evaporación debido a su alta presión de vapor.

Los sólidos sedimentables se definen como aquéllos que sedimentan en el fondo de un recipiente de forma cónica conocida como el cono de Imhoff, en el transcurso de un periodo de 60 minutos. Los sólidos sedimentables expresados en unidades de ml/l, constituyen una medida aproximada de la cantidad de fango que se obtendrá en la decantación primaria del agua residual.

Los sólidos totales, o residuo de la evaporación, pueden clasificarse en filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión), haciendo pasar un volumen conocido de líquido por un filtro, para este proceso de separación suele emplearse un filtro de fibra de vidrio con un tamaño nominal de poro de 1.2 micrómetros, aunque también suele emplearse filtro de membrana de policarbonato.

#### 2.5.1.2 Olores

Normalmente, los olores son debidos a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor peculiar,

algo desagradable, que resulta más tolerable que el agua residual séptica. El olor más peculiar del agua residual séptica es el debido a la presencia de sulfuro de hidrógeno que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios. Las aguas residuales industriales pueden contener compuestos olorosos en sí mismos, o compuestos con tendencia a producir olores durante los diferentes procesos de tratamientos. La problemática de los olores está considerada como la principal causa de rechazo a la implantación de instalaciones de tratamiento de aguas residuales, en los últimos años, con el fin de mejorar la opinión pública respecto a la implantación de los sistemas de tratamiento, el control y la limitación de los olores han pasado a ser factores de gran importancia en el diseño y proyecto de redes de alcantarillado, plantas de tratamiento y sistemas de evacuación de aguas residuales. En muchos lugares, el temor al desarrollo potencial de olores ha sido causa del rechazo de proyectos relacionados con el tratamiento de aguas residuales.

La influencia de los olores sobre el normal desarrollo de la vida humana tiene más importancia por la tensión psicológica que generan que por el daño que puedan producir al organismo. Los olores molestos pueden reducir el apetito, inducir a menores consumos de agua, producir desequilibrios respiratorios, náuseas y vómitos y crear perturbaciones mentales. En condiciones extremas, los olores desagradables pueden conducir al deterioro de la dignidad personal y comunitaria, interferir en las relaciones humanas, desanimar las inversiones de capital, hacer descender el nivel socioeconómico y reducir el crecimiento de la población.

### **2.5.1.3 Temperatura**

La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que la del agua del suministro, hecho principalmente debido a la incorporación de agua caliente procedente de las casas y los diferentes usos industriales. Dado el calor específico del agua es mucho mayor que el del aire, las temperaturas registradas de las aguas residuales son más altas que la temperatura del aire durante la mayor parte del año, y sólo son menores que ella durante los meses más calurosos del verano. En función de la situación geográfica, la temperatura media anual del agua residual varía entre 10 y 21 °C.

La temperatura es un parámetro importante dada su influencia, tanto sobre el desarrollo de la vida acuática como sobre las reacciones químicas y velocidades de reacción, así como

sobre la aptitud del agua para ciertos usos útiles. Por otro lado, el oxígeno es menos soluble en agua caliente que en agua fría. El aumento en las velocidades de reacciones químicas que produce un aumento de temperatura, combinado con la reducción del oxígeno presente en las aguas superficiales, es causa frecuente de agotamiento de las concentraciones de oxígeno disuelto durante los meses de verano. Estos efectos se ven amplificados cuando se vierten cantidades considerables de agua caliente a las aguas naturales receptoras.

#### **2.5.1.4 Color**

Históricamente, para la descripción de un agua residual, se empleaba el término condición junto con la composición y la concentración. Este término se refiere a la edad del agua residual, que puede ser determinada cualitativamente en función de su color y su olor. El agua residual reciente suele tener un color grisáceo. Sin embargo, al aumentar el tiempo de transporte en las redes de alcantarillado y al desarrollarse condiciones más próximas a las anaerobias, el color del agua residual cambia gradualmente de gris a gris oscuro, para finalmente adquirir color negro. Llegado este punto, suele clasificarse el agua residual como séptica. Algunas aguas residuales industriales pueden añadir color a las aguas residuales domésticas. En la mayoría de los casos, el color gris, gris oscuro o negro del agua residual es debido a la formación de sulfuros metálicos por reacción del sulfuro liberado en condiciones anaerobias con los metales presentes en el agua residual.

#### **2.5.1.5 Turbiedad**

La turbiedad, como medida de las propiedades de transmisión de la luz de un agua, es otro parámetro que se emplea para indicar la calidad de las aguas vertidas o de las aguas naturales en relación con la materia coloidal y residual en suspensión. La medición de la turbiedad se lleva a cabo mediante la comparación entre la intensidad de la luz dispersada en la muestra y la intensidad registrada en una suspensión de referencia en las mismas condiciones. La materia coloidal dispersa o absorbe la luz, impidiendo su transmisión. Aun así, no es posible afirmar que exista una relación entre la turbiedad y la concentración de sólidos en suspensión de un agua no tratada. No obstante, si están razonablemente ligados la turbiedad y los sólidos en suspensión en el caso de los efluentes procedentes de la decantación secundaria en el proceso de fangos activados.

## **2.5.2 Características químicas**

El estudio de las características químicas de las aguas residuales están en relación con: La materia orgánica, la medición del contenido orgánico, la materia inorgánica, los gases presentes en el agua residual.

### **2.5.2.1 Materia orgánica**

Son sólidos que provienen de los reinos animal y vegetal, así como de las actividades humanas relacionadas con las síntesis de compuestos orgánicos. Los compuestos orgánicos están formados normalmente por combinaciones de carbono, hidrógeno y oxígeno, con la presencia en determinados casos de nitrógeno. También pueden estar presentes otros elementos como el azufre, fósforo o hierro. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas, hidratos de carbono, grasas y aceites. Otro compuesto orgánico con importante presencia en el agua residual es la urea, principal constituyente de la orina. No obstante, debido a la velocidad del proceso de descomposición de la urea, raramente está presente en aguas residuales que no sean muy recientes.

Junto con las proteínas, los hidratos de carbono, las grasas, los aceites y la urea; el agua residual también contiene pequeñas cantidades de gran número de moléculas orgánicas sintéticas cuya estructura puede ser desde muy simple a extremadamente compleja.

Como podemos citar a los agentes tenso activos, los contaminantes orgánicos prioritarios, los compuestos orgánicos volátiles y los pesticidas de uso agrícola. En los últimos años este hecho ha complicado notablemente los procesos de tratamientos de aguas residuales debido a la imposibilidad o a la extrema lentitud de los procesos de descomposición biológica de dichos compuestos.

#### **2.5.2.1.1 Medición del contenido orgánico**

Se han ido desarrollando diferentes ensayos para la determinación del contenido orgánico de las aguas residuales. Los diferentes métodos pueden clasificarse en dos grupos, los empleados para determinar altas concentraciones de contenido orgánico, mayores de 1mg/l,

y los empleados para determinar las concentraciones a nivel de traza, para concentraciones en el intervalo de los 0.001 mg/l. a 1 mg/l.

El primer grupo incluye los siguientes ensayos de laboratorio: demanda bioquímica de oxígeno (DBO), demanda química de oxígeno (DQO), carbono orgánico total (COT) y demanda teórica de oxígeno (DTeO). En el segundo grupo de ensayos, los empleados para determinar concentraciones a nivel de traza, por debajo de 1 mg/l, se emplean métodos instrumentales que incluyen la cromatografía de gases y la espectroscopia de masa.

La determinación de las concentraciones de pesticidas suele llevarse a cabo mediante el método de extracción con carbono-cloroformo, que consiste en la separación de los contaminantes del agua haciendo pasar una muestra de agua por una columna de carbón activado, para luego separar los contaminantes del carbono empleando cloroformo.

#### **2.5.2.2 Materia inorgánica**

Son varios los componentes inorgánicos de las aguas residuales y naturales que tienen importancia para la determinación y control de la calidad del agua. Las concentraciones de las sustancias inorgánicas en el agua aumentan tanto por el contacto del agua con las diferentes formaciones geológicas, como por las aguas residuales, tratadas o sin tratar, que a ella se descargan. Las aguas naturales disuelven parte de las rocas y minerales con los que entran en contacto. Las aguas residuales, salvo en caso de determinados residuos industriales, no se suelen tratar con el objetivo específico de eliminar los constituyentes inorgánicos que se incorporan durante el ciclo del uso.

Las concentraciones de constituyentes inorgánicos aumentan, igualmente, debido al proceso natural de evaporación que elimina parte del agua superficial y deja las sustancias inorgánicas en el agua. Puesto que las concentraciones de los diferentes constituyentes inorgánicos pueden afectar mucho a los usos del agua, conviene examinar la naturaleza de algunos de ellos, especialmente aquéllos que han sido incorporados al agua superficial durante su ciclo de uso.

#### **2.5.2.3 Gases presentes en el agua residual**

Los gases que con mayor frecuencia se encuentran en aguas residuales brutas son el nitrógeno, el oxígeno, el dióxido de carbono, el sulfuro de hidrógeno, el amoníaco y el metano. Los tres primeros son gases de común presencia en la atmósfera, y se encuentran en todas las aguas en contacto con la misma. Los tres últimos proceden de la



descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales. Si bien no se encuentran en el agua residual sin tratar, existen otros gases como por ejemplo el cloro y el ozono.

### 2.5.3 Características biológicas

Dentro de la parte biológica que concierne a las aguas residuales hay que tener en cuenta:

- Principales grupos de microorganismos biológicos presentes, tanto en aguas superficiales como residuales, así como aquéllos que intervienen en los tratamientos biológicos
- Organismos patógenos presentes en las aguas residuales
- Organismos utilizados como indicadores de contaminación y su importancia
- Métodos empleados para determinar los organismos indicadores
- Métodos empleados para determinar la toxicidad de las aguas tratadas.

#### 2.5.3.1 Microorganismos

Los principales grupos de organismos presentes tanto en aguas residuales como superficiales se clasifican en organismos eucariotas, Eubacterias y Archeobacterias como se muestra en la Tabla 2.2, la mayoría de los organismos pertenecen al grupo de Eubacterias. La categoría protista, dentro de los organismos eucariotas, incluye las algas, los hongos y los protozoos. Las plantas tales como los helechos, los musgos, las plantas hepáticas y las plantas de semilla están clasificadas como eucariotas multicelulares. Los vertebrados y los invertebrados están clasificados como animales eucariotas multicelulares. Los virus, también presentes en el agua residual, se clasifican en función del sujeto infectado.

**Tabla 2.2 Clasificación de los microorganismos**

Grupo	Estructura celular	Caracterización	Miembros representativos
<b>Eucariotas</b>	Eucariota (a)	Multicelular, con gran diferenciación de las células y el tejido.	Plantas (plantas de semillas, musgos, helechos) Animales (vertebrados e invertebrados) Protistas (algas, hongos protozoos).
		Unicelular o cenocítica; con escasa o nula diferenciación de tejidos.	
<b>Bacterias</b>	Procariota (b)	Química celular parecida a las eucariotas.	La mayoría de las bacterias.

<b>Arqueobacterias</b>	Procariota (b)	Química celular distintiva	Metanógenos, halófilos, termoacidófilos.
------------------------	----------------	-------------------------------	--

Fuente: Metcalf & Eddy

(a) Contienen un núcleo definido

(b) No contienen membrana nuclear

Las bacterias desempeñan un papel amplio y de gran importancia en los procesos de descomposición y estabilización de la materia orgánica, tanto en el marco natural como en las plantas de tratamiento. Por ello resulta imprescindible conocer sus características, funciones, metabolismos y proceso de síntesis.

Los hongos, desde el punto de vista ecológico, dan ciertas ventajas sobre las bacterias, pueden crecer y desarrollarse en lugares de bajo humedad y pH bajos. Los hongos ayudan a la degradación de la materia orgánica.

La presencia de algas afecta al valor del agua de abastecimiento. Uno de los problemas más importantes es encontrar el proceso de tratamiento que hay que aplicar a las aguas residuales de modo que no favorezcan la proliferación de algas y plantas acuáticas.

Los protozoarios de importancia para sanear las aguas son las amebas, los flagelados y los ciliados libres y fijos. Ya que estos protozoarios se alimentan de bacterias y tienen importancia en los tratamientos biológicos. Aunque se debe controlar el agua de ciertos protozoarios que son patógenos como la Giardia Lamblia y el Cryptosporidium Parvum.

Los virus excretados por los seres humanos pueden representar un peligro importante ya que se sabe que algunos virus pueden sobrevivir hasta 41 días, tanto en aguas limpias como en aguas residuales a temperatura de 20°C y hasta 6 días en un río normal.

### **2.5.3.2 Organismos patógenos**

Los organismos patógenos que se encuentran en las aguas residuales pueden proceder de desechos humanos que estén infectados o que sean portadores de una determinada enfermedad. Las principales clases de organismos patógenos presentes en las aguas residuales son: bacterias, virus y protozoarios. Debido a la alta infecciosidad de estos organismos, cada año son responsables de gran número de muertes en países de escasos recursos sanitarios, especialmente en zonas tropicales.

### **2.5.3.3 Organismos indicadores**

Los organismos patógenos en las aguas residuales contaminadas en cantidades muy pequeñas resultan difíciles de aislar e identificar. Por ello se emplean los organismos

coliformes como organismo indicador, puesto que su presencia es más numerosa y fácil de comprobar. El tracto intestinal humano contiene innumerables bacterias conocidas como organismos coliformes, cada humano evacua de 100000 a 400000 millones de organismos coliformes cada día. Por tal razón se puede decir que la presencia de coliformes puede ser un indicador de la posible presencia de organismos patógenos, y la ausencia de ellos nos indica que las aguas están limpias libres de patógenos que pueden causar enfermedades.

## **2.6 Procesos y operaciones unitarias del tratamiento de aguas residuales**

Como se vio anteriormente existen operaciones físicas, procesos químicos y procesos biológicos para el tratamiento de aguas residuales, dando lugar a tratamientos preliminares, primarios, secundarios y terciarios. Describiendo los mismos.

- Operaciones físicas unitarias

Los métodos de tratamiento donde predominan las fuerzas físicas se las llama operaciones físicas unitarias, éstas pueden ser, sedimentación, desbaste, flotación, floculación filtración, etc.

- Procesos químicos unitarios

Son los métodos mediante en los cuales la eliminación de los contaminantes se da gracias a la adición de productos químicos que nos producen reacciones. Éstos son los fenómenos como la precipitación, adsorción y la desinfección procesos comunes en tratamiento de aguas residuales.

- Procesos biológicos unitarios

Son los procesos donde la eliminación de los contaminantes se da a través de la actividad biológica. La principal aplicación de los procesos biológicos es la eliminación de las sustancias orgánicas biodegradables presentes en el agua residual. Los tratamientos biológicos se usan para eliminar el nitrógeno presente en el agua residual.

### **2.6.1 Aplicación de los procesos en el tratamiento de aguas residuales**

- Pre-tratamiento de aguas residuales

Este pre-tratamiento es el paso donde se eliminan los constituyentes de las aguas residuales cuya presencia pueda provocar problemas en el mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos y operaciones. En esta fase se eliminan los sólidos gruesos, trapos a través del desbaste, el proceso de flotación para eliminar grasas y aceites, la sedimentación para eliminar materia en suspensión.

- Tratamiento primario de aguas residuales

En esta fase se elimina una fracción de los sólidos que se encuentran en suspensión y parte de la materia orgánica, se lo realiza mediante la sedimentación y el tamizado. El efluente del tratamiento primario todavía contiene gran cantidad de materia orgánica y una DBO alta.

- Tratamiento secundario de aguas residuales

Este tratamiento está abocado a eliminar los sólidos en suspensión y los compuestos biodegradables, aunque a veces se da una desinfección en esta fase, existen diversos tratamientos biológicos como ser lodos activados, reactores de lecho fijo, sistemas de lagunaje y la sedimentación.

- Tratamiento terciario o avanzado/ recuperación del agua residual

Éste es el tratamiento necesario, más allá del tratamiento secundario convencional, donde se eliminan componentes del agua residual como ser nutrientes, compuestos tóxicos y exceso de materia orgánica o de sólidos en suspensión. Se utilizan procesos avanzados como ser coagulación química, floculación y sedimentación seguida de filtración y carbono activado. También se emplea este tratamiento avanzado para poder reutilizar estas aguas ya que se obtiene un efluente de alta calidad que puede dársele varios usos.

## **2.7 Recuperación y reutilización de efluentes**

Debido a la crisis mundial de agua que atravesamos los organismos responsables del manejo y gestión del agua se han visto obligados a buscar nuevas fuentes de agua, debido al elevado crecimiento de la población, a la contaminación de agua superficiales y subterráneas, a las sequías, mal manejo de recursos hídricos, etc. Por lo mismo en muchos lugares, la reutilización del agua residual ya es un elemento importante en los procesos de planificación del uso del agua.

Las principales categorías de reutilización que se contemplan son: riego agrícola y de áreas verdes, aplicaciones industriales, recarga de acuíferos y por último la reutilización para el abastecimiento de agua para consumo humano.

El plan de recuperación y reutilización de las aguas residuales debe ser la prioridad de aquí en adelante por los serios problemas de agua que tenemos pero se deben incluir análisis como ser: determinación de las necesidades de tratamiento, determinación de la demanda y de los recursos de agua, determinación de los beneficios, análisis del mercado para el agua residual recuperada, análisis económico e ingenieril, aspectos importantes que a todos nos tocará ver y resolver en un futuro no muy lejano.

## **2.8 Normativa boliviana en materia de aguas residuales urbanas**

Dentro de la legislación relacionada con el tema de aprovechamiento de aguas y ambiente, se tiene lo siguiente:

- **Ley de Aguas**, promulgada el 28 de noviembre de 1906, que se encuentra obsoleta y no responde a la doctrina sobre los recursos naturales determinada por el artículo 136 de la Constitución Política del Estado.
- **Nueva Ley de Aguas (2001)**, parte del principio de que el agua como recurso natural de dominio originario del Estado es un recurso vital, renovable, limitado, vulnerable y cuyo uso compromete la seguridad nacional. Esta ley se aplica a “toda actividad realizada por cualquier persona individual o colectiva, nacional o extranjera con el fin de utilizar y aprovechar el agua en todos sus estados, ya sea ésta superficial o subterránea, como recurso natural renovable, de dominio originario del Estado. Sus disposiciones son de orden y necesidad pública, de interés social, ecológico y económico, concordante con la Ley del Medio ambiente”.
- **Ley de Medio ambiente o Ley 1333**, del 27 de abril de 1992, en su capítulo II, “Del Recurso Agua”, esta ley organiza la estructura del Estado y confiere atribuciones relativas al agua potable y al saneamiento básico a diferentes instituciones del Estado. Esta ley se encuentra reglamentada mediante el siguiente decreto:
  - Decreto Supremo 24176, en el que se aprueban los diferentes reglamentos de la Ley 1333 de Medio Ambiente, que son los siguientes:
    1. Reglamento General de Gestión Ambiental.

2. De Prevención y Control Ambiental.
3. En Materia de Contaminación Atmosférica.
4. **En Materia de Contaminación Hídrica.**
5. Para Actividades con Substancias Peligrosas.
6. De Gestión de Residuos Sólidos.

Para el caso específico del vertido de aguas residuales al ambiente, se debe cumplir con los valores mostrados en la tabla 2.4, que son valores de referencia directa, ya que no se tiene un reglamento específico para el reúso de las aguas residuales de acuerdo con el tipo de cultivo.

Al no contar con una normativa en el país, es necesario tener como parámetros las normativas internacionales realizadas por la Organización Mundial de Salud (OMS), Organización de Agricultores de las Naciones Unidas (FAO) y el Comité Nacional de Agua de México (CONAGUA).

Actualmente en nuestro país se está estudiando y elaborando propuestas de normas sobre el tema, donde su principal guía son las normas de la FAO.

Nuevas propuestas de Leyes:

- Ley de vertidos a colectores.
- Ley de tratamiento de Fangos (Fangos digeridos para AGRICULTURA)
- Ley de Re-uso (Agua para regadío)

A continuación se muestran unas tablas que nos dan los parámetros más importantes que se deben tener en cuenta en cuanto a la clasificación de los cuerpos de agua (Tabla 2.3), límites permisibles de descarga (Tabla 2.4) y valores máximos de parámetros que deben contener los cuerpos receptores (Tabla 2.5).

**Tabla 2.3 Clasificación de los cuerpos de agua según su aptitud de uso**

Orden	Usos	Clase "A"	Clase "B"	Clase "C"	Clase "D"
<b>1</b>	Para abastecimiento doméstico de agua potable después de:				
	a.- Sólo una desinfección y ningún tratamiento	Si	No	No	No
	b.- Tratamiento solamente físico y desinfección	No necesario	Si	No	No
	c.- Tratamiento fisicoquímico completo: coagulación, floculación, filtración y desinfección	No necesario	No necesario	Si	No
	d.- Almacenamiento prolongado o pre-sedimentación, seguidos de tratamiento, al igual que c).	No necesario	No necesario	No necesario	Si
<b>2</b>	Para recreación de contacto primario: Natación, esquí, inmersión.	Si	Si	Si	No
<b>3</b>	Para protección de los recursos hidrobiológicos	Si	Si	Si	No
<b>4</b>	Para riego de hortalizas consumidas crudas y frutas de cascara delgada que sean ingeridas crudas sin remoción de ella.	Si	No	No	No
<b>5</b>	Para abastecimiento industrial	Si	Si	Si	Si
<b>6</b>	Para la cría natural y/o intensiva (acuicultura) de especies destinadas a la alimentación humana	Si	Si	Si	Si
<b>7</b>	Para abrevadero de animales	No (*)	Si	Si	No
<b>8</b>	Para la navegación (***)	No (*)	Si	Si	Si

Fuente: Ley 1333 Reglamento de materia de Contaminación Hídrica

(Si) Es aplicable, puede tener todos los usos indicados en las clases correspondientes

(\*) No en represas usadas para abastecimiento de agua potable

(\*\*) No a navegación a motor (\*\*\*) No aplicable a acuíferos

**Tabla 2.4 Límites permisibles para descargas líquidas en mg/l**

Norma Parámetros	Propuesta		Norma Parámetros	Propuesta	
	Diario	Mes		Diario	Mes
<b>Cobre</b>	1.0	0.5	Ph	6.9	6.9
<b>Zinc</b>	3.0	1.5	Temperatura(*)	±5°C	±5°C
<b>Plomo</b>	0.6	0.3	Compuestos fenólicos	1.0	0.5
<b>Cadmio</b>	0.3	0.15	Sólidos Suspendidos Totales	60.0	
<b>Arsénico</b>	1.0	0.5	Colifecales (NMP/100 ml)	1000.0	
<b>Cromo+3</b>	1.0	0.5	Aceites y grasas	10.0	
<b>Cromo+6</b>	0.1	0.05	Aceites y grasas (d)	20.0	
<b>Mercurio</b>	0.002	0.001	DBO5	80.0	
<b>Fierro</b>	1.0	0.5	DQO	250.0	
<b>Antimonio</b>	1.0		DQO (f)	300.0	
<b>Estaño</b>	2.0	1.0	Amonio como N	4.0	2.0
<b>Cianuro libre (a)</b>	0.2	0.10	Sulfuros	2.0	1.0
<b>Cianuro libre (b)</b>	0.5	0.3			

Fuente: Ley 1333- Reglamento de materia de Contaminación Hídrica

(\*) Rango de viabilidad en relación a la temperatura media del cuerpo receptor.

(a), (c), (e) aplicable a descargas de procesos mineros en industriales en general.

(b), (d) y (f) Aplicable a descargas de procesos hidrocarburíferos.

(g) En caso de descargas o derrames de antimonio iguales o mayores a 2500 Kg, se deberá reportar a la autoridad ambiental.

**Tabla 2.5 Valores máximos admisibles de parámetros en cuerpos receptores**

N°	Parámetros	Unidad	Cancerígenos	Clase "A"	Clase "B"	Clase "C"	Clase "D"
		d	nos				
1	2	3	4	5	6	7	8



<b>1</b>	pH		No	6.0 a 8.5	6.0 a 9.0	6.0 a 9.0	6.0 a 9.0
<b>2</b>	Temperatura	°C		± 3°C de receptor	± 3°C de receptor	± 3°C de receptor	± 3°C de receptor
<b>3</b>	Sólidos Disueltos Totales	mg/l		1000	1000	1500	1500
<b>4</b>	Aceites y Grasas	mg/l	No	Ausentes	Ausentes	0,3	1
<b>5</b>	DBO	mg/l	No	<2	<5	<20	<30
<b>6</b>	DQO	mg/l	No	<5	<10	<40	<60
<b>7</b>	NMP Colifecales NMP	N/100 ml	No	<50 y <5 en 80% de muestra	<1000 y <200 en 80% de muestra	<5000 y <1000 en 80% de muestra	<5000 y <5000 en 80% de muestra
<b>8</b>	Color mg Pt/l	mg/l	No	<10	<50	<100	<200
<b>9</b>	Oxígeno disuelto	mg/l	No	<80% sat.	<70% sat.	<60% sat.	<50% sat.
<b>10</b>	Turbidez	UNT	No	<10	<50	<100 <200	<200 - 10000
<b>11</b>	Sólidos sedimentables	mg/l- ml/l	No	<10 mg/l	30 mg/l - 0.1 ml/l	<50 mg/l - 1 ml/l	<100 mg/l - <1 ml/l
<b>12</b>	Fosfato total	mg/l	No	0.4c. Ortofosfato	0.5c. Ortofosfato	1.0c. Ortofosfato	1.0c. Ortofosfato
<b>13</b>	Nitrógeno total	mg/l	No	5c. N	12c. N	12c. N	12c. N
<b>14</b>	Sólidos flotantes			Ausentes	Ausentes	Ausentes	< Ret. Malla 1 mm <sup>2</sup>

<b>15</b>	Sulfatos	mg/l	No	300c. SO4	400c. SO4	400c. SO4	400c. SO4
<b>16</b>	Calcio	mg/l	No	200	300	300	400

Fuente: Ley 1333 Reglamento de materia de Contaminación Hídrica

## CAPÍTULO III

### ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO

#### 3.1 Caudales de aguas residuales

La determinación de los caudales de agua residual a eliminar de una determinada población es fundamental a la hora de proyectar las instalaciones para su recogida, tratamiento y evacuación. De cara a la obtención de un diseño adecuado a las necesidades, y a los costos, es preciso conocer datos fiables sobre los caudales que se quieran tratar. En el caso de la zona “Catedral” los datos sobre caudales son muy escasos y es preciso estimarlos partiendo de otras fuentes de información como datos sobre el consumo de agua potable.

La composición de los caudales de aguas residuales de una zona depende del tipo de fuente que las origina, así como del sistema de recolección empleado. De acuerdo al tipo de fuente que las genera, las aguas residuales se pueden dividir en:

1. *Aguas residuales domésticas*: Procedentes de zonas residenciales o habitacionales, comercios e instalaciones de uso público.
2. *Aguas residuales industriales*: Agua residual en la cual abundan vertidos industriales con aporte de químicos.
3. *Filtraciones y aportaciones controladas*: Agua que entra tanto de manera directa como indirecta en la red de alcantarillado. La infiltración hace referencia al agua que penetra el sistema a través de juntas defectuosas en el alcantarillado, fracturas o grietas en los colectores. Las aportaciones no controladas corresponden a aguas pluviales que se descargan a la red por medio de alcantarillas pluviales, drenes de cimentaciones, etc.
4. *Aguas pluviales*: Agua resultante de la escorrentía superficial.

En las zonas dotadas de red de alcantarillado, la determinación de los caudales de diseño se realiza a partir de series históricas o de datos obtenidos en aforos por medición directa. Para las redes de nueva construcción, los caudales correspondientes se obtienen del análisis de los datos de la población y las dotaciones de agua previstas, así como a partir de estimaciones de los caudales de agua residual per cápita en poblaciones de características similares. En la zona “Catedral” no cuenta con red de alcantarillado ya que es una zona relativamente nueva y en progreso, pero se está elaborando el diseño del alcantarillado,

realizado por servicios básicos de la gobernación de Tarija, entonces se podrá estimar un caudal de agua residual generado por toda la población.

### **3.1.1 Estimación de los caudales de agua residual**

Cuando resulte imposible medir directamente los caudales de aguas residuales y no se dispone de registros históricos de los mismos, los datos sobre el abastecimiento de agua a la zona pueden resultar de gran ayuda para estimar los caudales de aguas residuales. En caso que tampoco se cuenta con los datos de abastecimiento, se dan valores típicos de dotaciones según el tipo de usuario, aparatos domésticos e industriales, y la fracción del agua de abastecimiento que se convierte en agua residual, datos que pueden ser útiles para estimar el caudal de agua residual que genera la zona. Para el cálculo de gasto de la planta de tratamiento de agua residual, se realizará una estimación de la demanda total del agua potable en la zona “Catedral” hasta el 2024. En pequeños municipios se suele suponer que un 80- 90% del agua de abastecimiento se convierte en agua residual, (Barrera, 1999).

### **3.1.2 Usos del agua**

Normalmente el uso público del agua se suele dividir en cuatro categorías: uso doméstico (agua para uso general y sanitario); uso industrial (no doméstico); servicio público (riego de áreas verdes, para sofocar incendios, uso en construcción e infraestructura) y por último pérdidas en la red de distribución debido a fugas o rotura de tuberías.

- **Consumo doméstico:** El uso del agua para fines domésticos abarca el agua abastecida a las zonas residenciales, a instituciones públicas y privadas, a comercios, a parques y otras zonas de recreación, y se mide a través de controladores o medidores. Ahora bien el uso que se le da al agua va desde el agua que se consume, el agua que es usada para fines culinarios, el agua destinada a la higiene, el agua utilizada para evacuar residuos y el agua utilizada con fines varios como ser regado de jardines y limpieza de automóviles. En una población típica se puede decir que más de una tercera parte del agua se utiliza para uso doméstico.

En zonas residenciales, para realizar el cálculo de la demanda de agua potable se suele basarse en varios parámetros como ser la densidad poblacional, la temperatura media que predomina en la zona y el consumo promedio que se tiene de acuerdo a

la zona geográfica y al clima. Últimamente se toma en cuenta el nivel económico de una población ya que es un factor que se ha demostrado afecta el consumo de agua, o sea entre más nivel de vida se tenga en la población mayor es el consumo de agua. Esto se debe a que al mejorar el nivel de vida, se da mayor uso a aparatos que consumen agua.

- **Consumo industrial:** La cantidad de agua con que los municipios abastecen a las industrias depende de muchas variables como ser del tamaño de las industrias y de los productos que se fabrican, en nuestro país las grandes industrias se ubican en las grandes ciudades, estas industrias se abastecen muchas veces de un sistema diferenciado de agua. En cambio en nuestro departamento y en especial en poblaciones pequeñas, se tienen pequeñas industrias o casi ninguna, el consumo de agua de éstas son bastantes menores y estas se abastecen de agua de la red pública de agua.
- **Servicio público:** El agua destinada a los servicios públicos, como ser agua destinada a edificios públicos, agua para sofocar incendios, agua para regar las áreas verdes, agua utilizada para la construcción y la utilizada con fines recreativos representa la menor parte del agua de uso público. Sólo un pequeño porcentaje del agua empleada en el servicio público llega al sistema de alcantarillado sanitario y en su totalidad es el agua destinada a los edificios públicos.
- **Pérdidas en la red de distribución:** Ésta es el agua de la que no se posee registros que provienen de conexiones clandestinas, de medidores en mal estado, de fugas ocultas que se tengan en la red de distribución y de otras pérdidas no controladas.

### 3.2 Determinación del caudal

Para la determinación del caudal de aguas residuales generadas por la zona “Catedral”, se optó por calcular el caudal a través de una estimación en base a la dotación de agua potable de la población en base al nivel socioeconómico de la misma.

#### 3.2.1 Población

### a) Tipo de población

Con la visita a la zona, se pudo verificar que la población de Catedral se la clasifica como concentrada, de acuerdo al reglamento de presentación de proyectos de inversión pública.

Si bien la zona está considerada dentro del área urbana, aún vive como rural.

Los habitantes de esta zona son descendientes de blancos criollos y mestizos provenientes principalmente de diversas zonas del Valle Central de Tarija que en tiempos posteriores a la colonización empezaron a emigrar hacia la provincia en busca de espacios donde desarrollar actividades agropecuarias. En la zona se cuenta con un solo grupo de colonos, sin existir etnias diferenciadas.

El idioma que habla el 100% de la población, es el español.

La determinación de la población de del área de influencia para el presente proyecto, ha sido elaborada y proyectada hasta el año 2012, se ha realizado mediante el uso de la información secundaria del diagnóstico de la ciudad de Tarija, complementada y actualizada con la aplicación de encuestas y entrevistas a informantes claves en el área de influencia del proyecto.

En el Barrio Catedral, la población beneficiaria del proyecto está constituida por tres zonas del mencionado barrio (central, quebrada y Cartellone) y las urbanizaciones Carmen Ramos y Santa Rosa, cuya población proyectada calculada para el años 2012 según la información del PDM 2010-2014 del municipio de la Ciudad de Tarija y la encuesta realizada a informantes claves para el área de influencia del proyecto, es de 1.409 habitantes de los cuales el 48% son hombres y el 52% son mujeres, 268 familias, tomando un promedio de 5.24 miembros/familia, de donde se estiman que son 220 viviendas con un promedio de 6.4 personas/vivienda. A continuación se presenta estos datos en el siguiente cuadro:

**Cuadro3.1. Población Área de Influencia Zona Catedral, año 2014**

Zona	Total	Hombres	Mujeres	Número de viviendas
<b>Catedral</b>	581	314	267	122

Fuente: PDM 2010-2014 Gobierno Municipal Ciudad de Tarija. 2012

### b) Estabilidad poblacional

La población migra hacia diferentes lugares tanto del interior como hacia el exterior de país, en el primer caso los principales destinos son las ciudades más pobladas del departamento de Tarija (Ciudad) y accesibles a las zonas de la provincia como Bermejo y Tarija, en tanto que en el interior del país la ciudad de Santa Cruz es la plaza más concurrida; así mismo, varias ciudades de la república Argentina son visitadas regularmente por inmigrantes, siendo Buenos Aires donde se encuentran mejores oportunidades de trabajo.

Las principales actividades de los varones (17 – 21 años) son: la agricultura desplegando la mano de obra como jornaleros, albañiles, carpinteros en el interior del departamento, y alquilando terrenos como quinteros en la república Argentina, la construcción, trabajando como albañiles y otros tipos de empleo como ayudante de camionero, chofer y otros.

La dinámica migratoria de las mujeres (17 – 21 años) es semejante, pero con alguna diferencia en los volúmenes hacia el interior del país. Las mujeres migran también a muy temprana edad y los principales destinos son las ciudades de Tarija, Bermejo y Santa Cruz donde se trasladan por motivos de trabajo y estudios; los servicios más comunes son de empleada doméstica y otras labores de casa como cocineras y costureras, estas actividades son combinadas a menudo con el cursado del ciclo secundario.

Las características de la migración definitiva de varones y mujeres son similares respecto a la edad, destinos y ocupaciones, con la singularidad de que aquellos emigrantes que lograron consolidar su situación económica y familiar, se establecen definitivamente para sólo retornar a sus localidades en forma muy esporádica, por breves periodos de tiempo y sin lograr aportes significativos en la economía.

Algo similar pero de manera más acentuada sucede con los jóvenes que migraron con propósitos educativos y que cuando han coronado sus objetivos no encuentran espacios para desarrollar su vida profesional.

### **c) Índice de crecimiento poblacional**

El índice de crecimiento poblacional adoptado para el área urbana según el censo del 2001 es 4,76 % que será tomado para los cálculos del proyecto.

### **3.2.2 Aspectos Socioeconómicos**

#### **a) Características socio culturales**

Los pobladores de la zona “Catedral”, tienen como principal actividad el comercio, la agricultura y la ganadería en menor escala. En general en estas actividades participa toda la familia, no existiendo un rol exclusivo para cada uno de sus componentes, la única actividad exclusiva es la desarrollada por la mujer campesina, relacionada a los trabajos propios del ámbito doméstico, desde el aseo de la casa, la preparación de comida, atención de los niños, lavado de ropa, etc.

Se evidencia una gran presencia de la mujer en espacios de toma de decisiones de la zona o sindicato; sin embargo, lo que significa que participa en la generación de consenso sobre determinados temas o en determinaciones económicas de la familia.

Se puede apreciar que en los últimos años, en vinculación a movimientos feministas urbanos, se han dado avances en la participación de la mujer en actividades antes exclusivas del marido.

En los periodos cuando el marido emigra, la mujer tiene que tomar decisiones respecto al conjunto de las actividades agrícolas y/o pecuarias; en caso de no contar con la ayuda de hijos varones se ve en la necesidad de contratar peones, trabajar ella misma la tierra o cumplir jornales al interior de su zona.

La mayor parte de la población profesa la religión católica, existiendo también grupos religiosos evangélicos.

#### **b) Situación económica**

Las principales actividades económicas de las familias son: El comercio, agricultura (maíz, hortalizas), ganadería en menor escala (vacuna, ovina).

El cálculo del ingreso familiar depende de muchos factores, a su vez éstos dependen de la disponibilidad y confiabilidad de la información proporcionada, de acuerdo a la visita realizada a la zona se puede estimar que el ingreso familiar promedio anual no sufre grandes variaciones, se ha estimado 6000 Bs. /año, lo que demuestra el escaso flujo económico, reflejándose todo esto en un estancamiento socioeconómico de la población

#### **c) Educación**



En toda la zona del Barrio Catedral no existe una unidad educativa, siendo la unidad educativa más cercana la “Unidad Educativa Bolivia” que está ubicada sobre la calle Andalucía del Barrio Senac, tiene hasta el sexto grado de secundaria es decir hasta el bachillerato; no obstante, algunos de la zona central, Carmen Rosa y Quebrada del barrio Catedral asisten a otros colegios fiscales o particulares de la ciudad Tarija.

#### **d) Salud**

En toda la zona del Barrio Catedral no existe un centro de salud el más cercano es el que está ubicado en el Barrio SENAC, donde también esa ubicado el centro médico de PROSALUD.

#### **e) Servicios de saneamiento básico**

##### **Agua Potable**

En el barrio Catedral todas la viviendas tienen el servicio de agua potable, existe la red principal de este servicio que es parte de la red central de la cámara de distribución de la zona alta de SENAC, la zona de Carmen Ramos tienen solo 3 piletas públicas de donde la familias se provén de agua. Este servicio es administrado por la Cooperativa de Servicios de Agua y Alcantarillado de Tarija (COSAALT), donde la población usuaria acude para realizar los pagos correspondientes por el uso de este servicio.

##### **Alcantarillado Sanitario**

En el Barrio Catedral solo disponen de este servicio 155 viviendas de la zona central y parte de la zona quebrada el resto no tienen servicio de alcantarillado sanitario. Las viviendas que tienen este servicio de alcantarillado sanitario conducen las aguas servidas a una pequeña planta o depósito que no es tapado ubicado en la parte baja de barrio.

### **3.2.3 Criterio para la determinación del caudal por zonas residenciales**

Para la determinación de la población actual de la zona “Catedral” se tiene como dato un censo que realizaron la junta vecinal de la zona el mes de agosto del presente año (ver anexo 1), ya que la zona está en constante crecimiento y están realizando proyectos de alcantarillado, gas y la planta de tratamiento para el beneficio de toda la zona, entonces vieron la necesidad de hacer el censo ya que el dato de la población actual es muy importante para cualquier proyecto.

**Tabla 3.1 Datos de población actual de la zona “Catedral”**

Zona	Total	Hombres	Mujeres	Número de viviendas
<b>Catedral</b>	581	314	267	122

Fuente: Junta Vecinal de la zona “Catedral”

Existió un número de viviendas que ni fueron encuestadas por no encontrarse nadie en el momento de la encuesta y algunas viviendas mencionas en abandono. Estas fueron un total de 9 viviendas tomando en cuenta las viviendas mencionadas como no habitadas, dando el valor de 5 miembros por familia para incluir estos datos en la encuesta nos dan como resultado 45 habitantes más que sería la población total de la zona (Tabla3.2).

**Tabla 3.2 Población total incluyendo las viviendas no encuestadas**

	Hombres	Mujeres	Total
<b>Total</b>	<b>338</b>	<b>288</b>	<b>626</b>
<b>Porcentaje</b>	<b>54</b>	<b>46</b>	<b>100</b>

Fuente: Elaboración propia

Como en toda encuesta se tiene un margen de error, se toma un margen de error del 10 % por información mal proporcionada (Tabla 3.3), esta será la población de diseño.

**Tabla 3.3 Total población actual incluyendo margen de error**

	Hombres	Mujeres	Total	N° viviendas
<b>Total</b>	<b>372</b>	<b>251</b>	<b>689</b>	<b>144</b>
<b>Porcentaje</b>	<b>54</b>	<b>46</b>	<b>100</b>	

Fuente: Elaboración propia

Teniendo la población actual necesitamos proyectar la misma. Los diseños suelen realizarse para periodos de 15 a 20 años (Norma boliviana NB 688, 2007), periodo recomendado para pequeñas poblaciones, en nuestro caso trabajaremos con un periodo de retorno de 10 años ya que el arranque de la planta de tratamiento (Reactor UASB) es lento. De esta manera, con los caudales de agua residual, los datos de la calidad del agua residual y la población prevista a 10 años, se puede estimar los caudales medios y las concentraciones de los contaminantes. Los caudales punta se pueden calcular a través de la mayoración del caudal medio diario mediante coeficientes punta (horario, diario, etc.). Por lo tanto la vida útil del

proyecto será de **10 años**, se proyectará la población de acuerdo a modelos estadísticos conocidos.

### 3.2.4 Cálculo de población futura y caudal de diseño

❖ **POBLACIÓN FUTURA.**- La población futura es un factor importante para determinar el consumo de agua y por ende el caudal de aguas residual a medida que crece la población, para lo cual se cuenta con varios métodos de estimación; viendo la (Tabla 3.3), vemos que todos los métodos son válidos para poblaciones pequeñas, para el proyecto utilizaremos el método de crecimiento geométrico.

**Tabla 3.4 Métodos de proyección en función a la población actual**

<b>Método</b>	<b>Hasta 5000</b>	<b>5000 – 20000</b>	<b>20000 – 100000</b>	<b>&gt; a 100000</b>
	<b>Habitantes</b>	<b>Habitantes</b>	<b>Habitantes</b>	<b>Habitantes</b>
<b>Aritmético</b>	X	X	---	---
<b>Geométrico</b>	X	X	X	X
<b>Exponencial</b>	X	X	X	X
<b>Grafico</b>	X	X	X	---

Fuente: NB688

Para la población de la zona “Catedral” se tiene un índice de crecimiento poblacional de 4.76 %, dato fue obtenido del INE.

- Método Aritmético

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i * t}{100}\right)$$

$$Pf = 689 * \left(1 + \frac{4,76 * 10}{100}\right)$$

$$Pf = 1016,98 \text{ hab.}$$

$$Pf = 1017 \text{ hab.}$$

- Método Geométrico

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$$

$$Pf = 689 * \left(1 + \frac{4,76}{100}\right)^{10}$$

$$Pf = 1096,92 \text{ hab.}$$

$$Pf = 1097 \text{ hab.}$$

- Método Exponencial

$$Pf = Pa * e^{\frac{i*t}{100}}$$

$$Pf = 689 * e^{\frac{4,76*10}{100}}$$

$$Pf = 1109,03 \text{ hab.}$$

$$Pf = 1110 \text{ hab.}$$

Sacando un promedio entre el método Geométrico y el Exponencial obtenemos:

$$Pf = 1103 \text{ hab.}$$

- ❖ **DOTACIÓN MEDIA DIARIA.-** Depende fundamentalmente del clima y las costumbres culturales de cada población. Según estudios realizados por COSAALT en identificación de la demanda de agua y las condiciones socioeconómicas la dotación media diaria para la ciudad de Tarija es de 150 L/hab/día

$$Do = 150 \text{ L/hab/dia.}$$

- ❖ **DOTACIÓN FUTURA.-** La dotación media diaria puede incrementarse de acuerdo a los factores que afectan el consumo y se justifica por el mayor hábito en el uso de agua y por la disponibilidad de la misma. Por lo que, se debe considerar en el proyecto una dotación futura para el período de diseño, la misma que debe ser utilizada para la estimación de los caudales de diseño.

La dotación futura se debe estimar con un incremento anual entre el 0,5 % y el 2,0 % de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico:

$$Df = Di * \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t$$

$$Df = 150 * \left(1 + \frac{1,25}{100}\right)^{10}$$

$$Df = 169,84 \text{ L/hab/dia}$$

- ❖ **CONSUMO MEDIO DIARIO.**- Consumo promedio durante 24 horas, durante un periodo de observación de un año.

$$Q_m = \frac{C * P_f * Df}{86400}$$

$$Q_m = \frac{0,8 * 1103 * 169,84}{86400}$$

$$Q_m = 1,74 \frac{Lt}{seg}$$

- ❖ **CONSUMO MÁXIMO DIARIO.**- Consumo máximo durante 24 horas. Observado en el periodo de un año.

$K_1$ = varía según las características de la población entre 1,2 a 1,5

$$Q_{\max \text{ diario}} = Q_m * K_1$$

$$Q_{\max \text{ diario}} = 1,74 \text{ L/seg} * 1,4$$

$$Q_{\max \text{ diario}} = 2,44 \frac{Lt}{seg}$$

- ❖ **CONSUMO MÁXIMO HORARIO.**- Consumo máximo durante una hora en el día de máximo consumo.

$K_2$ = varía según el número de habitantes, para poblaciones menores a 2000 varía entre 2 a 2,2

$$Q_{\max \text{ horario}} = Q_{\max \text{ dia}} * K_2$$

$$Q_{\max \text{ horario}} = 2,44 \text{ L/seg} * 2,1$$

$$Q_{\max \text{ horario}} = 5,12 \frac{Lt}{seg}$$

- ❖ **CAUDAL POR CONEXIÓN ERRADA.-** Proveniente por malas conexiones.

El caudal por conexiones erradas debe ser del 5 % al 10 % del caudal máximo horario de aguas residuales domésticas.

$$Q_e = 0,05 * Q_{\text{maxhorario}}$$

$$Q_e = 0,05 * 5,12 \text{ L/s}$$

$$Q_e = 0,26 \text{ L/s}$$

- ❖ **CAUDAL POR INFILTRACIÓN.-**

Longitud tubería del alcantarillado = 5610,88 m (Fuente: Plano de la red de alcantarillado ciudad de Tarija, COSAALT LTDA.)

$$Q_{\text{inf}} = 0,00005 \text{ L/s/m} * \text{Longitud tubería}$$

$$Q_{\text{inf}} = 0,00005 \text{ L/s/m} * 5610,88 \text{ m}$$

$$Q_{\text{inf}} = 0,28 \frac{\text{Lt}}{\text{seg}}$$

El coeficiente de infiltración está relacionado en función al tipo de tubería. NB 688

Tubería de material de Plástico con junta de goma.

- ❖ **CAUDALES DE DISEÑO NECESARIOS**

$$Q_{\text{MEDIO}} = Q_{\text{medio}} + Q_e + Q_{\text{inf}}$$

$$Q_{\text{MEDIO}} = (1,74 + 0,26 + 0,28) \text{ L/seg}$$

$$Q_{\text{MEDIO DIARIO}} = 2,28 \frac{\text{Lt}}{\text{seg}}$$

$$Q_{\text{MAX-HOR}} = Q_{\text{max-hor}} + Q_e + Q_{\text{inf}}$$

$$Q_D = (5,12 + 0,26 + 0,28) \text{ L/seg}$$

$$Q_{\text{MAX-HORARIO}} = 5,66 \frac{\text{Lt}}{\text{seg}}$$

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS DE PROCESOS Y SELECCIÓN DEL PROCESO DE TRATAMIENTO

#### 4.1 Introducción

Las diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias de una planta de tratamiento funcionan como un sistema, por lo que la elección del proceso de tratamiento a utilizar se debe abordar desde una perspectiva global. La mayor parte de la selección de procesos se basa en la evaluación y valoración de diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias. Para esto se deben tomar en cuenta los factores que pueden influir en la toma de la decisión. Los factores de mayor importancia en la valoración y selección de los procesos y operaciones unitarias se muestran en la (Tabla 4.1).

La aplicabilidad del proceso destaca por encima de los demás factores y se dispone de muchos elementos para determinarla. Entre estos factores se pueden mencionar, la experiencia en el tema de quien está a cargo del proyecto, datos de rendimientos de plantas existentes, información publicada en revistas técnicas, manuales, guías de diseño, etc. En este caso se hará especial énfasis en los datos de rendimiento que muestran los diferentes procesos.

#### 4.2 Proceso de tratamiento

El proceso de tratamiento que se ha escogido para este diseño constara de un tratamiento preliminar, un tratamiento primario, un tratamiento secundario y un proceso de desinfección para su posterior reúso en riego.

Una vez que se ha establecido el tipo de mecanismos a utilizar en el proceso de tratamiento de este proyecto, así como también los procesos unitarios correspondientes al tratamiento preliminar, corresponde hacer un análisis de las distintas opciones que presenta la selección de los procesos unitarios correspondientes al proceso de tratamiento secundario o biológico.

**Tabla 4.1 Factores por considerar en la selección y evaluación de las operaciones y procesos unitarios**

Factor	Comentario
<b>Potencial de aplicación del proceso</b>	Se evalúa en base a la experiencia anterior, datos de plantas a escala industrial y datos de planta piloto

<b>Intervalo del caudal aplicable</b>	El proceso debe corresponder con el caudal esperado
<b>Variación del caudal aplicable</b>	La mayoría de los procesos trabajan a caudal constante
<b>Características del agua a tratar</b>	Afectan los tipo de procesos (químicos o biológicos)
<b>Limitaciones climáticas</b>	La temperatura afecta velocidades de reacción
<b>Cinética de reacción y selección del reactor</b>	El dimensionamiento se basa en la cinética de reacción que gobierna el proceso
<b>Eficacia</b>	La eficacia se suele medir en función del efluente
<b>Residuos del tratamiento</b>	Es necesario conocer o estimar la cantidad de residuos sólidos, líquidos y gaseosos producidos
<b>Tratamiento del fango</b>	Posibles limitaciones económicas en el tratamiento
<b>Limitaciones ambientales</b>	Presencia de vientos, ruidos, malos olores, etc.
<b>Necesidades químicas</b>	Costo de productos químicos
<b>Necesidades energéticas</b>	Costo de energía
<b>Necesidades de otros recursos</b>	Que recursos adicionales son necesarios
<b>Necesidades personales</b>	¿Cuántos empleados, que nivel de preparación?
<b>Necesidades de explotación y mantenimiento</b>	Capacidad de mantener en operación la planta y en buen estado
<b>Procesos Auxiliares</b>	¿Qué procesos son necesarios?
<b>Complejidad</b>	¿Qué tan compleja es la explotación del proceso
<b>Compatibilidad</b>	Se debe buscar que las operaciones en conjunción sean compatibles
<b>Disponibilidad de espacio</b>	¿Se cuentan con el espacio suficiente?

Fuente: Metcalf & Eddy, 1996

### 4.3 Tratamiento preliminar

Las operaciones físicas o también llamado tratamiento preliminar se emplean para la separación de sólidos de gran tamaño, sólidos que estén en suspensión o flotando, grasas y compuestos orgánicos volátiles. Las operaciones y procesos unitarios a detalle serán: rejillas, desarenadores y sedimentación primaria.



En el caso de aguas residuales domésticas, el equipo que se utiliza principalmente está conformado por rejillas y un triturador para el material separado. En el caso de aguas residuales industriales, se emplean, además, diferentes filtros y tamices. Las unidades de tratamiento preliminar más importantes son:

- Rejillas
- Desarenadores

#### **4.3.1 Rejillas**

El primer paso en todo tratamiento de agua residual consiste en separar lo que son los llamados sólidos gruesos. Para este fin el procedimiento más usado o habitual se basa en hacer que el agua residual bruta pase a través de rejillas de barras. Las rejillas son dispositivos constituidos por barras metálicas paralelas e igualmente espaciadas las cuales se ubican transversalmente al flujo, y se colocan antes del desarenador, sin alterar el flujo normal, las barras tienen por lo general una separación entre ellas de 15 mm o de un poco más. Estas rejillas de barras se pueden limpiar de un modo manual o mecánico.

##### **4.3.1.1 Tipos de rejillas**

Con relación al sistema de limpieza, las rejas pueden ser clasificadas en dos categorías:

- **Rejillas manuales**

Las rejillas sencillas de limpieza manual son empleadas en instalaciones pequeñas y con espaciamiento relativamente grande. En estos casos no se espera remover grandes volúmenes de detritos, debido a que se destinan a la retención de objetos cuyas dimensiones son relativamente grandes (trapos, botellas, roedores muertos, etc.). También existe el riesgo de estancamientos, o por descuidos, o por la llegada brusca de materias vegetales, pudiéndose dar también un desbordamiento. Con el objeto de evitar esto es necesario calcular ampliamente la superficie y la inclinación de la rejilla.

Las rejillas manuales típicas tienen un claro entre barras de 25 - 50 mm de abertura, estas barras tienen una inclinación entre 30 a 60° de la vertical para facilitar la limpieza.

#### **Fotografía 4.1 Rejilla fija con limpieza manual**

- **Rejillas**



**mecánicas**

La principal ventaja de este tipo de rejilla, es que elimina los problemas de atascos y reducen el tiempo necesario para su mantenimiento. Las rejillas mecánicas requieren una labor de mantenimiento muy cuidadosa, motivo por el cual sólo deben ser empleadas cuando son estrictamente necesarios, principalmente en pequeñas instalaciones es más recomendable el empleo de rejillas manuales. De los distintos tipos de mecanismos, el más utilizado consiste en un peine móvil, que periódicamente barre la rejilla, extrayendo sólidos retenidos para su evacuación.

Este tipo de unidades tienen una abertura típica entre 6 a 38 mm, con ángulos entre 0 a 30° de la vertical.

**Fotografía 4.2 Rejilla mecánica**



#### **4.3.1.2 Consideraciones rejillas**

El dimensionamiento de esta unidad se realiza para las condiciones más desfavorables, es decir para el caudal máximo horario y también se deberá verificar a caudal mínimo y medio. Las dimensiones principales de una rejilla son establecidas para que se tenga una sección de flujo con velocidad adecuada.

**para el diseño de las**

#### 4.3.1.2.1 Velocidad de flujo a través de las rejillas

Velocidades muy bajas a través de las barras pueden contribuir a un aumento indeseable de material retenido y también a la sedimentación de la arena en el canal de acceso, por el contrario velocidades muy grandes fomentan el arrastre de material que debería quedar retenido. Para evitar la acumulación y sedimentación de arena y otros materiales pesados en el fondo del canal, se recomienda emplear en el diseño las siguientes velocidades de flujo:

**Tabla 4.2 Velocidades de flujo (v)**

Velocidades de flujo	
<b>Mínimo</b>	0,30 m/s
<b>Medio</b>	0,40 m/s
<b>Máximo</b>	0,60 m/s

Fuente: Ministerio de Desarrollo Humano, Reglamento técnico de diseño de unidades de tratamiento no mecanizadas para aguas Residuales, norma Boliviana DINASBA, 1996

#### 4.3.1.2.2 Inclinación de las barras

En las instalaciones de limpieza manual las rejillas de barras generalmente son instaladas haciendo un ángulo de 30 a 60 grados con la horizontal. Con rejas mecanizadas este ángulo es establecido en función de las condiciones locales, generalmente las rejillas mecanizadas forman un ángulo de 60 hasta 90 grados con la horizontal (más frecuentemente 75°).

#### 4.3.1.2.3 Espaciamiento de las barras

El espaciamiento libre entre las barras depende de la finalidad que se pretenda lograr. Las rejillas gruesas son instaladas aguas arriba de bombas de gran capacidad, turbinas, etc. y a veces preceden a rejas más finas, no son empleadas antes de bombas de tornillo, o cuando lo son tienen espaciamiento superior a los 150 mm.

**Tabla 4.3 Espesores y espaciamientos de rejillas**

Tipo de Rejillas	Barras	
	Espesor (Pulgadas)	Espaciamiento (Centímetros)
<b>Rejillas gruesas</b>	1/2 - 3/8	4 - 10
<b>Rejillas medias</b>	5/16 - 3/8	2 - 4
<b>Rejillas finas</b>	1/4 - 5/16	1 - 2

Fuente: Ministerio de Desarrollo Humano, Reglamento técnico de diseño de unidades de tratamiento no mecanizadas para aguas Residuales, norma Boliviana DINASBA, 1996

#### 4.3.1.2.4 Dimensiones de las barras

En general las barras tienen sección rectangular de 5 a 15 mm de espesor por 30 a 75 mm de profundidad, las dimensiones dependen mucho del largo de las barras y del mecanismo de limpieza, en general las barras de rejas gruesas van hasta 15 x 75 mm (las más grandes); las instalaciones pequeñas tienen barras de sección mínima de 5 x 40 mm. Entre estos dos ejemplos hay una variedad muy grande de dimensiones que deben ser seleccionadas en función a la resistencia a la operación de limpieza y a la disponibilidad en el mercado.

Azevedo Netto clasifica de acuerdo al tamaño de las rejas como se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 4.4 Clasificación y tamaño de barras**

Tipo	Ancho por profundidad (mm x mm)
<b>Rejillas gruesas</b>	10x50 - 10x60 - 13x40 - 13x50
<b>Rejillas comunes</b>	8x50 - 10x40 - 10x50
<b>Rejillas pequeñas</b>	6x40 - 8x40 - 10x40

Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

#### 4.3.1.3 Diseño del canal de rejillas de limpieza manual

##### 4.3.1.3.1 Área transversal del canal

El área transversal total del canal ( $A_t$ ) donde se ubicara la rejilla de barras, será determinado asumiendo la velocidad de flujo en el canal utilizando los criterios de velocidades de la (Tabla 4.2), posteriormente aplicando la ecuación de continuidad para flujo permanente:

$$A_t = \frac{Q_{max}}{V}$$

Donde:

$Q_{max}$ = Caudal máximo horario ( $m^3/s$ )

$V$ = Velocidad de flujo en el canal ( $m/s$ )

$A_t$ = Área transversal total del canal ( $m^2$ )

El ancho del canal de rejilla de barras acostumbra ser igual o más grande que el diámetro o al ancho del emisario y debe igualar el ancho de las propias rejas, evitándose espacios muertos. Por consiguiente, el tirante de agua del canal de la reja de barras será:

$$h_a = \frac{A_t}{b}$$

Donde:

b= Ancho del canal (m)

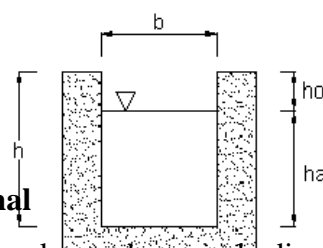
ha= Tirante de agua máximo del canal (m)

Según el “Reglamento técnico de diseño para unidades de tratamiento no mecanizadas para aguas residuales, norma boliviana DINASBA”, recomienda utilizar un borde libre (ho) de 0.20 a 0.25 metros.

Por lo que la altura total h (m) del canal de rejilla de barras será:

$$h = ha + ho$$

**Figura 4.1 Sección transversal del canal de rejillas**



#### 4.3.1.3.2 Pendiente del canal

La pendiente del canal debe de ser descendente en la dirección de circulación a través de la rejilla, sin baches o imperfecciones en las que pudieran quedar atrapados algunos sólidos.

La pendiente del canal será determinado utilizando la ecuación de Manning:

$$S = \left( \frac{V \times n}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

Donde:

S= Pendiente del canal

n= Coeficiente de rugosidad de Manning (para revestimiento de cemento n= 0.013)

V= Velocidad de flujo en el canal (m/s)

Rh= Radio hidráulico (m)

El radio hidráulico está dado por la ecuación:

$$Rh = \frac{A_t}{P}$$

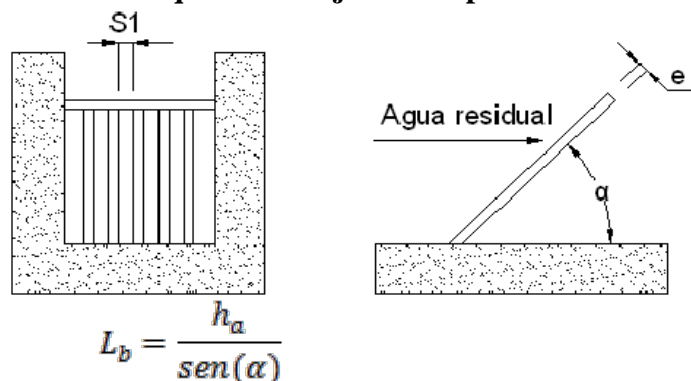
At= Área transversal total del canal (m<sup>2</sup>)

P= Perímetro mojado (m)

#### 4.3.1.3.3 Longitud de las barras

La longitud de las barras depende del grado de inclinación que tienen estas con la horizontal, y del tirante de agua máximo del canal de reja de barras.

**Figura 4.2 Esquema de rejas de limpieza manual**



Donde:

Lb= Longitud de las barras (m.)

ha= Tirante de agua máximo del canal (m)

α= Grado de inclinación de las barras con la horizontal (Grados)

#### 4.3.1.3.4 Cálculo del número de barras

Siendo Nb el número de barras en la reja del canal y (Nb-1) el número de espacios, se puede utilizar la siguiente ecuación para determinar el número de barras:

$$N_b = \frac{b - S_1}{e + S_1}$$

Donde:

b= Ancho del canal (cm.)

e= Espesor de barras (cm.)

S<sub>1</sub>= Separación entre barras (cm.)

#### 4.3.1.3.5 Longitud del depósito o canal

El canal de acceso debe ser suficientemente largo para que se evite la turbulencia junto a las barras, se recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$L = 3,50 \times b$$

Donde:

L= Longitud del depósito o canal (m)

b= Ancho útil del canal (m)

#### 4.3.1.3.6 Pérdida de carga

Las pérdidas de carga que se producen al circular el agua a través de las rejas dependen de la velocidad de aproximación del agua (velocidad de flujo en el canal donde se ubican las rejas) y de la velocidad de circulación a través del elemento, la pérdida de carga puede estimarse empleando la expresión conocida como la de Metcalf & Eddy caracterizada por su simplicidad.

$$h_f = \frac{1}{0.7} \times \left( \frac{V_c^2 - V^2}{2 \times g} \right)$$

Donde:

hf = Pérdida de carga (m)

0.7= Coeficiente empírico que incluye los efectos de la turbulencia y de las pérdidas por formación de remolinos

V= Velocidad de aproximación a la reja (m/s)

Vc= Velocidad de circulación entre las barras de la reja (m/s)

g= Aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)

**Tabla 4.5 Información típica para el diseño Metcalf y Eddy**

CARACTERÍSTICAS	LIMPIEZA MANUAL	LIMPIEZA MECÁNICA
Tamaño de la barra		
Ancho (mm)	5.08 – 15.24	5.08 – 15.24
Profundidad (mm)	25.4 – 38.1	25.4 – 38.1
Espacio entre barras (mm)	25.4 – 50.8	15.24 – 76.2
Inclinación sobre la vertical (°)	30 – 45	0 – 30
Velocidad de acercamiento (m/s)	0.3048 – 0.6096	0.6096 – 0.9906
Pérdida de carga permisible (mm)	152.4	152.4

FUENTE: METCALF Y EDDY

Para estimar la velocidad de circulación a través de la reja de barras se empleara la ecuación de continuidad:

$$V_c = \frac{Q_{max}}{A_t}$$
$$A_t = h_a \times (b - (N_b \times e))$$

Donde:

Qmax= Caudal máximo horario de diseño (m<sup>3</sup>/s)

A<sub>t</sub>= Área transversal de flujo de la reja de barras (m<sup>2</sup>)

V<sub>c</sub>= Velocidad de circulación a través de la reja (m/s)

e= Espesor de barras (transversal al caudal que fluye) (m)

#### 4.3.2 Desarenador

El término arena se emplea para referirse a las arenas, gravas, cenizas y cualquier material cuya velocidad de sedimentación o peso específico sea mayor al de los sólidos orgánicos susceptibles a la descomposición en el agua residual. Las arenas se remueven para:

- Proteger los equipos mecánicos de la abrasión y del excesivo desgaste
- Reducir la formación de depósitos sólidos en unidades y conductos aguas abajo y reducir la frecuencia de limpieza de los digestores.

Normalmente, los desarenadores se ubican después de las unidades que remueven sólidos gruesos y antes de tanques de sedimentación primaria, aunque en algunas plantas de tratamiento los desarenadores anteceden las unidades de tamizado.

Existen diferentes tipos de desarenadores:

- Desarenadores de flujo horizontal
- Desarenadores aireados
- Desarenadores rectangulares de nivel constante
- Desarenadores de vórtice

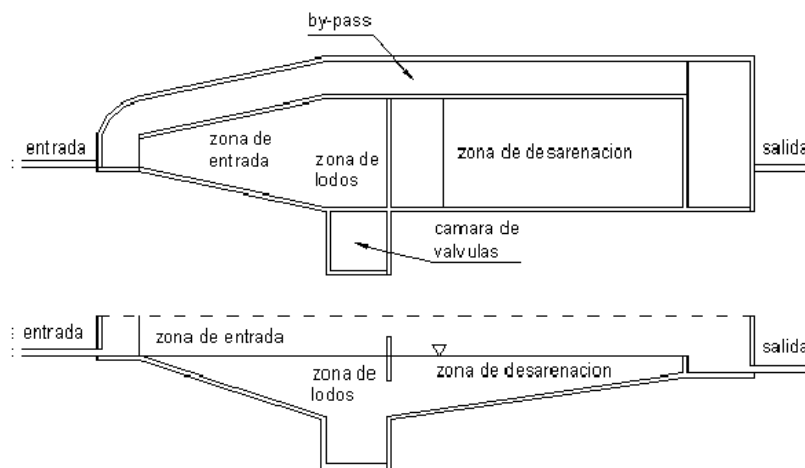


El diseño del desarenador para el proyecto será el más usado en pequeñas plantas de tratamiento por su fácil construcción y su bajo costo, por eso nos enfocaremos en el desarenador de flujo horizontal.

#### 4.3.2.1 Desarenadores de flujo horizontal

En los desarenadores de flujo horizontal, (fotografía 4.3), el agua a tratar pasa a través de la cámara en dirección horizontal y la velocidad lineal del flujo se controla con las dimensiones del canal, ubicando compuertas a la entrada para lograr una mejor distribución del flujo, o utilizando vertederos de salida con secciones especiales.

**Figura 4.3 Desarenador (planta y corte longitudinal)**



**Fotografía 4.3 Desarenador de flujo horizontal en paralelo**



**4.3.2.1.1 Zona de entrada**  
La zona de transición de con el desarenador, tiene una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad.

**entrada**  
entrada, la cual une el canal como función el conseguir

#### 4.3.2.1.2 Zona de desarenación

Cámara de sedimentación, en la cual las partículas sólidas caen al fondo por la acción de la gravedad, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección.

#### **4.3.2.1.3 Zona de salida**

Conformado por un vertedero de rebose al final de la cámara, las capas superiores son las que primero se limpian, es por esto que la salida del agua se hace por medio de un vertedero, que debe trabajar con descarga libre. Diseñado con una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada, La velocidad límite es 1 m/s., para evitar turbulencias.

#### **4.3.2.1.4 Zona de depósito y remoción de la arena**

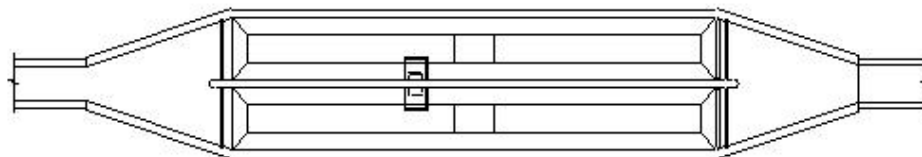
Constituida por una tolva con un gradiente del 2 al 6% que permita el deslizamiento de la arena hacia el canal de limpieza, esta gradiente no se incluye en el tirante de cálculo, si no que el volumen adicional se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas.

#### **4.3.2.2 Criterios de diseño para desarenadores de flujo horizontal**

##### **4.3.2.2.1 Número de unidades**

De acuerdo con la reglamentación nacional se dimensionan por lo menos dos desarenadores en paralelo cada uno de ellos calculado para el caudal máximo horario. Una se mantiene en operación y la otra en “stand by” para realizar la limpieza de las arenas removidas o su reparación, los desarenadores son obligatorios en las plantas que tienen sedimentadores y digestores (Tanques Imhoff, RAFA, filtros biológicos, etc.).

**Figura 4.4 Desarenador de dos unidades en paralelo (vista en planta)**



##### **4.3.2.2.2 Velocidad de flujo en los desarenadores**

En el desarenador la velocidad recomendable es del orden de 0.30 a 0.40 m/s, velocidades inferiores a 0.30 m/s causan la deposición de materia orgánica, y velocidades mayores a 0.40 m/s causan el arrastre del material sedimentado. Por esto se debe procurar controlar y mantener la velocidad de flujo alrededor de 0,30 m/s con una tolerancia de  $\pm 20\%$ .

##### **4.3.2.2.3 Área de los desarenadores**

Destinándose a la sedimentación de partículas granulares discretas, los desarenadores pueden ser dimensionados por la teoría de sedimentación de Hazen. Como la experiencia indica que las partículas de arena nocivas son las de tamaño igual o superior a 0.2 mm, cuyo peso específico es de 2.65 g/cm<sup>3</sup> y velocidad de sedimentación del orden de 2.0 cm/s. La norma nacional señala valores de tasas de aplicación de 700 a 1600 m<sup>3</sup>/ (m<sup>2</sup>.día), estos valores permiten determinar el área necesaria para los desarenadores.

#### **4.3.2.2.4 Profundidad de la lámina líquida**

En los desarenadores tipo "canal" la profundidad del agua para el caudal mínimo, medio y máximo es determinada partiendo de las condiciones de funcionamiento del controlador de velocidad. Cada vertedero tiene su ecuación que relaciona la altura del agua con el caudal.

#### **4.3.2.2.5 Angulo de transición**

El objetivo de estas obras, es reducir las pérdidas de carga debidas al cambio de sección del canal o de la pendiente del mismo. El Bureau of Reclamation, recomienda un ángulo de 12°30' en aquellas estructuras donde las pérdidas de carga deben reducirse al mínimo.

#### **4.3.2.3 Diseño hidráulico para desarenadores de flujo horizontal**

Pueden considerarse tres tipos de mecanismo o procesos de sedimentación, dependiendo de la naturaleza de los sólidos en suspensión.

- *Sedimentación discreta*: Las partículas que se depositan mantienen su individualidad, o sea, no se somete a un proceso de coalescencia con otras partículas. En este caso, las propiedades físicas de las partículas (tamaño, forma, peso específico) no cambian durante el proceso.
- *Sedimentación con floculación*: La aglomeración de las partículas va acompañada de cambios en la densidad y en la velocidad de sedimentación o precipitación.
- *Sedimentación por zonas*: Las partículas forman como un manto que sedimenta como una masa total presentando una interface distinta con la fase líquida.

#### **4.3.2.3.1 Teoría de la sedimentación discreta**

El fundamento para la sedimentación discreta es la ley de Newton, que se basa en la suposición de que las partículas son esféricas con diámetros homogéneos. Cuando una partícula sedimenta, va acelerándose hasta que las fuerzas que provocan la sedimentación, se equilibran con las resistencias o fuerzas de fricción ofrecidas por el líquido.

Si la partícula de la (Figura 4.5), ha alcanzado su velocidad final, puede escribirse el equilibrio de fuerzas correspondiente.

La fuerza que provoca la sedimentación, en este caso el peso efectivo de la partícula, es la diferencia entre su peso y el empuje hidrostático:

$$F_s = v \rho_s g - v \rho_l g = (\rho_s - \rho_l) g v$$

Donde:

$F_s$ = Es el peso efectivo de la partícula

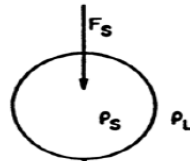
$\rho_s$ = Es la densidad de la partícula

$\rho_L$ = Es la densidad del líquido

$g$ = Es la aceleración de la gravedad

$v$ = El volumen de la partícula,  $1/6 \pi d^3$ , donde “ $d$ ” es el diámetro de la partícula esférica.

**Figura 4.5 Sedimentación de una partícula**



La fuerza de resistencia que trata de impedir la sedimentación es:

$$F_D = C_d A = \left( \frac{\rho_l V^2}{2} \right)$$

Donde:

$F_D$ = Es la fuerza de resistencia

$C_d$ = Es el coeficiente de fricción

$A$ = Es el área proyectada de la partícula;  $A = \frac{1}{4} \pi d^2$

$V$ = Es la velocidad relativa entre la partícula y el fluido.

Para las condiciones que definen la velocidad final de sedimentación, “ $F_s = F_D$ ”, con lo que las ecuaciones 4.14 y 4.15 dan:

$$(\rho_s - \rho_l) g v = C_d A = \left( \frac{\rho_l V^2}{2} \right)$$

$$\frac{(\rho_s - \rho_l)}{\rho_l} = S - 1$$

Siendo S la gravedad específica de los granos (para arenas 2,65).

$V=V_s$  = Velocidades de sedimentación

Sustituyendo  $v= 1/6 \pi d^3$ ,  $A= 1/4 \pi d^2$ , resolviendo esta ecuación para la velocidad final, se obtiene la ecuación general de sedimentación para partículas discretas que es la ley de Newton:

$$V_s = \sqrt{\frac{4 \times g \times d \times (S - 1)}{3 \times C_d}}$$

Donde:

d= Diámetro de la partícula (m.)

S= Gravedad específica de las partículas (2.65 para arenas)

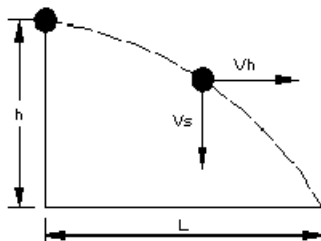
g= Aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)

$\nu$ = Viscosidad cinemática del agua (1.32x10-6 m<sup>2</sup>/s. a 10 °C en agua limpia)

$C_d$ = Coeficiente de resistencia de las partículas

El procedimiento que se presenta a continuación es válido para partículas discretas las cuales durante la sedimentación no alteran su tamaño, forma o peso es decir no existe interacción sustancial con las partículas vecinas. Un buen método de resolución consiste en determinar la velocidad de sedimentación, suponiendo que el régimen de flujo que predomina inicialmente es flujo laminar el cual es comprobado con el número de Reynolds, si lo supuesto no es correcto se prosigue con el régimen de flujo turbulento y por último se verifica al régimen de flujo en transición que es el caso más común.

**Figura 4.6 Modelo de sedimentación de una partícula de arena**



Donde:

$V_h$ = Velocidad horizontal (m/s.)

$V_s$ = Velocidad de sedimentación (m/s.)

L= Longitud específica del desarenador (m.)

h= Profundidad de sedimentación (m.)

#### 4.3.2.3.2 Determinación de la velocidad de sedimentación y velocidad horizontal

Velocidad de sedimentación

Se determina la velocidad de sedimentación de acuerdo a los criterios indicados anteriormente en relación a los diámetros de las partículas. Como primera aproximación utilizamos la ley de Stokes, sedimentación de la partícula en régimen de flujo laminar ( $Re < 1$ ), reemplazando  $C_d$  igual a  $24/Re$  en la ecuación general de sedimentación para partículas discretas se obtiene la ley de Stokes:

$$V_s = \frac{(S - 1) \times g \times d^2}{18 \times \nu}$$

Se comprueba el número de Reynolds:

$$Re = \frac{V_s \times d}{\nu}$$

En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley de Stokes ( $Re < 1$ ), se realizará un reajuste al valor de la velocidad de sedimentación ( $V_s$ ) considerando la sedimentación de la partícula en régimen turbulento ( $Re > 2000$ ) rige la ley de Newton. La cual se obtiene reemplazando el valor de  $C_d$  igual a 0.5 para granos redondos en la ecuación general de sedimentación:

$$V_s = \sqrt{2.66 \times g \times d \times (S - 1)}$$

En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley de Newton ( $Re > 2000$ ), se realizará un reajuste al valor de  $V_s$  considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición mediante la ley de Allen. Sedimentación de la partícula en régimen de flujo en transición ( $1 < Re < 2000$ )

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

**TABLA 4.6 Relación entre diámetro de las partículas y velocidad de sedimentación.**

Material	$\phi$ Limite de las partículas (cm)	# de Reynolds	Vs	Régimen	Ley Aplicable
Grava	>1.0	>10 000	100	Turbulento	$V_s = 1.82 \sqrt{dg \left( \frac{\rho_a - \rho}{\rho} \right)}$ Newton
Arena Gruesa	0.100 0.080 0.050 0.050 0.040 0.030 0.020 0.015	1 000 600 180 27 17 10 4 2	10.0 8.3 6.4 5.3 4.2 3.2 2.1 1.5	Transición	$V_s = 0.22 \left( \frac{\rho_a - \rho}{\rho} g \right)^{2/3} \left[ \frac{d}{(\mu/\rho)^{1/3}} \right]$ Allen
Arena Fina	0.010 0.008 0.006 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001	0.8 0.5 0.24 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0	0.8 0.6 0.4 0.3 0.2 0.13 0.06 0.015	Laminar	$V_s = \frac{1}{18} g \left( \frac{\rho_a - \rho}{\mu} \right) d^2$ Stokes

FUENTE: GUÍA DE DESARENADORES, UNATSABAR

Velocidad horizontal

La velocidad horizontal puede variars de 0,15 a 0,4 m/s, se aconseja utiliza una velocidad óptima para que la arena se sedimente.

Velocidad horizontal optima:

$$V_h = 0,3 \text{ m/s}$$

#### 4.3.2.3.3 Cálculo de las dimensiones del desarenador

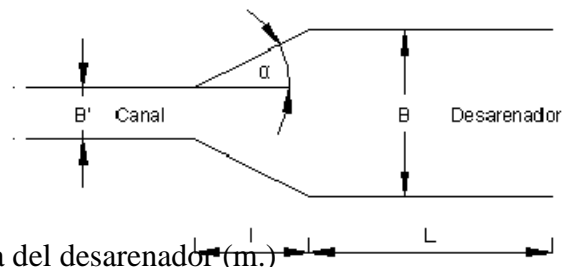
La longitud teórica del canal desarenador (L) está dada por la profundidad que requiere la velocidad de sedimentación y la velocidad horizontal, esta longitud se recomienda que sea mayor a 3 m. y menor a 25 m. dependiendo del caudal que se tenga.

Se puede emplear la siguiente ecuación aplicando la teoría de simple sedimentación:

$$L = \frac{V_h}{V_s} * y_{max}$$

Es necesario prever una longitud adicional para incluir el efecto de la turbulencia que se produce en la entrada y en la salida del canal desarenador. Metcalf & Eddy recomienda un incremento mínimo del 50 % de la longitud teórica prevista

**Figura 4.7 Esquema de un desarenador**



Donde:

\$L\$= Longitud específica del desarenador (m.)

\$l\$= Longitud de transición (m.)

\$B\$= Ancho de los dos desarenadores mas un espacio entre cada uno de 0,2 m. (m.)

\$B'\$= Ancho del canal (m.)

\$\alpha\$= Angulo de ensanchamiento gradual de la transición (grados)

$$l = \frac{B - B'}{2 \times \tan(\alpha)}$$

En el proyecto de diseño de desarenadores de flujo horizontal debe verificarse que bajo las condiciones más adversas, la partícula de arena más ligera alcance el fondo del canal antes de llegar al extremo del mismo es decir de cumplirse que:

$$15 \text{ seg} < T_d < 90 \text{ seg}$$

- El periodo teórico de retención (\$T\_d\$), es el tiempo que precisa una partícula de arena, para depositarse en el fondo del canal desde el instante que ingresa en la cámara desarenador, se denomina también tiempo de sedimentación.

Se calculan estos periodos:

$$T_d = \frac{L}{V_d}$$

#### 4.3.2.3.4 Canal Colector de arena

Volumen del canal de arena:

El canal de arena se encuentra ubicado en la parte baja del desarenador.

$$\text{Volumen} = \text{ancho} * \text{largo} * \text{alto}$$



Volumen producido de arena:

Se estima que el volumen de arena será de 0,03 m<sup>3</sup>, por cada 1000 m<sup>3</sup> de agua residual, entonces sabiendo nosotros la cantidad de agua residual a tratar, mediante la relación mencionada se puede obtener el volumen producido de arena en nuestro canal.

Número de días en que se llenara el canal de arena:

$$N^{\circ} \text{ de días} = \frac{\text{Vol. de canal de arena}}{\text{Vol. de producción de arena}}$$

Esto nos da un parámetro de cada cuantos días se deberá hacer una limpieza al canal de arena.

#### 4.3.2.3.5 Canal Parshall

Cuando las plantas de tratamiento de aguas residuales tienen desarenadores horizontales tipo gravedad, consistentes en al menos dos canales desarenadores, se requiere controlar la velocidad del flujo que pasa a través de ellos.

Normalmente, los flujos de entrada a las plantas de tratamiento de aguas son muy variables. A pesar de estas variaciones en gasto, la velocidad del flujo debe permanecer constante o casi constante en el desarenador, con un valor recomendado (generalmente 0.3 m/s), para lograr mantener esta velocidad constante, a flujos variables, se debe colocar un dispositivo de control hidráulico en cada canal, que puede ser un vertedor proporcional o por medio de canales Parshall colocados al final de cada canal desarenador.

Canal que se rige por la ecuación siguiente:

$$Q = K * (Ha)^n$$

Donde:

Q= Caudal (L/s)

K= coeficiente obtenido en función al ancho de garganta

n= coeficiente obtenido en función al ancho de garganta

Ha= Tirante de agua en el desarenador (cm)

Las medidas del canal Parshall se lo puede obtener de la siguiente tabla:

Donde:

w = ancho de garganta del canal Parshall (pulgadas)

**Tabla 4.7 – Dimensiones Típicas de Medidores Parshall**

Manual de  
de Azevedo

	W	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	2.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	33.0	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4
1"	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1½"	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2"	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3"	91.05	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4"	122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5"	152.5	192.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6"	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7"	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8"	244.0	244.0	239.2	239.2	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
<b>10"</b>	<b>305.0</b>	<b>274.5</b>	<b>427.0</b>	<b>427.0</b>	<b>475.9</b>	<b>122.0</b>	<b>91.5</b>	<b>183.0</b>	<b>15.3</b>	<b>34.3</b>

FUENTE:  
Hidráulica  
Netto

### 4.3.3

#### Tanque de sedimentación Imhoff

El tanque de sedimentación Imhoff es considerado a nivel mundial como un tratamiento preliminar ya que cumple la misma función que un desarenador, en nuestro país el tanque Imhoff es muy utilizado pero como un tratamiento primario, por lo cual este tipo de tratamiento puede ser denominado tratamiento preliminar o primario dependiendo la combinación de tratamientos que se quiera realizar y a la calidad de agua residual que queramos llegar.

Siempre que un líquido que contenga sólidos en suspensión, se encuentre en estado de relativo reposo, los sólidos de peso específico superior al del líquido tenderán a depositarse en el fondo y los de menor peso específico a ascender.

Estos principios se emplean para el diseño de los tanques de sedimentación utilizados en el tratamiento de aguas residuales. La finalidad del tratamiento por sedimentación es eliminar los sólidos fácilmente sedimentables y del material flotante.

Los tanques de sedimentación primaria contribuyen de manera importante al tratamiento del agua residual. Cuando se utilizan como único medio de tratamiento, su objetivo principal es la eliminación de:

- Sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de fango en las aguas receptoras
- Aceite libre y otras materias flotantes
- Parte de la carga orgánica vertida a las aguas receptoras.

Cuando los tanques se emplean como paso previo de tratamientos biológicos, el cual es el caso del proyecto, su función es la reducción de la carga afluyente a los reactores biológicos. Los tanques de sedimentación primaria dimensionados y operados eficientemente pueden eliminar entre el 50% y 70% de los sólidos suspendidos y entre el 25 y 40% de la DBO<sub>5</sub>.

#### **4.3.3.1 Fundamentos del diseño**

Si todos los sólidos presentes en el agua residual fueran partículas discretas de tamaño, densidad, peso específico y forma uniforme, la eficiencia de eliminación de estos sólidos dependería solamente del área superficial del tanque y del tiempo de retención. En tal caso suponiendo que las velocidades de circulación horizontales se mantuvieran por debajo de las de arrastre, la profundidad del tanque tendría poca importancia. Sin embargo en la realidad los sólidos de la mayoría de las aguas residuales no presentan características regulares debido a su naturaleza heterogénea.

### **4.4 Tratamiento Biológico**

El tratamiento biológico se caracteriza por los procesos a nivel biológico que se producen, la forma en que los microorganismos trabajan para degradar la materia orgánica y los medios de los que se valen para realizar este trabajo, entre los procesos que gobiernan este tratamiento los más importantes son los procesos aerobios y anaerobios.

#### **4.4.1 Procesos aerobios y anaerobios**

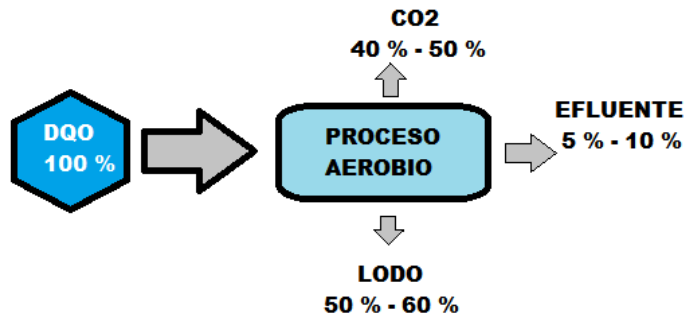
Los procesos biológicos pueden clasificarse en:

- **Procesos aerobios:** El desdoblamiento de la materia orgánica es realizado a través de procesos bioquímicos, con la intervención de enzimas producidas por las bacterias en sus funciones vitales en presencia de oxígeno disuelto. En este sistema participan bacterias aerobias o facultativas.

**Ocurre solamente cerca del 40 % a 50 % de degradación biológica, con la consecuente conversión en CO<sub>2</sub>. Se verifica una enorme incorporación de materia orgánica como biomasa microbiana (50 % a 60 %).**

El material orgánico no convertido en gas carbónico o en biomasa queda en el reactor como material no degradado (5% a 10 %)

Figura 4.8 Proceso Aerobio



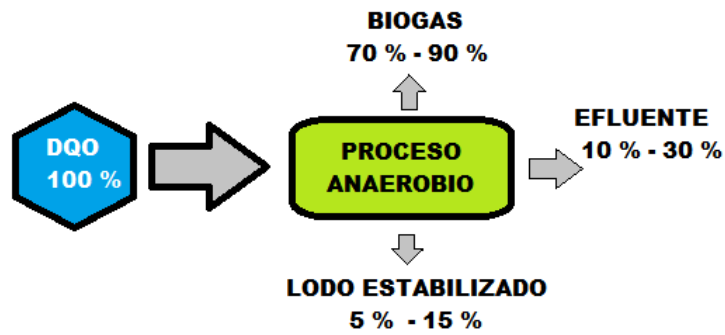
- **Procesos anaerobios:** Sistema cuyo metabolismo bacteriano se realiza en ausencia de oxígeno libre, es capaz de transformar la materia orgánica presente de las aguas residuales en lodos y biogás. Participan bacterias estrictamente anaerobias.

La mayor de la materia orgánica biodegradable presente en los desechos se convierte en biogás (70 % a 90 %) que es removido de fase líquida y deja el reactor en forma gaseosa.

Apenas una pequeña parcela es convertida en masa microbiana (5 % a 15 %) llegando a ser el lodo excedente del sistema, el lodo excedente es más concentrado y con mejores características de deshidratación.

El material no convertido en biogás o en biomasa deja el reactor como material no degradado (10 % a 30 %)

Figura 4.9 Proceso Anaerobio



- **Procesos facultativos:** La descomposición de la materia orgánica se lleva a cabo por organismos que son indiferentes en la presencia o ausencia de oxígeno disuelto. En este proceso participan bacterias aerobias, anaerobias y facultativas.
- **Procesos combinados:** Es la combinación de los procesos anteriores.

**Fotografía 4.4**

**Proceso Aerobio**



**Fotografía 4.5 Proceso Anaerobio**



#### 4.4.1.1 Microbiología del proceso aerobio

El papel clave de las bacterias es descomponer la materia orgánica producida por otros organismos vivos. Las bacterias aerobias utilizan parte de la materia orgánica del agua residual, con el fin de obtener energía para la síntesis del resto de la materia orgánica en forma de células nuevas. En tanto que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan el residuo orgánico del afluente. Por otro lado del mismo que es importante que las bacterias descompongan el residuo orgánico tan pronto como sea posible, puesto que constituye un requisito previo para la separación de los sólidos biológicos.

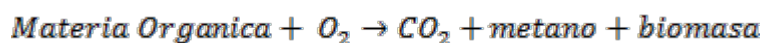
Porque en la reacción química se produce lo siguiente:



#### 4.4.1.2 Microbiología del proceso anaerobio

En este caso la conversión de la materia orgánica se producen en tres etapas, la primera es la transformación por vía enzimática. El segundo paso se llama Acidogénesis y se trata de la conversión bacteriana de los compuestos producidos en la primera etapa en compuestos intermedios identificable de menor peso molecular. El tercer paso se llama metalogénesis y se trata de la conversión bacteriana de los compuestos intermedios en productos finales más simples. Con el objeto de mantener un sistema de tratamiento anaerobio, el contenido del reactor deberá carecer de oxígeno disuelto y estar libre de metales pesados y sulfuros. Tener pH situados entre 6.5 y 7.5. El pH no debe descender por debajo de 6.2, puesto que este punto marca el límite de actividad de las bacterias formadoras de metano. Es necesario disponer de suficiente cantidad de nutriente tales como fosforo y nitrógeno.

Cabe destacar que las ventajas que ofrece el proceso anaerobio pueden ser de gran utilidad, como la generación de gas metano y poca generación de lodos ya aptos para su utilización.



#### 4.4.2 Procesos unitarios del tratamiento biológico

Los procesos biológicos de aplicación más común son:

- Proceso de lodos activados

- Lagunas aireadas
- Filtros percoladores
- Biodiscos
- Estanques de estabilización

#### 4.4.3 Sistemas biológicos de tratamiento de aguas residuales

Se define como tratamiento biológico aquellos procesos que utilizan microorganismos para realizar la degradación biológica de la materia orgánica. La remoción de DBO, la coagulación de los sólidos coloidales y la estabilización de la materia orgánica es llevada a cabo por una gran variedad de microorganismos, especialmente bacterias.

Existen varias formas de llevar a cabo el tratamiento biológico. En la (Tabla 4.10) se resumen los más importantes.

**Tabla 4.8 Proceso biológico de tratamiento de aguas residuales**

<b>Tipo de sistemas</b>	<b>Nombre del tratamiento</b>
Sistemas Biológicos No Convencionales	Lagunas de Estabilización
	Lombrifiltración
Sistemas Biológicos Convencionales	Lagunas aireadas
	Biofiltros o filtros percoladores
	Biodiscos
	Lodos activados
	Aireación extendida
	Zanjas de oxidación
	SBR
Sistemas Biológicos Innovadores	Bioreactor de membrana (MBR)
	Película fija integrada en lodos (IFAS)
	Procesos anaeróbicos

	Bioreactor de lecho fluidizado
	Lodo activado en pozo profundo
Sistemas Biológicos de Remoción de nutrientes	Remoción biológica de fósforo
	Remoción biológica de nitrógeno

Fuente: Metcalf & Eddy

#### 4.4.3.1 Sistemas biológicos no convencionales

##### 4.4.3.1.1 Lagunas de estabilización

Las lagunas de estabilización facultativas son estanques de tierra de entre 1,2 y 2,4 metros de profundidad en donde se acumulan las aguas servidas por un tiempo determinado (mayor a 20 días). La materia orgánica contenida es degradada naturalmente mediante la acción de bacterias facultativas, aerobias y anaerobias.

La capa superficial de agua contiene oxígeno disuelto debido a la aireación atmosférica y la respiración algal, lo que condiciona la existencia de microorganismos aeróbicos. La capa de fondo de la laguna contiene los depósitos de sólidos, los cuales se descomponen debido a la acción de bacterias anaeróbicas (fermentación anaeróbica). La capa intermedia es parcialmente aerobia y anaeróbica, en la que la descomposición de los residuos orgánicos la llevan a cabo las bacterias facultativas.

##### Aplicabilidad

Este tratamiento es adecuado para comunidades rurales e industrias en donde los costos de terreno no son un factor limitante. Las lagunas facultativas pueden utilizarse para tratar aguas servidas crudas, filtradas o con sedimentación primaria y aguas residuales industriales biodegradables.

##### Eficiencia del tratamiento

Las eficiencias de remoción de este tratamiento para los parámetros más importantes se muestran en la (Tabla 4.9)

**Tabla 4.9 Eficiencias de remoción de lagunas de estabilización**

Parámetro	Unidad	Eficiencia
-----------	--------	------------



<b>DBO</b>	mg/l	75-85%
<b>Sólidos totales</b>	mg/l	95%
<b>Nitrógeno</b>	mg/l	30-50%
<b>Fosforo</b>	mg/l	20-60%
<b>Coliformes fecales</b>	NMP/100 ml	60-99%

Fuente: Sperling, 1996

### Ventajas

- Bajos costos relativos de construcción y operación con respecto a otros procesos
- Operación sencilla.
- La cantidad de lodo extraído será relativamente pequeño en comparación con otros procesos convencionales.
- Bajos requerimientos de energía para sistemas diseñados para operar con flujo gravitacional.

### Desventajas

- Requiere de terrenos relativamente grandes.
- Posible proliferación de olores y vectores sanitarios.
- Rendimientos limitados en climas fríos.
- La acumulación de lodos será mayor en climas fríos
- Existen muchas variables incontrolables que afectan al proceso, como el viento, la temperatura, entre otras.

#### **4.4.3.1.2 Humedales**

Los humedales construidos son sistemas de depuración constituidos por lagunas o canales poco profundos (de menos de 1 m) plantados con vegetales propios de las zonas húmedas y en los que los procesos de descontaminación tienen lugar mediante las interacciones entre el agua, el sustrato sólido, los microorganismos, la vegetación e incluso la fauna. Los humedales construidos también se denominan humedales artificiales.

Este sistema de tratamiento es adecuado para poblaciones pequeñas con el fin de reutilizar el agua tratada en riego agrícola. Sus costos son menores a los sistemas convencionales; lodos activados, biofiltros y biodiscos (Jiménez, 2004). Los humedales construidos, son utilizados ampliamente en muchos países para el tratamiento de efluentes domésticos e industriales, ya que son de costo menor en cuanto a operación y mantenimiento se refiere.

### **Eficiencia del tratamiento**

En la (Tabla 4.10), se ven los resultados de remoción de los parámetros más importantes:

**Tabla 4.10 Eficiencia de remoción del sistema de humedales**

Parámetro	Eficiencia
<b>DBO</b>	49-96%
<b>Sólidos totales</b>	51-98%
<b>Nitrógeno</b>	12-86%
<b>Fosforo</b>	12-91%
<b>Coliformes fecales</b>	82-99%

Fuente: Crites et al, 2006

### **Ventajas**

- Efluente tratado puede ser utilizado para riego
- Efluente de buena calidad
- No emite olores, flexible en caso de variaciones de carga
- Es de fácil mantenimiento, operación y a su vez económico.

### **Desventajas**

- Requiere de terrenos relativamente grandes
- Existen variables incontrolables que afectan al proceso, como el viento, la temperatura, entre otras.

#### **4.4.3.2 Sistemas de tratamiento del tipo convencional**

Las alternativas de tratamiento del tipo convencional incluyen mecanización de los sistemas, pero utilizan menores extensiones de terreno.

##### **4.4.3.2.1 Lagunas aireadas**

El proceso de lagunaje aireado usa como reactor un depósito excavado en el terreno. El oxígeno necesario se suministra mediante difusores sumergidos o aireadores superficiales.

Existen dos tipos de lagunas aireadas: las aerobias y las facultativas. La diferencia entre ellas es que en una laguna aerobia, la totalidad de los sólidos se mantiene en suspensión gracias a la potencia de la aireación artificial, mientras que en la facultativa, la potencia entregada sólo permite introducir oxígeno necesario para el proceso, pero no asegura que todos los sólidos se mantengan en suspensión. Esto produce la generación de algas y la decantación de parte de los sólidos en la laguna, los cuales se digieren anaeróticamente en el fondo. El tiempo de retención hidráulico generalmente fluctúa entre 4 y 6 días.

### **Aplicabilidad**

Una laguna aireada es adecuada para tratar aguas servidas domésticas e industriales de baja a mediana intensidad de pequeñas y medianas poblaciones. Si bien requiere de un nivel medio-alto de espacio, éste es menor al que requiere una laguna facultativa, obteniendo mejores niveles de tratamiento.

### **Eficiencia de tratamiento**

En la (Tabla 4.11), se muestran las eficiencias alcanzadas tanto para las lagunas aireadas aerobias como para las lagunas aireadas facultativas:

**Tabla 4.11 Eficiencia lagunas aireadas aerobias**

Parámetro	Unidad	Eficiencia
<b>DBO</b>	mg/l	50-60%
<b>Nitrógeno</b>	mg/l	30-50%*
<b>Fosforo</b>	mg/l	15-25%*
<b>Coliformes fecales</b>	NMP/100 ml	60-96%

\* Solo si se diseña para remoción de nutrientes (Sperling, 1996)

Si se incluye laguna de sedimentación posterior a la laguna aireada, la remoción de DBO aumenta a 80-90% y la de sólidos suspendidos totales alcanza también bordea los 80-90%

En la tabla se muestran las eficiencias si se incluye una laguna de sedimentación.

**Tabla 4.12 Eficiencia lagunas aireadas facultativas**

Parámetro	Unidad	Eficiencia
<b>DBO</b>	mg/l	75-95%

<b>Nitrógeno</b>	mg/l	30-50%
<b>Fosforo</b>	mg/l	20-60%
<b>Coliformes fecales</b>	NMP/100 ml	60-96%

Fuente: Sperling, 1996

### **Ventajas**

- Baja producción de lodos comparado con un sistema convencional
- Proceso simple y confiable
- Puede ser operada para remover nitrógeno

### **Desventajas**

- En climas fríos se reduce la actividad biológica
- Altos requerimientos de energía a bajas condiciones de carga

#### **4.4.3.2.2 Biofiltros o filtros percoladores**

El filtro percolador consiste en un lecho formado por un medio sumamente permeable al que se le adhieren microorganismos y a través del cual percola el agua residual. La materia orgánica presente en el agua residual se degrada aeróbicamente por la acción de la población de microorganismos adherida al medio. El medio filtrante suele estar formado por piedras o diferentes materiales plásticos de relleno. Previo al biofiltro es necesario someter el agua a tratar a un tratamiento primario.

Los filtros incluyen un sistema de drenaje inferior para recoger el líquido tratado y los sólidos biológicos que se haya separado del medio. El líquido recogido pasa a un tanque de sedimentación, en el que se separan los sólidos del agua residual.

Parte del efluente es recirculado para ponerlo de nuevo en contacto con la población biológica y para diluir la concentración del agua afluente. Esta recirculación puede ser antes o después del sedimentador secundario.

### **Aplicabilidad**

Los filtros percoladores son aplicables para tratar aguas residuales domésticas e industriales. Está comprobado que los cultivos fijos a un soporte o medio son afectados en menor medida que los cultivos suspendidos ante cambios en las condiciones ambientales

por lo que este sistema sería también aplicable en zonas donde la temperatura varía bastante durante el día y durante el año.

### **Eficiencia de tratamiento**

Los filtros percoladores bien operados pueden producir un efluente con bajas concentraciones de DBO y altamente nitrificado, en la tabla 4.13 se muestran las eficiencias

**Tabla 4.13 Eficacia de remoción de biofiltros**

Parámetro	Unidad	Eficiencia
<b>DBO</b>	mg/l	65-85%
<b>Sólidos totales</b>	mg/l	60-85%
<b>Nitrógeno</b>	mg/l	15-50%
<b>Fosforo</b>	mg/l	8-12%
<b>Coliformes fecales</b>	NMP/100 ml	60-97%

Fuente: Sperling, 1996

### **Ventajas**

- Capaz de alcanzar consistentemente un efluente de muy alta calidad.
- Proceso relativamente sencillo
- Estabilidad ante variaciones de la carga y concentración afluente
- Producción de un lodo concentrado, en general bien floculado y fácil de decantar
- Bajo costo y técnica de modernización confiable
- La biomasa inmovilizada tiene una vida larga, típicamente 5 años o más.
- Aplicables a instalaciones nuevas o para modernización de plantas existentes.

### **Desventajas**

- Desarrollo de vectores sanitarios especialmente en climas cálidos o templados
- Se requiere de clarificación primaria
- Se requiere de bombeo para alimentar al filtro percolador

- Posibilidad de generar malos olores en los clarificadores primarios, el filtro percolador y las instalaciones de manejo de lodos residuales
- Operación y mantenimiento moderados, con operador capacitado.

#### 4.4.3.2.3 Lodos activados

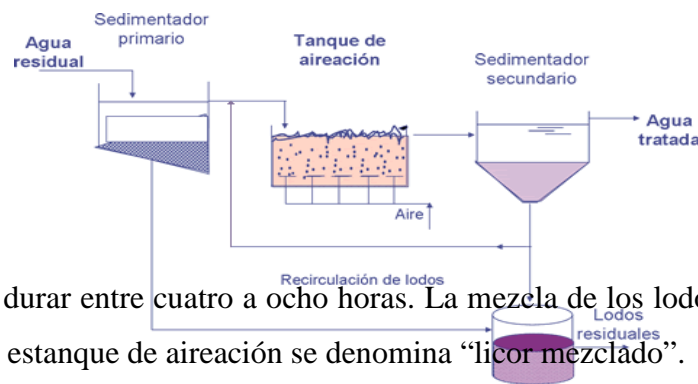
El sistema de lodos activados es el proceso biológico con cultivo en suspensión más común en el tratamiento de aguas servidas. Consiste en tres etapas: sedimentación primaria, tanque de aireación y sedimentación secundaria.

El tratamiento primario corresponde a sedimentación, donde básicamente se remueven sólidos suspendidos. Éstos sólidos generalmente están constituidos en gran parte por materia orgánica, lo que implica una reducción de la DBO particulada.

Posteriormente, el agua pasa a ser tratada con microorganismos en el tanque de aireación con el fin de degradar la DBO disuelta presente en el agua servida. En el tanque de aireación los microorganismos se mezclan completamente con las aguas servidas de manera que éstos puedan crecer y estabilizar la materia orgánica en un ambiente aeróbico.

En la siguiente figura se muestra el sistema:

**Figura 4.10 Sistema convencional de tratamiento mediante lodos activados**



Este proceso puede durar entre cuatro a ocho horas. La mezcla de los lodos activados y las aguas servidas en el estanque de aireación se denomina “licor mezclado”.

#### **Aplicabilidad**

El sistema de lodos activados puede ser utilizado tanto para aguas residuales domésticas como industriales. El proceso se puede modificar dependiendo de la calidad y cantidad del agua afluente, de la necesidad de remoción, y de las condiciones de espacio y operación.

#### **Eficiencia de tratamiento**

El efluente obtenido es de muy buena calidad si se complementa con desinfección. Las eficiencias de remoción se muestran en la (Tabla 4.14).

**Tabla 4.14 Eficiencia de remoción lodos activados**

Parámetro	Unidad	Eficiencia
<b>DBO</b>	mg/l	85-95%
<b>Sólidos totales</b>	mg/l	80-90%
<b>Nitrógeno</b>	mg/l	15-50%
<b>Fosforo</b>	mg/l	10-25%

Fuente: Metcalf & Eddy, Inc. 2003

### Ventajas

- Efluente de buena calidad utilizando poco espacio
- Adaptable a distintos tipos de agua residual

### Desventajas

- Requiere de energía eléctrica para su operación
- Requiere operador capacitado
- Proceso susceptible a producción de bulking filamentoso

#### **4.4.3.2.4 Reactores Anaerobios UASB**

Desarrollado por el Dr. Gatze Lettinga (1970) en la universidad de Wageningen (Holanda), inspirado en las publicaciones del Dr. Perry Mc Carty de Stanford, EE.UU. Consiste en un tanque de sección normalmente rectangular, cuyo caudal afluente es distribuido en la sección inferior, mediante un sistema de tuberías evitando así la utilización de la mezcla mecánica, y en la parte superior del mismo cuenta con un sistema de separación de fases gas - sólido - líquido. El corazón biológico del proceso es el manto de lodos, donde se lleva a cabo la transformación bioquímica de la materia orgánica contaminante, aglomerándola en gránulos o "pelotillas" con una actividad metanogénica muy elevada, la biomasa desarrollada debe presentar buena sedimentabilidad para no ser evacuada del digestor.

El proceso requiere para un adecuado funcionamiento, de control de factores como: pH, temperatura, nitrógeno, fosforo y sulfatos.

### **Aplicabilidad**

Los reactores UASB son aplicables para tratar aguas residuales domesticas e industriales. Está comprobado que tienen mejor funcionamiento en zonas tropicales por lo que no es aconsejable en zonas de bajas temperaturas, las condiciones ambientales de temperatura es un factor fundamental.

### **Eficiencia de tratamiento**

Los reactores anaerobios de flujo ascendente bien operados pueden producir un efluente con bajas concentraciones de DBO y DQO, en la tabla 4.15 se muestran las eficiencias

**Tabla 4.15 Eficiencia de remoción de reactor UASB**

Parámetro	Unidad	Eficiencia
<b>DBO</b>	mg/l	65-85%
<b>DQO</b>	mg/l	60-75%
<b>Sólidos totales</b>	mg/l	80-90%

Fuente: Carlos Augusto de Lemos Chernicharo

### **Ventajas**

- Sistema compacto, con baja demanda de área.
- Bajo costo de implantación y de operación.
- Baja producción de lodo.
- Bajo consumo de energía.
- Satisfactoria eficiencia de remoción de DBO/DQO, de orden de 65 a 75%
- Buena deshidratación de lodo.

### **Desventajas**

- Posibilidad de emanación de malos olores.
- Baja capacidad del sistema en tolerar cargas toxicas.
- Elevado intervalo de tiempo necesario para la partida del sistema.
- Necesidad de una etapa de pos-tratamiento

#### **4.4.3.3 Sistemas innovadores**



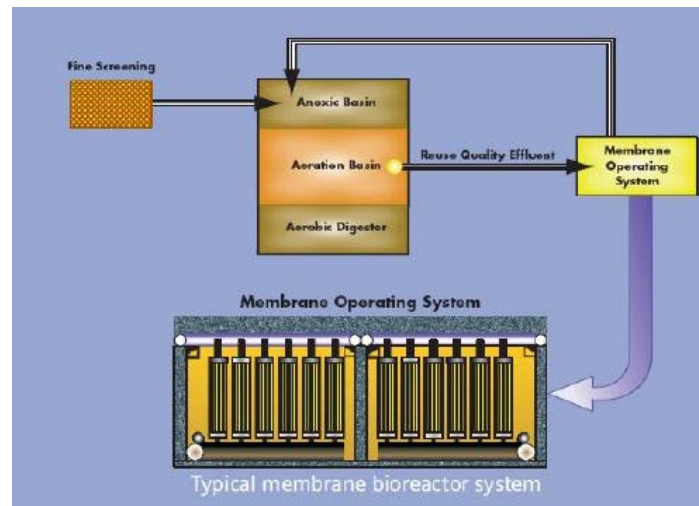
Los sistemas innovadores corresponden a tecnologías que han sido probadas a escala de demostración, que han estado disponibles e implementadas en Estados Unidos por menos cinco años o que tienen un nivel de uso inicial. De un informe de la U.S. Environmental Protection Agency (U.S. EPA) se señala una de estas tecnologías, la cual se describe a continuación (EPA-US, Emerging Technologies for Wastewater Treatment and In-Plant Wet Weather Management, 2008).

#### 4.4.3.3.1 Bioreactor de membrana (MBR)

El sistema bioreactor de membranas (MBR) consiste en un reactor biológico, en el cual se degrada la materia orgánica, seguido de membranas que separan los sólidos mediante filtración. Estas membranas reemplazan el uso de sedimentadores secundarios, comúnmente usados en procesos convencionales.

El uso de membranas (Figura 4.11), en vez de clarificadores tiene como consecuencia un lodo activado con mayor concentración de biomasa (mayores SSLM), lo que permite el uso de bioreactores más pequeños.

**Figura 4.11 Sistema MBR con membranas sumergidas (EPA-US, Wastewater Management Fact Sheet: Membrane Bioreactors, 2007)**



#### Aplicabilidad

La alta calidad de los efluentes producidos por el sistema MBR es interesante en zonas en donde se reutilizan las aguas tratadas o donde éstas son descargadas en superficies que requieren alta remoción de nutrientes y bacterias.

#### Eficiencia del tratamiento

En la (Tabla 4.16), se ven los resultados de remoción de los parámetros más importantes:

**Tabla 4.16 Eficiencia de remoción del sistema MBR**

Parámetro	Eficiencia
<b>DBO</b>	95-99%
<b>Sólidos totales</b>	95-98%
<b>Nitrógeno</b>	94-99%
<b>Fosforo</b>	95-98%
<b>Coliformes fecales</b>	90-99%

Fuente: EPA-US, Wastewater Management Fact Sheet: Membrane Bioreactors, 2007

### **Ventajas**

- Excelente calidad del efluente
- El sistemas además de remover materia orgánica y sólidos suspendidos, remueve nutrientes y bacterias
- El espacio requerido es menor que en un tratamiento con lodos activados
- Facilidad de automatización

### **Desventajas**

- Las membranas tienen un alto costo de inversión y de mantención
- Altos requerimientos de energía

#### **4.4.3.4 Sistemas biológicos para remoción de nutrientes**

Para tratar aguas residuales con alto contenido de fósforo y nitrógeno (nutrientes más comunes en aguas de desecho), los sistemas biológicos comunes no son suficientes, por lo que se deben usar sistemas que estén diseñados específicamente para la remoción de nutrientes.

El funcionamiento de estos sistemas se basa en la combinación de reactores aeróbicos, anaeróbicos y/o anóxicos para promover la nitrificación, desnitrificación y/o remoción de fósforo, con lo cual se obtiene un efluente con bajo nivel de nutrientes.

#### **4.4.4 Selección del tratamiento primario y secundario**

Una vez hecho una descripción general de las distintas alternativas que comprende el tratamiento secundario o biológico, es conveniente enfocarnos a una sola de ellas sobre la cual se desarrollara el resto de este proyecto. Para esto se deben tomar en cuenta a que es lo que se quiere llegar con el efluente y que disponibilidad de espacio tenemos.

Con la finalidad de conocer qué tipo de sistema ofrece mayor número de beneficios, posibilidades factibles de construcción, mantenimiento y operación, a continuación se muestra un análisis comparativo de los procesos comúnmente utilizados en el tratamiento de agua residual Tabla 4.17, así como la comparación de las eficiencias (en términos de DQO) de remoción, en ciertos tiempos de retención hidráulico de algunos sistemas de tratamiento anaerobio.

**Tabla 4.17 Análisis comparativo de los procesos comúnmente utilizados en el tratamiento de aguas residuales.**

	<b>Laguna Anaerobia</b>	<b>Tanque Séptico</b>	<b>Lodos Activados</b>	<b>UASB</b>
% Remoción	Buena	Mala	Muy buena	Buena
Sólidos Suspendidos	90	50	>95	85
Material orgánico	90	50	>98	85
Nutrientes	20	20	>95	20
Patógenos	99	90	>95	90
Costos	Buena	Mala	Mala	Muy buena
Construcción (\$/hab.)	25	100	50	15
Mantenimiento (\$/hab.)	2	5	5	2
Tamaño	Mala	Mala	Buena	Muy

				buena
Profundidad	1	2	4	5
Área (m <sup>2</sup> /hab.)	3	0.2	0.03	0.01
Tiempo de retención hidráulico	20 - 30 días	2 - 10 días	12 - 24 hrs.	4 - 8 hrs.
Volumen (m <sup>3</sup> /hab.)	3 - 4	—	75 - 150 lts.	25-50 lts.
Estabilidad	Buena	Buena	Mala	Buena
Simplicidad	Muy buena	Muy buena	Mala	Muy buena
Inconvenientes	Olor, insectos, mal aspecto al paisaje	Olor, mantenimiento, disposición del efluente	Lodo	Olor
<b>Fuente:</b> Diseño teórico de un reactor híbrido mediante sistemas no convencionales para el tratamiento de aguas residuales. Pérez Yadira, Villegas Omar.				

A partir de las comparaciones anteriores se observa que en la tabla, los sistemas que ofrecen buenas eficiencias de remoción, son UASB (85%), lagunas anaerobias (90%) y lodos activados (>95%). Sin embargo, el proceso de lodos activados requiere de altos costos de construcción, operación complicada, el lodo de purga necesita tratamiento posterior, además que no tiene estabilidad frente a interrupciones de energía eléctrica y de alimentación; el sistema de laguna anaerobia requiere de un área bastante mayor respecto a otros procesos, además de tener un tiempo de retención hidráulico muy largo. Al contrario el reactor UASB, ofrece una eficiencia aceptable, buena estabilidad, operación sencilla y costos de construcción/mantenimiento económicos.

También en noviembre del 2008 se realizó un proyecto llamado: “SANEAMIENTO DEL RÍO GUADALQUIVIR Y MANEJO INTEGRAL DE RECURSOS HÍDRICOS DEL VALLE CENTRAL DE TARIJA”, donde se realizó alternativas de solución al diseño de la planta de tratamiento en la ciudad, comparando cuatro de los tratamientos más usados.

#### CUADRO 4.1 Características Principales de Cuatro Tecnologías de Tratamiento de Aguas Residuales

<p><b>Lagunas de Oxidación</b> Principales ventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Alto rendimiento de DBO/DQO;</li> <li>- Alto rendimiento remoción de patógenos;</li> <li>- Operación simple;</li> <li>- Bajo costo de construcción y operación.</li> </ul> <p>Principales desventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Requiere una superficie grande: 135 ha para el caso de Tarija (2030);</li> <li>- Bajo rendimiento en remoción de nutrientes (N &amp; P);</li> <li>- Malos olores, difícilmente de controlar por las características climáticas de Tarija con cambios bruscos de la presión atmosférica y temperatura.</li> </ul> <p><b>Lodos Activados (Carrusel)</b> Principales ventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Sistema relativamente compacto;</li> <li>- Alto rendimiento (DBO/DQO);</li> <li>- Alto rendimiento remoción de nutrientes (N &amp; P);</li> <li>- Amplia experiencia a nivel mundial.</li> </ul> <p>Principales desventajas:</p>	 
<p><b>Bio-filtración en dos pasos: tanques de alto y bajo carga</b> Principales ventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Sistema compacto y modular ;</li> <li>- Buen rendimiento (BOD/DQO); dentro de las normas;</li> <li>- Operación relativamente simple;</li> <li>- Energía neutral y bajo costo de operación;</li> <li>- Manejo simple de los lodos residuales;</li> <li>- Efluente apto para riego: contiene N &amp; P.</li> </ul> <p>Principales desventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Moderado a bajo rendimiento remoción de patógenos;</li> <li>- Ocasionalmente malos olores (manejaable).</li> </ul> <p><b>Combinación UASB y Bio-filtración</b> Principales ventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Sistema compacto y modular; requiere 5-7 ha en el caso de Tarija (2030);</li> <li>- Buen rendimiento (DBO/DQO) que depende de la temperatura ambiental;</li> <li>- Operación relativamente simple;</li> <li>- Energía neutral y bajo costo de operación;</li> <li>- Manejo simple de los lodos residuales;</li> <li>- Efluente apto para riego: contiene N &amp; P.</li> </ul> <p>Principales desventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Moderado a bajo rendimiento remoción de patógenos;</li> <li>- Ocasionalmente malos olores (manejaable).</li> </ul>	 

FUENT  
E:  
GIRH  
TARIJA

**TABLA 4.18 Selección de la Opción Tecnológica más Apropriadada para Tarija**

	<i>Lagunas de Oxidación</i>	<i>Lodos Activados</i>	<i>Bio-filtración</i>	<i>UASB-Biofiltración</i>
<i>Espacio</i>	No opción: sitio es demasiado pequeño	Muy difícil de realizar en La Pintada	Apto para La Pintada, pero requiere obras de aplanación	Apto para La Pintada, incl. para una extensión con un modulo adicional
<i>BOD remoción</i>	Suficiente	Suficiente	Suficiente	Suficiente
<i>Remoción N&amp;P</i>	No necesario: re-uso	No necesario: re-uso	No necesario: re-uso	No necesario: re-uso
<i>Seguridad bacteriológica efluente</i>	Suficiente	Requiere post tratamiento	Requiere post tratamiento	Requiere post tratamiento
<i>Eficiencia (rendimiento)</i>	Aceptable	Aceptable	Aceptable	Bajo rendimiento durante periodos frios
<i>Problemas de males olores</i>	No-aceptable	Aceptables	Aceptables	Aceptables
<i>Digestión de lodos</i>	Simple y barato	Complejo y costoso	Relativamente complejo	Simple y barato
<i>Seguridad de operación</i>	Operación segura	Requiere una continua provisión de electricidad sin interrupciones	Relativamente segura; energía neutra	Relativamente segura; energía neutra
<i>Inversión inicial</i>	Bajo	Alto	Medio	Medio
<i>Costo de operación</i>	Bajo	Alto	Medio	Bajo
<i>Simplicidad de operación</i>	Opción más simple	Relativamente simple	Relativamente simple	Relativamente simple

Por lo  
se ve

que

FUENTE: GIRH TARIJA

conveniente escoger como proceso principal de la planta de tratamiento el reactor anaerobio UASB combinado con el Biofiltro Percolador.

A continuación se explicara más a detalle el tratamiento elegido.

#### **4.4.5 Reactores anaerobios UASB**

La digestión anaerobia representa un sistema ecológico delicadamente balanceado, donde cada microorganismo tiene una función esencial.

Las bacterias metanogénicas desempeñan dos funciones principales:

- Producen metano (gas insoluble), posibilitando la remoción de carbono orgánico de ambiente anaerobio.
- Utilizan el hidrogeno, favoreciendo el ambiente para que las bacterias acidogénicas fermentan compuestos orgánicos con la producción de ácido acético, el cual es convertido en metano.

La digestión anaerobia de compuestos orgánicos complejos es normalmente considerada un proceso de dos estados:

- Primer estado: Un grupo de bacterias anaerobias, denominadas formadoras fermentativas, convierten los organismos complejos en otros compuestos. Compuestos orgánicos complejos como: Carbohidratos, Proteínas y Lípidos son *hidrolizados*, fermentados e biológicamente convertidos en materiales orgánicos más simples, principalmente en ácidos volátiles.
- Segundo estado: Ocurre la conversión de los ácidos orgánicos, gas carbónico e hidrogeno en productos finales gaseosos, metano y gas carbónico. Esta conversión es efectuada por un grupo especial de bacterias, denominadas *formadoras de metano* las cuales son estrictamente anaerobias.

#### **4.4.5.1 Microbiología del reactor anaerobio UASB**

La digestión anaerobia puede ser considerada como un ecosistema donde los diversos grupos de microorganismos trabajan interactivamente en la conversión de materia orgánica compleja en metano (CH<sub>4</sub>), gas carbónico (CO<sub>2</sub>), agua (H<sub>2</sub>O), gas sulfhídrico (H<sub>2</sub>S), amoniacó (NH<sub>3</sub>) y además de nuevas células.

Los microorganismos que participan en el proceso de descomposición anaerobia pueden ser divididos en 3 importantes grupos de bacterias, con comportamiento fisiológico distinto.

- 1<sup>er</sup> grupo: compuesto por bacterias fermentativas, que transforman por Hidrolisis, los polímeros en monómeros, y estos en acetatos, hidrogeno, dióxido de carbono, ácidos orgánicos de cadena corta, aminoácidos y otros productos como glucosa.
- 2<sup>do</sup> grupo: formado por bacterias acetogénicas, productoras de hidrogeno, el cual convierte los productos generados por el primer grupo (Aminoácidos, azúcares, ácidos orgánicos y alcoholes) en acetato, hidrogeno y dióxido de carbono.
- 3<sup>er</sup> grupo: Los productos finales del segundo grupo son los sustratos esenciales para este grupo, que a su vez se constituyen en dos grupos de bacterias metanogénicas. Un grupo usa el acetato, transformándolo en metano y dióxido de carbono, el otro grupo produce metano, a través de la producción de dióxido de carbono.

##### **4.4.5.1.1 Fases principales**

###### **4.4.5.1.1.1 Hidrolisis**

La primera fase de degradación anaerobia consiste en la hidrólisis de materiales orgánicos complejos (polímeros), en materiales disueltos más simples (moléculas menores). Esta conversión de materiales particuladas en disueltos es conseguida a través de la acción de exoenzimas excretadas por las bacterias fermentativas hidrolíticas, en lo anaerobio la hidrólisis ocurre de forma lenta.

#### **4.4.5.1.1.2 Acidogénesis**

Los productos solubles después de la fase de Hidrólisis son metabolizados en el interior de las células de las bacterias fermentativas, siendo convertidas en compuestos más simples.

Los compuestos producidos incluyen ácidos grasos volátiles, alcoholes, ácido láctico, gas carbónico, hidrógeno, amoníaco, sulfuro de hidrógeno y nuevas células bacterianas.

Como los ácidos grasos volátiles son el principal producto de los organismos fermentativos, estos son designados como bacterias fermentativas acidogénicas.

#### **4.4.5.1.1.3 Acetogénesis**

Las bacterias acetogénicas son responsables por la oxidación de los productos de los productos generados en la fase acidogénica en sustrato apropiado para las bacterias metanogénicas. De esa forma las bacterias acetogénicas hacen parte de un grupo metabólico intermediario que produce sustrato para las metanogénicas.

Los productos generados por las acetogénicas son Hidrógeno, Dióxido de carbono y Acetato.

#### **4.4.5.1.1.4 Metanogénesis**

La etapa final de la degradación anaerobia de compuestos orgánicos en metano y dióxido de carbono es efectuado por las bacterias metanogénicas, estas utilizan un limitado número de sustratos comprendiendo ácido acético, hidrógeno, dióxido de carbono, ácido fórmico, metanol y monóxido de carbono.

Las metanogénicas son divididas en dos grupos, ambas forman metano una a partir de ácido acético o metanol y la otra a partir de hidrógeno y dióxido de carbono.

- Metanogénicas acetoclásticas (bacterias utilizadoras de acetato).
- Metanogénicas Hidrogenotráficas (bacterias utilizadoras de hidrógeno).



Dependiendo de la composición química del desecho a ser tratado, existe una quinta fase. Desechos que contengan compuestos de azufre son sometidos a fase de Sulfurogénesis (reducción de sulfato y formación de sulfuros)

#### **4.4.5.1.1.5 Sulfurogénesis**

La producción de sulfuros es un proceso en el cual el sulfato y otros compuestos a base de azufre son utilizados como aceptantes de electrones durante la oxidación de compuestos orgánicos.

Este proceso de reducción de sulfatos o sulfitos a través de la acción de un grupo de bacterias anaerobias estrictas llamadas bacterias reductoras de sulfato.

#### **4.4.5.2 Requisitos ambientales necesarios**

Las condiciones nutricionales y físicas proporcionan la selección de los organismos más adaptados con el ambiente.

Tanto las características físicas del ambiente, como las químicas, influyen en el crecimiento microbiano.

Los factores físicos en general actúan como agentes selectivos, en cuanto a los factores químicos pueden ser o no ser selectivos. Algunos elementos como el Nitrógeno y Carbono pueden ser muy importantes en la selección de especies predominantes.

Los principales requisitos ambientales de la digestión anaerobia son:

##### **4.4.5.2.1 Nutrientes**

Las necesidades nutricionales de las poblaciones microbianas desarrolladas en los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales son usualmente establecidas a partir de la composición química de las células microbianas.

Tal consideración se basa en el dato de que casi todas las células vivas son formadas por tipos similares de compuestos y que estos presentan composiciones químicas similares.

**Tabla 4.19 Composición Química de Bacterias Metanogénicas**

<b>Macronutrientes</b>	<b>Micronutrientes</b>
------------------------	------------------------

Elemento	Concentración (g/Kg SST)	Elemento	Concentración (mg/Kg SST)
Nitrógeno	65	Hierro	1800
Fosforo	15	Níquel	100
Azufre	10	Molibdeno	60
Calcio	4	Zinc	60
Magnesio	3	Manganeso	20
		Cobre	10

FUENTE: Lettinga et al. (1996)

En aguas residuales domesticas generalmente presentan todos los tipos apropiados de nutrientes en concentraciones adecuadas, proviniendo de esa forma el ambiente ideal para el crecimiento, sin limitaciones para el proceso de digestión anaerobia.

Los siguientes nutrientes, en orden decreciente de importancia son los necesarios para la estimulación nutricional de bacterias metanogénicas:

- Nitrógeno.- Generalmente el nitrógeno es el nutriente inorgánico requerido en mayores concentraciones para el crecimiento de microorganismos.

En condiciones anaerobias, el nitrógeno en las formas de nitrito y nitrato no se encuentran disponible para el crecimiento bacteriano, una vez que este es reducido a nitrógeno gas es liberado en la atmosfera. El amoniaco y la porción de nitrógeno orgánico liberado durante la degradación son las principales fuentes de nitrógeno utilizada por los microorganismos

- Fosforo.- La incorporación microbiana de fosforo en la digestión anaerobia ha sido reportada como aproximadamente 1/5 a 1/7 de aquella establecida para el nitrógeno.
- Azufre.- La mayoría de las bacterias metanogénicas utiliza el sulfato como fuente de azufre, aunque algunas pueden utilizar el aminoácido llamado cisteína.

En general, la concentración de sulfatos en las aguas residuales domesticas es suficiente para proveer el azufre necesario al crecimiento bacteriano, que es requerido en cantidades relativamente pequeñas.

#### 4.4.5.2.2 Temperatura

De los factores físicos que afectan al crecimiento microbiano, la temperatura es uno de los más importantes en la selección de las especies. Los microorganismos no poseen medios de

controlar su temperatura interna y de esa forma la temperatura en el interior de la célula es determinada por la temperatura ambiente externa.

Tres fases de temperatura pueden ser asociadas al crecimiento microbiano en la mayoría de los procesos biológicos.

- Fase psicrófila: entre 0 a aproximadamente 20 °C
- Fase mesófila: entre 20 a aproximadamente 45 °C
- Fase termófila: entre 45 a 70 °C y arriba

En cada una de estas tres fases, donde el crecimiento microbiano es posible, son normalmente referenciados tres valores de temperatura para caracterizar el crecimiento de las especies de microorganismos.

- Temperatura mínima, debajo de la cual el crecimiento no es posible.
- Temperatura óptima, donde el crecimiento es máximo.
- Temperatura máxima, arriba de la cual el crecimiento también no es posible.

Las temperaturas mínimas y máximas definen los límites de fase en que el crecimiento es posible.

#### **4.4.5.2.3 pH, alcalinidad y ácidos volátiles**

Estos tres factores ambientales son íntimamente relacionados entre sí, siendo igualmente importantes para el control y la operación adecuada de los procesos anaerobios.

Las bacterias productoras de metano tienen un crecimiento óptimo en la fase de pH entre 6,6 a 7,4, aunque se puede conseguir estabilidad en la formación de metano en una fase más amplia de pH, entre 6 a 8. Valores de pH debajo de 6 y arriba de 8,3 deben ser evitados.

#### **4.4.5.2.4 Materiales tóxicos y su control**

La adecuada degradación de las aguas residuales orgánicas por cualquier proceso biológico depende de la manutención de un ambiente favorable para los microorganismos, incluyendo el control o la eliminación de los materiales tóxicos.

Existen diversos compuestos orgánicos e inorgánicos que pueden ser tóxicos o inhibidores al proceso anaerobio, aunque el efecto general resultante de la adición de la mayoría de estos puede variar de estimulante tóxico.

- Toxicidad por sales.- La toxicidad por sales es normalmente asociada al catión y no al anión de la sal.
- Toxicidad por el amoniaco.- Normalmente la presencia del bicarbonato de amonio, resultante de la digestión de residuos ricos en compuestos proteicos o urea, es benéfica al digestor como fuente de nitrógeno
- Toxicidad por el sulfato.- La toxicidad por el sulfato es un problema potencial en el tratamiento anaerobio, primeramente debido a la reducción biológica de los sulfatos y otros compuestos orgánicos que contienen azufre, como también por la degradación anaerobia de compuestos ricos en proteína.
- Toxicidad por metales pesados.- Elementos y compuestos tóxicos como cromo, cromatos, níquel, zinc, cobre, arsénio, entre otros son clasificados como toxinas inorgánicas altamente tóxicas.

Uno de los procedimientos más eficaces para controlar la toxicidad por metales pesados es la adición de cantidades suficientes de sulfato para precipitar los metales.

#### **4.4.5.3 Principios del proceso**

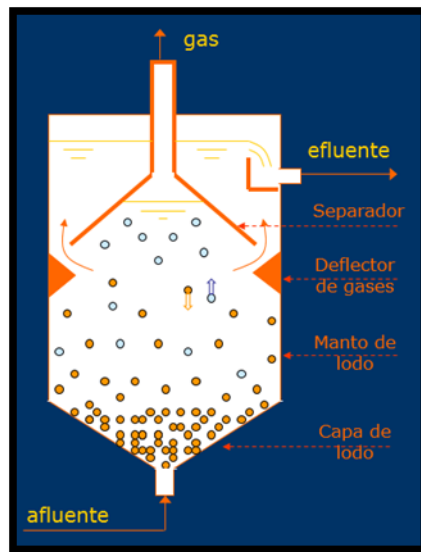
Se procede inicialmente la inoculación del reactor con cantidades suficientes de lodo anaerobio, iniciándose en seguida a su alimentación en baja tasa en modo ascendente. Este periodo inicial es referido como start up o partida del sistema, constituyéndose en la fase más importante de operación del reactor. La tasa de alimentación del reactor debe ser aumentada progresivamente, de acuerdo con el suceso de respuesta del sistema, ocurriendo después de algunos meses de operación, el desenvolvimiento de un lecho de lodo bastante concentrado (4% a 10%, o sea, en torno de 40000 a 100000 mg ST/l) junto al fondo del reactor.

Encima del lecho de lodos se desenvuelve una zona de crecimiento bacteriano más disperso, denominada manta de lodos, la concentración de lodo en esa zona usualmente varía entre 1,5 a 3%. El sistema es auto-mezclado por el movimiento ascendente de las burbujas de biogás y del flujo de aguas residuales a través del reactor.

Con el movimiento ascendente de las burbujas de gas, ocurre el arrastre de lodo, siendo necesaria la instalación de un separador trifásico (gases, sólidos y líquidos) en la parte superior del reactor de tal forma permite la retención y el retorno de lodos. En el entorno y encima del separador trifásico se configura una cámara de sedimentación donde el lodo más

pesado es removido de la masa líquida y retornado al compartimiento de digestión, mientras las partículas más leves son perdidas del sistema juntamente con el efluente final. Los reactores UASB presentan elevados tiempos de residencia celular (edad del lodo), bastante superiores a los tiempos de retención hidráulica, el que es una característica de los sistemas anaerobios de alta carga. Las edades de lodo verificadas en el reactor UASB son usualmente superiores de 30 días, proporcionando que el lodo excedente descartado del sistema ya se encuentre estabilizado.

**Figura 4.12 Diseño Esquemático de un Reactor UASB**



#### 4.4.5.4 Criterios y reactor UASB

Uno de los aspectos más anaerobio a través de

lodo es su habilidad en desenvolver y mantener un lodo de elevada actividad y de excelentes características de sedimentación. Para que eso ocurra diversas medidas deben ser observadas en relación al proyecto y la operación del sistema.

Seguidamente se presenta los principales criterios de proyecto para reactores tratando desechos orgánicos de característica doméstica o industrial. Para determinados tipos de efluentes, criterios específicos deberán ser adoptados, en función de la concentración de aguas residuales del afluente, de la presencia de sustancias tóxicas, de la cantidad de sólidos inertes y biodegradables, etc.

##### 4.4.5.4.1 Carga orgánica volumétrica

Se define carga orgánica volumétrica como la cantidad (masa) de materia orgánica aplicada diariamente al reactor, por unidad de volumen del mismo:

$$COV = \frac{Q * C}{V}$$

#### parámetros del

importantes del proceso reactores de manta de

Donde:

COV = Carga orgánica volumétrica, oscila entre 2,5 – 3 Kg DQO/ m<sup>3</sup>\*d

Para agua residual domestica COV= 2,5 Kg DQO/ m<sup>3</sup>\*d

Q = Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/d)

C = Concentración de contaminantes DQO afluente (Kg DQO/ m<sup>3</sup>)

V = Volumen útil del digestor (m<sup>3</sup>)

#### 4.4.5.4.2 Carga hidráulica volumétrica y tiempo de retención hidráulica

La carga hidráulica volumétrica equivale al inverso del tiempo de retención hidráulica en el reactor. Puede ser como cantidad (volumen) de aguas residuales aplicadas diariamente al reactor, por unidad de volumen del mismo.

✓ Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)

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

Donde:

V = Volumen útil del reactor (m<sup>3</sup>)

Q = Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/d)

✓ Carga hidráulica Volumétrica (CHV)

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

La carga hidráulica volumétrica debe tener un valor menor a  $5 \frac{m^3}{m^3 \cdot día}$ ,

#### 4.4.5.4.3 Carga Biológica (Carga de lodo)

La carga biológica o carga de lodo se refiere a la cantidad de (masa) de materia orgánica aplicada diariamente al reactor, por unidad de biomasa presente en el mismo.

$$CB = \frac{Q * C}{M}$$

Donde:

Q = caudal de diseño (m<sup>3</sup>/día)

C = Concentración de DQO (Kg DQO/m<sup>3</sup>)

M = Masa de microorganismos presentes en el reactor (Kg SVT/m<sup>3</sup>)

CB = Carga biológica (kg DQO/kg SVT\* día)

Experiencias indican un CB = 0,3 kg DQO/kg SVT\* día

#### 4.4.5.4.4 Velocidad superficial del flujo

La velocidad superficial o ascensional del flujo es calculada a partir de la relación entre el caudal afluente y la sección transversal del reactor.

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

$$V = \frac{H}{TRH}$$

Donde:

V= velocidad superficial de flujo o ascensional (m/h)

Q= Caudal (m<sup>3</sup>/h)

A= Área de la sección transversal del reactor (m<sup>2</sup>)

La velocidad ascensional debe tener un valor entre 0,5 a 0,7 m/h para el caudal medio.

#### 4.4.5.4.5 Sistema de distribución del afluente

Para conseguir una buena eficiencia de los reactores de manta de lodo es esencial que el sustrato afluente sea distribuido uniformemente en la parte inferior de los reactores, de forma de garantizar un contacto íntimo entre la biomasa y el sustrato. Para que eso ocurra y para que sea sacado el mayor provecho de la biomasa presente en los reactores, es esencial, que sean evitados los caminos preferenciales (corto circuitos) a través del lecho de lodo.

- Compartimiento de distribución

En los reactores UASB, la garantía de la distribución equitativa del afluente es muy importante, a fin de garantizar un mejor régimen de mezcla y una disminución de la ocurrencia de zonas muertas del lecho de lodo, también en algunos proyectos son previstos de canales de distribución no compartimentados, de forma de individualizar los tubos distribuidores.

- Tubos de distribución

El camino de las aguas residuales desde los compartimientos de distribución hasta el fondo del reactor es hecho a través de tubos de distribución.

Los principales requisitos para estos tubos son:

- a) El diámetro debe ser grande y suficiente para proporcionar una velocidad descendente de las aguas residuales inferior a 0,2 m/s, de forma que las burbujas eventualmente arrastradas para adentro del tubo pueden hacer el curso ascensional. Este requisito de velocidad es usualmente atendido cuando los tubos tienen un diámetro de 75 mm.
- b) El diámetro debe ser grande pero bastante para evitar que los sólidos presentes en las aguas residuales del afluente provoquen la obstrucción frecuente de los tubos. La experiencia indica que los tubos de distribución con diámetros de 75 y 100 mm atienden satisfactoriamente estos requisitos.

- Número de distribuidores

Conforme mencionado anteriormente, la correcta distribución de aguas residuales, de modo a garantizar un contacto efectivo con la biomasa presente en el reactor, constituyéndose en uno de los aspectos más importantes para el correcto funcionamiento del reactor.

$$N_d = \frac{A}{A_d}$$

Donde:

A= Área de la sección transversal del reactor (m<sup>2</sup>)

A<sub>d</sub>= Área de influencia de cada distribuidor (m<sup>2</sup>)

N<sub>d</sub>= Número de distribuidores

#### 4.4.5.4.6 Separador de gases, sólidos y líquidos (GLS)

El separador de gases, sólidos y líquidos (separador trifásico) es un dispositivo esencial que necesita ser instalado en la parte superior del reactor. El principal objetivo de este separador es la obtención de lodo anaerobio dentro del reactor, posibilitando que el sistema sea operado con elevados tiempos de retención de sólidos (Edad de lodo elevada).

- Separación de los gases



El proyecto del dispositivo de separación de gas, sólidos y líquidos depende de cierta forma, de las características de agua residuales, del tipo de lodo presente en el reactor, de la carga orgánica aplicada, de la producción esperada de biogás y de las dimensiones del reactor.

$$T_{gas} = \frac{Q_{gas}}{A_i}$$

Donde:

$T_{gas}$  = Tasa de liberación de gas = 1 a 3 o 5 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d

$Q_{gas}$  = Producción esperada de biogás (m<sup>3</sup>/h)

$A_i$  = Área de interfase GLS (m<sup>2</sup>)

Producción de biogás

$$DQO_{CH_4} = Q (DQO_{Aflu} - DQO_{Eflu}) - Y_{Lodo} * Q * DQO_{Aflu}$$

Donde:

$Y_{Lodo}$  = Coeficiente de producción de sólidos en el sistema

$Y_{Lodo}$  = 0,11 a 0,23 Kg DQO<sub>lodo</sub>/Kg DQO aplicada = 0,2

$DQO_{Aflu}$  = Demanda química de oxígeno del afluente (Kg/m<sup>3</sup>)

$DQO_{Eflu}$  = Demanda química de oxígeno del efluente (Kg/m<sup>3</sup>)

$Q$  = Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/día)

$DQO_{CH_4}$  = Carga convertida en metano ( $DQO_{CH_4}/día$ )

- Separación de los sólidos

Después de la separación de los gases, el líquido y las partículas sólidas que dejan la manta de lodo tienen acceso al compartimiento de decantación. En este compartimento, ocurren condiciones ideales de sedimentación de las partículas sólidas, debido a las bajas velocidades ascensionales y a la ausencia de burbujas de gas. El retorno de lodo en el compartimiento de decantación, de vuelta al compartimiento de digestión, no requiere cualquier medida, desde que sean atendidas las siguientes directrices básicas:

- a) Instalación de deflectores, localizados inmediatamente debajo de las aberturas para el decantador, de forma a permitir la separación de biogás y propiciar que apenas el líquido y los sólidos entren al compartimiento de sedimentación. Este deflector debe tener un traslape mínimo de 10 a 15 cm de relación a la abertura para el decantador.
- b) Ejecución de las paredes de compartimiento de decantación con inclinaciones siempre superiores de 45°. Idealmente inclinaciones adoptadas iguales o superiores de 50°.
- c) Adopción de profundidades del compartimiento de decantación en la fase de 1,5 a 2 m

#### 4.4.5.5 Eficiencias del sistema

##### 4.4.5.5.1 Eficiencia DQO

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * TRH^{-0,35})$$

##### 4.4.5.5.2 Eficiencia DBO

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * TRH^{-0,5})$$

Y se lo debe corregir ya que la fórmula es para una temperatura de 30°

$$E = 1 - (1 - E_{30})^{Ct^{(T-30)}}$$

Donde:

E= eficiencia de proceso a una temperatura t (°C)

E<sub>30</sub>= eficiencia de proceso para temperatura a 30 °C

T= Temperatura de operación (°C) = Temperatura crítica

Ct= Coeficiente de temperatura (1,02 – 1,04)

##### 4.4.5.5.3 Eficiencia de Sólidos en suspensión (SS)

$$SS = \frac{250}{TRH (h)} + 10$$

#### **4.4.6 Biofiltro Percolador**

Los lechos percoladores o filtros biológicos tienen la función de degradar biológicamente contaminantes presentes en el agua residual, tanto en solución como en suspensión.

Del total de la DBO que tiene el agua residual, en la sedimentación, apenas con los sólidos sedimentables a dos horas, separamos del 30 al 50 % de ésta carga, inclusive se puede llegar a un 60 %. El resto no es posible separarlo porque está en solución o en estado coloidal. La materia orgánica se degrada mediante degradación aeróbica y esa materia suspendida se transforma en sedimentable, separándose en el sedimentador secundario (clarificador).

Consta básicamente de un manto soporte de piedras o material sintético. Son piedras de 3 a 5 cm o trozos de plástico, y de un sistema de distribución del líquido sobre la superficie del lecho. Este sistema de distribución se realiza desde un mástil central que hace de sostén para los brazos giratorios y la columna central de ingreso del líquido. El fondo del lecho percolador está constituido por el sistema de drenaje y ventilación del lecho.

En el lecho percolador, los microorganismos, están adheridos a la superficie de las piedras del lecho percolador, formando un gelatina (zooglea). El líquido percola y los microorganismos degradan la materia orgánica que contiene.

Los lechos se pueden aplicar al tratamiento secundario de un efluente doméstico o mezclarse con efluentes industriales, preferentemente orgánicos, que no contengan inhibidores del proceso biológico.

**Los lechos se clasifican según su carga hidráulica, carga orgánica y la recirculación:**

- **Carga hidráulica:** es el volumen total de líquido incluyendo la recirculación aplicado al lecho por día y por unidad de superficie.

• **La carga orgánica Cv o volumétrica:** es la cantidad de DBO en peso (peso de la DBO), aplicado diariamente por unidad de volumen de piedra.  $Cv = Vg.DBO/m^3 \text{ piedra.día}$

En función de la DBO del líquido efluente se puede sacar la carga de la DBO del líquido que llega.

• **Recirculación:** es el retorno de una parte del líquido que ha pasado por el lecho.

Caudal recirculado (Qr), Coeficiente de recirculación ( $r = Qr/Qa$ ), Caudal Afluente (Qa).

En los lechos se recircula el líquido para mantener un caudal más uniforme y para hacer pasar más de una vez la carga orgánica sobre el manto y aumentar la eficiencia del tratamiento, principalmente.

La norma ATV-281 establece que si la DBO es menor a 150 mg/l la recirculación es nula

#### **4.4.6.1 Dimensionamiento de Biofiltro Percolador**

Para el dimensionamiento de los Biofiltro Percoladores se utilizan dos métodos de cálculo:

- Norma Alemana ATV-281
- Norma USA del NRC

El método más utilizado y aconsejable es de la norma alemana ATV-281

#### **4.4.7 Clarificador o decantador secundario**

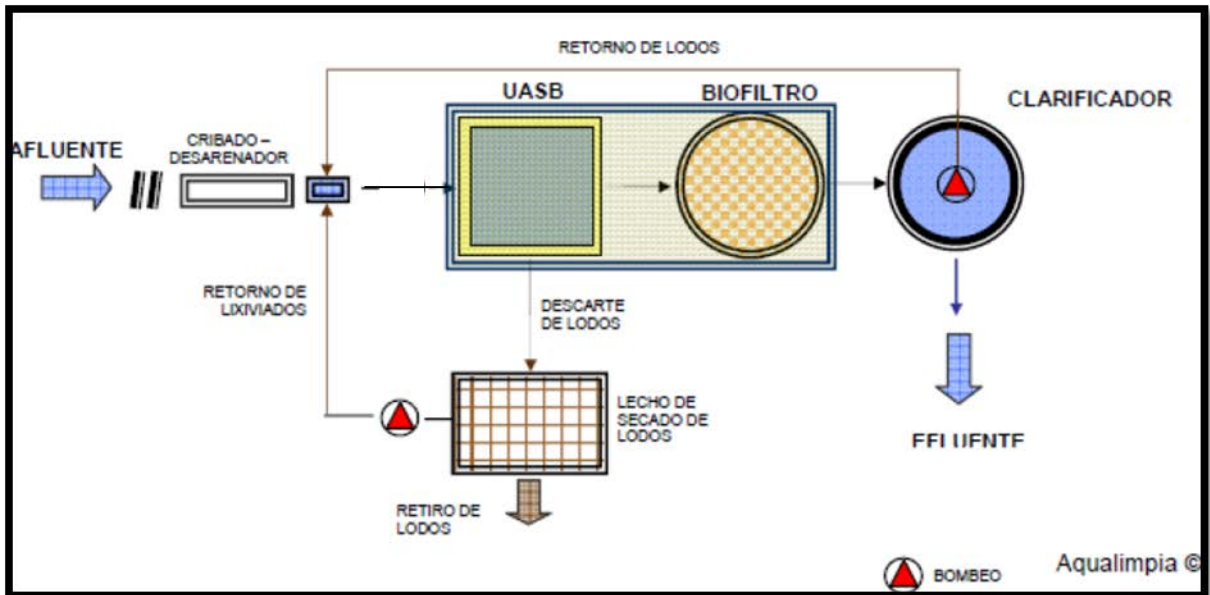
La norma ATV-281 establece que al construir un Biofiltro Percolador obligatoriamente debe ir acompañado de un clarificador

La decantación secundaria del efluente del reactor biológico es necesaria para separar el agua tratada de la biopelícula desprendida (o fango en exceso).

#### **4.4.8 Esquema completo de la planta de tratamiento**

El bombeo solo si es necesario, dependiendo de la topografía del lugar.

**Figura 4.12 Esquema de la Planta de Tratamiento Compacta**



## CAPÍTULO V

### DIMENSIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

#### 5.1 Tratamientos Preliminares

Las normas internacionales establecen que  $Q \geq 250$  L/s debe tener remoción mecánica.

En nuestro caso:

- El gradamamiento utilizara rejillas de remoción manual.
- La desarenación será por caja de arena tipo canal de limpieza manual de flujo horizontal, siendo dos unidades en paralelo, una queda en reserva.
- El control del escurrimiento en la caja de arena, y en el canal de unión de la rejillas, será obtenida por la instalación de una canaleta Parshall.

##### 5.1.1 Dimensionamiento del canal de rejas de limpieza manual

Para el diseño del canal de entrada se considera el caudal máximo que puede tenerse en la planta de tratamiento, este corresponde al caudal máximo horario.

La velocidad de entrada varía entre 0.3 m/s (reja limpia) a 0.6 m/s (reja obstruida).

DATOS

- $Q_{max-hor} = 5,66 \frac{L}{s} = 0,00566 \frac{m^3}{s}$  (Caudal máximo horario)
- $V = 0,3$  m/s (velocidad de entrada asumida).
- Área libre entre las barras para la velocidad de entrada.

$$A_L = \frac{Q_{max-hor}}{V}$$

$$A_L = \frac{0,00566 \text{ m}^3/s}{0,3 \text{ m/s}}$$

$$A_L = 0,019 \text{ m}^2$$

- Pendiente del canal.

Canal de Hormigon Ciclópeo  $n = 0.013$

$$S = \left( \frac{V * n}{Rh^{2/3}} \right)^2$$

$$S = \left( \frac{0,3 \text{ m/s} * 0,013}{\left( \frac{0,3 \text{ m} * 0,063 \text{ m}}{0,3 \text{ m} + 2 * 0,063 \text{ m}} \right)^{2/3}} \right)^2$$

$$S = 0,001 \frac{m}{m}$$

- Numero de barras y espacios.

Siguiendo los criterios de diseño de Metcalf y Eddy (tabla 4.5), adoptamos una reja de ¼ pulgadas de espesor y un espaciamiento de 2,5 cm.

Donde:

$n$  = Numero de barras. (Adimensional)

$b_c$  = Ancho del canal de entrada. (cm)

$s$  = espaciamiento entre barra y barra. (cm)

$e_b$  = espesor de barra. (cm)

$n-1$  = Numero de espacios. (Adimensional)

$y_a$  = Tirante aguas arriba (m)

$$n = \frac{b_c - s}{s + e_b}$$

$$n = \frac{30 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm}}{2,5 \text{ cm} + 0,635 \text{ cm}}$$

$$n = 8,77 \approx 9 \text{ barras}$$

$$n - 1 = 8 \text{ espacios}$$

Para corregir las barras:

Aumento una barra y el espaciamiento a 2,6 cm

Por lo tanto:

10 barras de ¼  
pulgada  
9 espacios de 2,6 cm

- Longitud de barras.

Con una inclinación de 45°

$$L_b = \frac{y_a + BL}{\text{sen } 45^\circ}$$

$$L_b = \frac{0,063 \text{ m} + 0,2 \text{ m}}{\text{sen } 45}$$

$$L_b = 0,37 \text{ m}$$

- Velocidad de acercamiento, aguas arriba.

$$V_{\alpha} = \frac{Q_{max-hor}}{(b_c - e_b) * y_{\alpha}}$$

$$V_{\alpha} = \frac{0,00566 \text{ m}^3/s}{(0,3 \text{ m} - 0,00635 \text{ m}) * 0,063 \text{ m}}$$

$$V_{\alpha} = 0,31 \frac{m}{s}$$

- Área a través de la reja

$$A_r = y_{\alpha} * (b_c - (N_b * e_b))$$

$$A_r = 0,063 \text{ m} * (0,3 \text{ m} - (9 * 0,00635 \text{ m}))$$

$$A_r = 0,015 \text{ m}^2$$

- Velocidad a través de la reja

$$V_r = \frac{Q_{max-hor}}{A_r}$$

$$V_r = \frac{0,00566 \text{ m}^3/s}{0,015 \text{ m}^2}$$

$$V_r = 0,37 \frac{m}{s}$$

- Perdida Hidráulica.

$$h_L = \frac{1}{0,7} * \frac{V_r^2 - V_{\alpha}^2}{2g}$$

$$h_L = \frac{1}{0,7} * \frac{(0,37 \frac{m}{s})^2 - (0,31 \frac{m}{s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2}$$

$$h_L = 0,0022 \text{ m}$$

- Perdida de carga.

La pérdida de carga se la encuentra con la ecuación de Kirchner.



$$h_f = \beta * \left(\frac{e_b}{s}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V_a^2}{2g} * \text{sen } \varphi$$

Donde:

$h_f$  = pérdida de carga (m)

$\beta$  = 1,67 para barras rectangulares con cara semicircular aguas arriba y abajo

$e_b$  = espesor de barra (m)

$s$  = separación entre barras (m)

$V_a$  = Velocidad de aproximación (m/s)

$\varphi$  = Angulo de la rejilla

$$h_f = 1,67 * \left(\frac{0,635 \text{ cm}}{2,5 \text{ cm}}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{(0,31 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2} * \text{sen } 45$$

$$h_f = 0,0011 \text{ m}$$

### 5.1.2 Dimensionamiento del desarenador de flujo horizontal

Tienen por objeto extraer del agua cruda, la gravilla, arena y partículas minerales más o menos finas.

El desarenado se refiere a partículas mayores a 100 micrómetros (0,1 mm) y peso específico de 2 650 kg/m<sup>3</sup>.

- Condiciones de diseño

Velocidad horizontal ( $V_h$ ) = 0,3 m/s (velocidad optima que permite que la arena de 0.1 mm. Se sedimente, Metcalf – Eddy)

Longitud del desarenador (L) = de 3 a 25 m

Base del desarenador (B) = Base del canal de entrada = 0,3 metros

- Tirante máximo ( $y_{max}$ )

$$y_{max} = \frac{Q_{max-hor}}{V_h * B}$$

$$y_{max} = \frac{0,00566 \text{ m}^3/s}{0,3 \frac{m}{s} * 0,3 \text{ m}}$$

$$y_{max} = 0,063 \text{ m} \approx 0,07 \text{ m}$$

Asumo un borde libre mínimo de:

$$BL = 0,20 \text{ m}$$

- Longitud del desarenador (L)

Considerando un diámetro de arena a remover de 0,1 mm

**Tabla 5.1 Diámetros de arena a remover**

Diámetro (mm)	1	0.5	0.2	0.1	0.05	0.01	0.005
Arena (cm/s)	13.94	7.17	2.28	0.67	0.17	0.008	0.002

Fuente: Imhoff

$$V_s = 0,67 \frac{cm}{s} = 0,0067 \frac{m}{s}$$

$$L = \frac{V_h}{V_s} * y_{max}$$

$$L = \frac{0,3 \text{ m/s}}{0,0067 \text{ m/s}} * 0,07 \text{ m}$$

$$L = 3,15 \text{ m}$$

La longitud debe estar entre 3 a 25 metros por lo cual cumple.

- Tiempo de retención (t)

$$t = \frac{L}{V_h}$$

$$t = \frac{3,15 \text{ m}}{0,3 \text{ m/s}}$$

$$t = 10,5 \text{ segundos}$$

El tiempo de retención debe tener un valor entre 15 a 90 segundos por lo que se adopta una longitud mayor

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

$$t = \frac{L}{V_h}$$

$$t = \frac{5 \text{ m}}{0,3 \text{ m/s}}$$

$$t = 16,67 \text{ segundos}$$

- Relación Largo/ancho

$$\frac{L}{a} = \frac{5 \text{ m}}{0,3 \text{ m}} = 16,67$$

La relación entre el largo y ancho debe tener los valores entre 10 a 20, lo cual cumple.

- Canal colector de arena

L= 5 metros

Asumo:

Ancho de canal de arena (b)= 0,15 m

Profundidad de canal de arena (h) = 0,15 m

- ✓ Volumen de canal de arena.

$$V = b * L * h$$

$$V = 0,15 \text{ m} * 5 \text{ m} * 0,15 \text{ m}$$

$$V = 0,1125 \text{ m}^3$$

- ✓ Volumen producido de arena.

Se estima que el volumen de arena será de 0,03 m<sup>3</sup>, por cada 1000 m<sup>3</sup> de agua residual tratada.

Q= 489,024 m<sup>3</sup>/día

0,03 m<sup>3</sup> arena \_\_\_\_\_ 1000 m<sup>3</sup> agua residual

X m<sup>3</sup> arena \_\_\_\_\_ 489,024 m<sup>3</sup>/día agua residual

$$V = \frac{489,024 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 0,03 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3}$$

$$V = 0,0147 \frac{m^3}{dia} \text{ de arena}$$

- ✓ Número de días en que se llena el canal.

$$N^{\circ} \text{ de dias} = \frac{Vol. canal de arena}{Vol. produccion de arena}$$

$$N^{\circ} \text{ de dias} = \frac{0,1125m^3}{0,0147 m^3}$$

$$N^{\circ} \text{ de dias} = 7,67 \text{ dias}$$

- ✓ Transición de entrada

Ancho de desarenador = 0,3 metros como se debe construcción 2 desarenadores en paralelo y el espesor de pared es de 0,15 metros se tiene un ancho total de 0,75 metros.

Entrada

$$L_{transicion} = \frac{B - b}{2 * \tan(12^{\circ}30')}$$

$$L_{transicion} = \frac{0,75 m - 0,3 m}{2 * \tan(12^{\circ}30')}$$

$$L_{transicion} = 1,01 \approx 1 \text{ metro}$$

Salida

$$L_{transicion} = \frac{B - b}{2 * \tan(12^{\circ}30')}$$

$$L_{transicion} = \frac{0,75 m - 0,403 m}{2 * \tan(12^{\circ}30')}$$

$$L_{transicion} = 0,78 \approx 0,8 \text{ metros}$$

### 5.1.3 Diseño del canal Parshall

Se tiene la siguiente relación:

$$2w = b_c$$

$$w = \frac{0,3 m}{2} = 0,15 m \approx 6 \text{ pulgadas}$$

Donde:

w= ancho de la garganta del canal Parshall

bc= ancho del canal del desarenador

Ha= Tirante de agua del desarenador

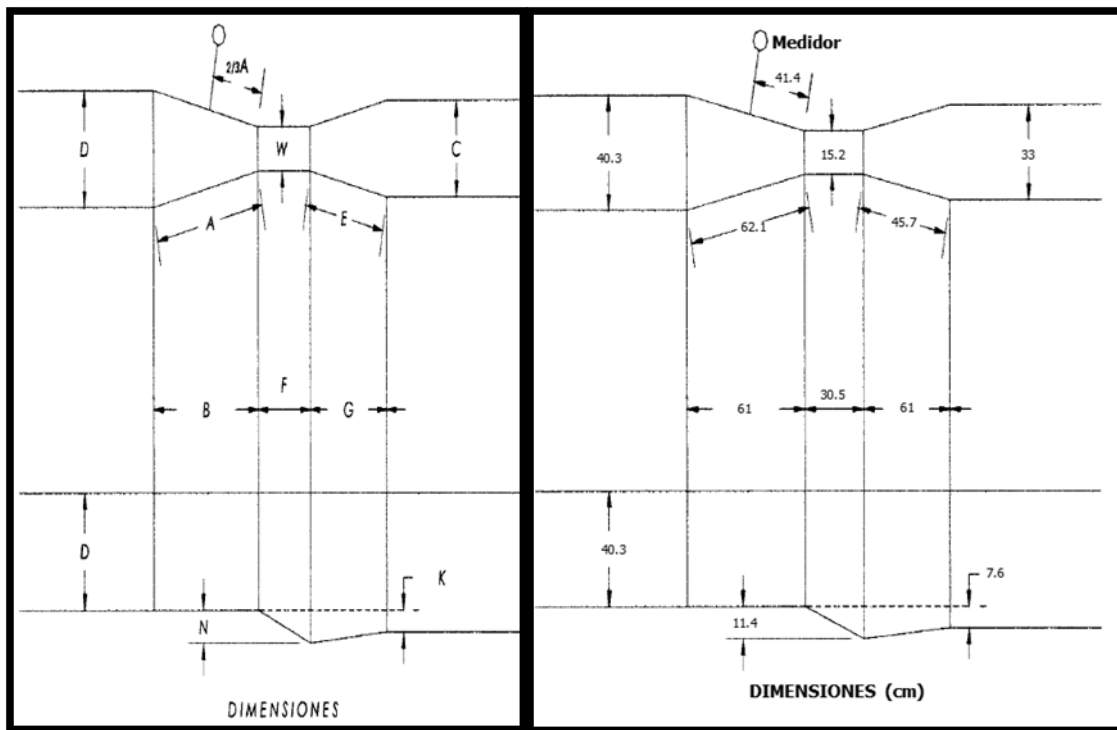
Para un ancho de garganta w= 6" se obtiene:

**Tabla 5.2 Dimensiones del canal Parshall**

W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	
cm	Cm	Cm	cm	Cm	Cm	cm	cm	cm	cm	
6"	15.2 cm	62.1	61	33	40.3	45.7	30.5	61	7.6	11.4

FUENTE: AZEVEDO NETTO

**Figura 5.1 Dimensiones del canal Parshall**



$$K = 0,381$$

$$n = 1,58$$

$$Q = K * (H_a)^n$$

$$Q = 0,381 * (7 \text{ cm})^{1,58}$$

$$Q = 8,24 \frac{L}{s}$$

#### 5.1.4 Diseño del desgrasador

Para:

Base= 0,4 m

H orificio= 0,06 m

Cd= 0,7

Q = 0,00566 m<sup>3</sup>/s

$$Q = C_d * A * \sqrt{2gh}$$

$$h = \left( \frac{Q}{C_d * A * \sqrt{2g}} \right)^2$$

$$A = 0,4 \text{ m} * 0,06 \text{ m} = 0,024 \text{ m}^2$$

$$h = \left( \frac{Q}{C_d * A * \sqrt{2g}} \right)^2$$

$$h = \left( \frac{0,00566 \text{ m}^3/\text{s}}{0,7 * 0,024 \text{ m}^2 * \sqrt{2 * 9,81}} \right)^2$$

$$\Delta h = 0,006 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,00566 \text{ m}^3/\text{s}}{0,024 \text{ m}^2} = 0,24 \text{ m/s}$$

Velocidad recomendable = 0,25 m/s

#### Vertedero de pared gruesa

$$Q = 1,7 * b * h^{\frac{3}{2}}$$

Si:

B= 0,3 m

Q= 0,00566 m<sup>3</sup>/s

$$h = 0,05 \text{ m}$$

#### 5.1.5 Diseño de canales de distribución

$$Q = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A$$

n= 0,013 Hormigon Ciclópeo

### **CANAL PRINCIPAL**

Caudal (Q) = 0,00566 m<sup>3</sup>/s

Pendiente = 0,0005 m/m

Base= 0,3 m

Tirante de agua (y)= 0,08 m

### **CANALES SECUNDARIOS**

Caudal (Q) = 0,001415 m<sup>3</sup>/s

Pendiente = 0,0005 m/m

Base= 0,2 m

Tirante de agua (y)= 0,043 m

## 5.2 Tratamiento Principal

### 5.2.1 Reactor UASB

Para caudales iguales o menores  $Q = 6 \text{ L/s}$  se diseña una unidad compacta para el digestor UASB y el Biofiltro. De esta forma permite el ahorro de espacio y costos de construcción.

Para el procedimiento se aplica los mismos procedimientos que para las plantas modulares, el clarificador y el lecho de secado de lodos se diseñan como unidad separada siguiendo los parámetros de diseño y características.

- Diseño del Reactor UASB

El caudal de diseño a partir del tratamiento principal es el caudal medio diario

$$Q = 2,28 \frac{\text{L}}{\text{s}} = 197 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

Del caudal medio se puede encontrar el caudal máximo que es el doble y el caudal mínimo que es la mitad

$$Q_{\min} = 1,14 \frac{\text{L}}{\text{s}} = 99 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

$$Q_{\max} = 4,56 \frac{\text{L}}{\text{s}} = 394 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

Para el diseño del reactor UASB primero es necesario controlar algunos parámetros de la calidad de agua residual para su correcto tratamiento por lo cual verificaremos su concentración de agua residual de las lagunas de San Luis y del barrio Torrecillas (ver Anexo II) para tener un parámetro de la concentración de agua residual.

Para los parámetros de calidad de agua residual, es recomendable dimensionar la planta de tratamiento con datos de concentración fuerte (ver Anexo III), debido a que conforme vaya creciendo la población, mayores serán las concentraciones.

Por lo tanto:

DQO = 1000 mg/l Demanda química de oxígeno



DBO = 400 mg/l Demanda biológica de oxígeno

SST = 350 mg/l Sólidos suspendidos totales

N = 85 mg/l Nitrógeno total de KJELDAHL

SO<sub>4</sub> = 50 mg/l Sulfatos

P = 15 mg/l Fosforo Total

Para el caso de la temperatura se adoptara el valor más crítico, es decir la más baja

T = 17 °C

pH = 7 está dentro del rango (6,5 a 7,5) pH óptimo

✓ Geometría del reactor

Altura del reactor = Se recomienda de 4 a 6 m

Borde libre sobre las tuberías = 0,5 m

Adopto una altura de 5 m y un borde libre de 0,5 m

Altura total del reactor:

$$H_T = h + BL$$

$$H_T = 5 \text{ m} + 0,5 \text{ m}$$

$$H_T = 5,5 \text{ metros}$$

✓ Carga orgánica volumétrica (COV)

$$COV = \frac{Q * C}{V}$$

Donde:

COV = Carga orgánica volumétrica, oscila entre 2,5 – 3 Kg DQO/ m<sup>3</sup>\*d

Para agua residual domestica COV= 2,5 Kg DQO/ m<sup>3</sup>\*d

Q = Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/d)

C = Concentración de contaminantes DQO afluente (Kg DQO/ m<sup>3</sup>)

V = Volumen útil del digestor (m<sup>3</sup>)

$$V = \frac{Q * C}{COV}$$

$$V = \frac{197 \frac{m^3}{dia} * 1 \frac{Kg DQO}{m^3}}{2,5 \frac{Kg DQO}{m^3 * d}}$$

$$V = 78,8 m^3$$

✓ Área de un reactor superficial

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

$$A = \frac{78,8 m^3}{5 m} = 15,76 m^2$$

✓ Dimensiones del Reactor UASB

Asumo un ancho de 4 m.

$$Largo = \frac{Area}{Ancho}$$

$$Largo = \frac{15,76 m^2}{4 m} = 3,94 m$$

Por lo tanto las dimensiones del reactor serán:

**Ancho = 4 m**

**Largo = 4 m**

**Alto = 5,5 m**

✓ Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)

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

Donde:

V = Volumen útil del reactor (m<sup>3</sup>)

Q = Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/d)

$$TRH = \frac{78,8 m^3}{197 m^3/dia}$$

$$TRH = 0,4 dias = 9,6 horas$$

Temperatura en torrecillas = 23,25 °C (ver anexo 2)

Temperatura en las lagunas = 20 °C (ver anexo 2)

Para el caudal medio con una temperatura entre 20 a 26 °C de agua residual el tiempo de retención hidráulica debe tener un valor mayor a 6 o 9 horas por lo que en nuestro caso cumple.

✓ Carga hidráulica Volumétrica (CHV)

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

$$CHV = \frac{197 \text{ m}^3/\text{día}}{78,8 \text{ m}^3}$$

$$CHV = 2,5 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3 * \text{día}}$$

La carga hidráulica volumétrica debe tener un valor menor a  $5 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3 * \text{día}}$ , lo cual cumple.

✓ Carga Biológica o carga de lodo (CB)

$$CB = \frac{Q * C}{M}$$

Donde:

Q = caudal de diseño (m<sup>3</sup>/día)

C = Concentración de DQO (Kg DQO/m<sup>3</sup>)

M = Masa de microorganismos presentes en el reactor (Kg SVT/m<sup>3</sup>)

CB = Carga biológica (kg DQO/kg SVT\* día)

Experiencias indican un CB = 0,3 kg DQO/kg SVT\* día

$$M = \frac{Q * C}{CB}$$

$$M = \frac{197 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 1 \frac{\text{Kg DQO}}{\text{m}^3}}{0,3 \frac{\text{Kg DQO}}{\text{Kg SVT} * \text{día}}}$$

$$M = 656,67 \text{ Kg SVT}/\text{m}^3$$

✓ Velocidad superficial de flujo o velocidad ascensional.

$$V = \frac{H}{TRH}$$

$$V = \frac{5 \text{ m}}{9,6 \text{ h}}$$

$$V = 0,52 \text{ m/h}$$

La velocidad ascensional debe tener un valor entre 0,5 a 0,7 m/h para el caudal medio.

✓ Área de influencia de cada distribuidor.

Para una carga orgánica aplicada de 2,5 Kg DQO/m<sup>3</sup>\*d y tipo de lodo granular

$$A_d = 1 \text{ m}^2$$

✓ Numero de distribuidores.

$$N_d = \frac{A}{A_d}$$

$$N_d = \frac{15,76 \text{ m}^2}{1 \text{ m}^2}$$

$$N_d = 15,76 \approx 16 \text{ Distribuidores}$$

*4 filas y 4 columnas*

✓ Eficiencia DQO

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * TRH^{-0,35})$$

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * 9,6 \text{ horas}^{-0,35})$$

$$DQO(\%) = 69,19$$

$$DQO_{salida} = (1 - 0,6919) * 1000 \text{ mg/l}$$

$$DQO_{salida} = 308,1 \text{ mg/L}$$

✓ Eficiencia DBO

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * TRH^{-0,5})$$

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * 9,6 \text{ horas}^{-0,5})$$

$$DBO(\%) = 77,41 \% \quad \text{Para } T = 30 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Se debe hacer una corrección con la temperatura

$$E = 1 - (1 - E_{30})^{Ct^{(T-30)}}$$

Donde:

E= eficiencia de proceso a una temperatura t (° C)

E<sub>30</sub>= eficiencia de proceso para temperatura a 30 ° C

T= Temperatura de operación (° C) = Temperatura crítica= 17 ° C

Ct= Coeficiente de temperatura (1,02 – 1,04)

$$E = 1 - (1 - 0,7741)^{1,03^{(17-30)}}$$

$$E = 0,6369$$

$$DBO_{salida} = (1 - 0,6369) * 400 \text{ mg/l}$$

$$DBO_{salida} = 145,26 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

✓ Eficiencia de Sólidos en suspensión (SS)

$$SS = \frac{250}{TRH (h)} + 10$$

$$SS = \frac{250}{9,6 h} + 10$$

$$SS = 36,04 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

$$SS_{\text{ingreso}} = 350 \text{ mg/l}$$

$$SS_{\text{salida}} = 36,04 \text{ mg/l}$$

$$Eficiencia = \frac{(350 - 36,04) \text{ mg/L}}{350 \text{ mg/l}}$$

$$Eficiencia = 0,897 = 89,70 \%$$

✓ Estimación de la producción de Biogás

$$DQO_{CH_4} = Q (DQO_{Aflu} - DQO_{Eflu}) - Y_{Lodo} * Q * DQO_{Aflu}$$

Donde:

$Y_{Lodo}$  = Coeficiente de producción de sólidos en el sistema

$$Y_{\text{Lodo}} = 0,11 \text{ a } 0,23 \text{ Kg DQO}_{\text{lodo}} / \text{Kg DQO}_{\text{aplicada}} = 0,2$$

$$DQO_{\text{Aflu}} = \text{Demanda química de oxígeno del afluente (Kg/m}^3\text{)}$$

$$DQO_{\text{Eflu}} = \text{Demanda química de oxígeno del efluente (Kg/m}^3\text{)}$$

$$Q = \text{Caudal de diseño (m}^3\text{/día)}$$

$$DQO_{\text{CH}_4} = \text{Carga convertida en metano (DQO}_{\text{CH}_4}\text{/día)}$$

$$DQO_{\text{CH}_4} = 197 (1 - 0,3081) - (0,2 * 197 * 1)$$

$$DQO_{\text{CH}_4} = 96,9 \text{ Kg DQO}_{\text{CH}_4}\text{/día}$$

✓ Producción volumétrica del metano

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

Donde:

Kt= Factor de corrección para temperatura

P= Presión atmosférica

K= DQO de 1 mol CH<sub>4</sub> = 64 g DQO/mol

R= Constante de gases = 0,08206 at.L/mol. K

T= Temperatura en el digestor

La cota de salida del alcantarillado se encuentra a 1870 m.s.n.m

Por lo tanto su presión atmosférica para esa cota es 0,79 atmosferas.

$$K_{(t)} = \frac{0,79 * 64}{0,08206 * (273 + 17)}$$

$$K_{(t)} = 2,124 \text{ Kg DQO/m}^3$$

$$V_{\text{CH}_4} = \frac{DQO_{\text{CH}_4}}{K_{(t)}}$$

Donde:

$V_{\text{CH}_4}$  = Producción volumétrica de metano (m<sup>3</sup>/día)

$$V_{CH_4} = \frac{96,9 \frac{DQO_{CH_4}}{dia}}{2,124 \text{ Kg DQO}/m^3}$$

$$V_{CH_4} = 45,62 \text{ m}^3/dia$$

✓ Producción de Sólidos

$$P_{solido} = Y * Q * DQO_{apl}$$

$$P_{solido} = 0,18 \frac{\text{KgSST}_{lodo}}{\text{Kg DQO}_{apl}} * 197 \frac{\text{m}^3}{dia} * 1 \frac{\text{KgDQO}}{\text{m}^3}$$

$$P_{solido} = 39,4 \frac{\text{Kg SST}}{dia}$$

$P_{solido}$  = Producción de sólidos en el sistema (Kg SST/d)

$V_{lodo}$  = Producción volumétrica de lodo (m<sup>3</sup>/día)

$\gamma$  = Densidad del lodo = 1020 Kg/m<sup>3</sup>

$C$  = Concentración de lodo (3 - 5 %) = 4%

$$V_{lodo} = \frac{P_{solido}}{\gamma * C}$$

$$V_{lodo} = \frac{39,4 \frac{\text{Kg SST}}{dia}}{1020 \text{ Kg}/m^3 * \frac{4}{100}}$$

$$V_{lodo} = 0,97 \frac{\text{m}^3}{dia}$$

✓ Tasa de liberación de gas

$$T_{gas} = \frac{Q_{gas}}{A_i}$$

Donde:

$T_{gas}$  = Tasa de liberación de gas = 1 a 3 o 5 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d

$Q_{gas}$  = Producción esperada de biogás (m<sup>3</sup>/h)

$A_i$  = Área de interfase GLS (m<sup>2</sup>)

$$Q_{CH_4} = 0,75 Q_{biogas}$$

$$Q_{biogas} = \frac{Q_{CH_4}}{0,75}$$

$$Q_{biogas} = \frac{45,62 \text{ m}^3/\text{dia}}{0,75}$$

$$Q_{biogas} = 60,83 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Ancho del reactor = 4 m

No de colectores = 2

Ancho canal colector de biogás = 0,25 m

$$A_i = 2 * 4 \text{ m} * 0,25 \text{ m}$$

$$A_i = 2 \text{ m}^2$$

$$T_{gas} = \frac{60,83 \text{ m}^3/\text{dia}}{2 \text{ m}^2}$$

$$T_{gas} = 30,41 \frac{\text{m}^3/\text{dia}}{\text{m}^2}$$

$$T_{gas} = 1,26 \frac{\text{m}^3/\text{h}}{\text{m}^2} \quad \text{CUMPLE}$$

✓ Separador trifásico GLS

Ancho de cada reactor= 4 m.

Nº de separadores GLS = 1

Ancho de cada compartimiento= 4 m.

Largo de cada compartimiento = 4m

Ancho del canal colector de biogás = 0,25 m.

Abertura simple = 0,5 m.

Ancho de campana GLS (a)

$$a = 4 \text{ m} - 2(0,5 - 0,15 \text{ m}) = 3,3 \text{ m}$$

Traslape= 0,15 m



Altura del canal colector GLS = Se aconseja que esta altura sea de 1,5 a 2 metros

$$h = 1,5 \text{ m}$$

Inclinación de pared = Se aconseja que sea mayor a 40° y la pared que tenga un traslape mínimo de 0,10 m.

$$\varphi = 45^\circ$$

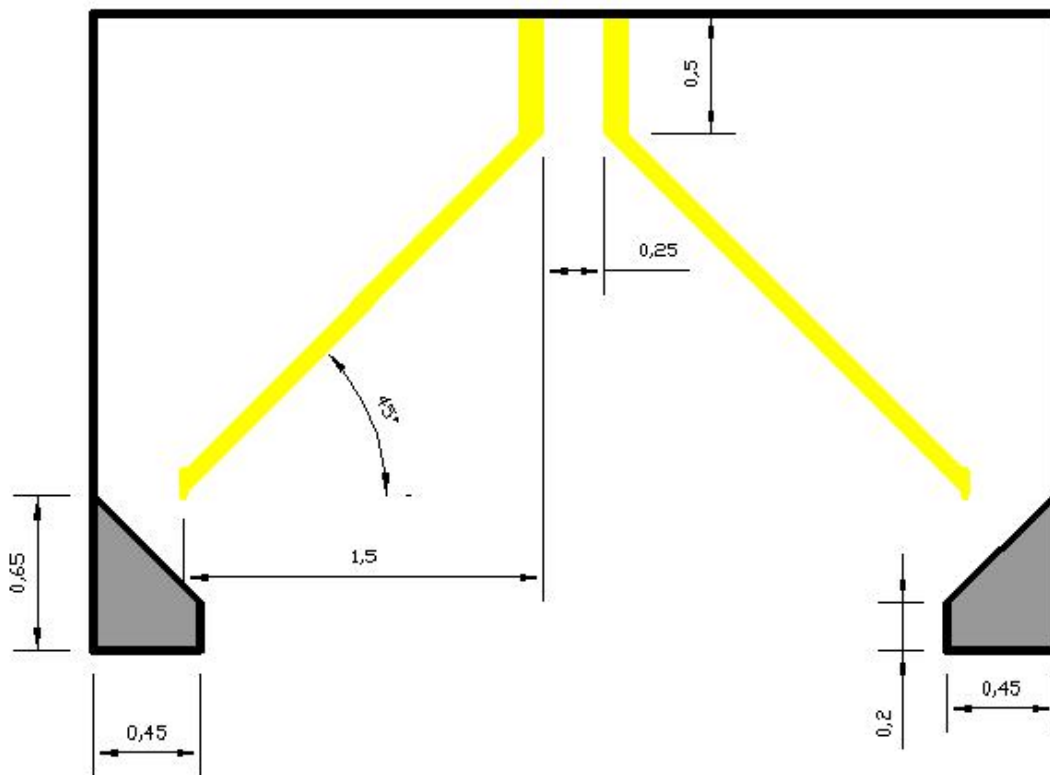
Verificación de velocidad entre las aberturas

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

$$V = \frac{8,208 \text{ m}^3/h}{(2 * 0,5 * 4) \text{ m}^2}$$

$$V = 2,05 \text{ m/h}$$

La velocidad para caudal medio se aconseja que sea menor a 2,3 m/h



**Figura 5.2 Separadores GLS**

### 5.3 Tratamiento Secundario

#### 5.3.1 Biofiltro percolador

Para el diseño se aplicara el método ATV-281 (Alemana), la cual nos dice que si se cumple todos sus requisitos de diseño se podrá obtener los siguientes valores:

**Tabla 5.3 Eficiencia de Remoción del Efluente**

Parámetro	% Reducción	Efluente Final (mg/l)
-----------	-------------	-----------------------

<b>Sólidos en suspensión</b>	85-95	15-35
<b>DBO</b>	85-95	15-25
<b>DQO</b>	80-90	60-120
<b>N-NH4</b>	60-65	10-15
<b>N</b>	20-35	30-40
<b>P</b>	10-35	6-9
<b>Coliformes Fecales</b>	90-95	5.10 <sup>5</sup> -5.10 <sup>6</sup>

FUENTE: NORMA ALEMANA ATV-281

Para el diseño del biofiltro percolador se recomienda que el DBO que ingresa al biofiltro sea menor a 150 mg/L y el caudal de diseño sea el caudal máximo que según experiencias en otros países Aqualimpia aconseja que el caudal máximo es el doble que el caudal medio diario y el caudal mínimo es la mitad del caudal medio diario, por lo tanto:

$$Q_{max} = 4,56 \frac{L}{s} = 394 \frac{m^3}{día}$$

Como datos de entrada se necesita asumir los siguientes valores:

Carga Orgánica Volumétrica.- Esta carga varía entre 0,4 a 0,8 Kg DBO/m<sup>3</sup>\*día

$$COV = 0,8 \text{ Kg DBO/m}^3 \cdot \text{día}$$

Tasa de aplicación superficial o carga hidráulica (Qa).- Depende del material de relleno a utilizar varia de 10 a 30 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*día, mayor a 20 (material plástico de relleno) y menor a 20 (material granular, grava), para una tasa de aplicación menor a 20 se puede obtener el problema de proliferación de moscas.

$$Qa = 20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día} \text{ (grava)}$$

DBO de salida del reactor UASB = 0,145 Kg/m<sup>3</sup>

✓ Volumen del Biofiltro

$$V = \frac{Q_{max} * DBO}{COV}$$

$$V = \frac{393,98 \frac{m^3}{día} * 0,145 \text{ Kg/m}^3}{0,8 \text{ Kg DBO/m}^3 * \text{ día}}$$

$$V = 71,54 \text{ m}^3$$

- ✓ Área del Biofiltro

$$A = \frac{Q}{Q_a} * (1 + R_c)$$

Donde:

$Q_a$  = Carga Hidráulica =  $20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$

$R_c$  = Factor de recirculación, para DBO menor a 150 mg/l son de baja carga por lo tanto  $R_c=0$

$$A = \frac{Q}{Q_a}$$

$$A = \frac{393,98 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{20 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{día}}$$

$$A = 19,7 \text{ m}^2$$

- ✓ Dimensiones del Biofiltro

La base tienes que ser la misma que el reactor UASB, por lo tanto:

$$b = 4 \text{ m}$$

Largo:

$$L = \frac{19,7 \text{ m}^2}{4 \text{ m}}$$

$$L = 4,94 \text{ m} \approx 5 \text{ m}$$

- ✓ Altura del material dentro del Biofiltro

$$H = \frac{\text{Volumen}}{\text{Area}}$$

$$H = \frac{71,54 \text{ m}^3}{19,7 \text{ m}^2}$$

$$H = 3,63 \text{ m}$$

### 5.3.2 Clarificador

Se tiene las siguientes condiciones de diseño:

TRH  $\geq$  2,5 horas

Carga Hidráulica (Qa) (0,8 m/h – 1 m/h) = 1 m/h

Caudal (Q) = 16,416 m<sup>3</sup>/h

- ✓ Área del Clarificador

$$A = \frac{Q}{Qa}$$

$$A = \frac{16,416 \text{ m}^3/\text{h}}{1 \text{ m/h}}$$

$$A = 16,416 \text{ m}^2$$

- ✓ Volumen del Clarificador

$$V = Q * TRH$$

$$V = 16,416 \text{ m}^3/\text{h} * 2,5 \text{ h}$$

$$V = 41,04 \text{ m}^3$$

- ✓ Altura del Clarificador

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

$$H = \frac{41,04 \text{ m}^3}{16,416 \text{ m}^2}$$

$$H = 2,5 \text{ m}$$

La altura mínima es de 2 metros por lo cual cumple

- ✓ Diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 16,416 \text{ m}^2}{\pi}}$$

$$D = 4,6 \text{ m}$$

- ✓ Perímetro

$$P = \pi * D$$

$$P = \pi * 4,6 \text{ m}$$

$$P = 14,45 \text{ m}$$

- ✓ Carga sobre el vertedero

$$h = \frac{Q}{P}$$

$$h = \frac{16,416 \text{ m}^3/h}{14,45 \text{ m}}$$

$$h = 1,15 \frac{\text{m}^3}{\text{ml} * h}$$

La carga sobre el vertedero debe mantenerse por debajo de los  $15 \frac{\text{m}^3}{\text{ml} * h}$

### 5.3.3 Lecho de secado de lodos

Peso de los sólidos = 39,4 Kg SST/ día

Volumen de lodo = 0,97 m<sup>3</sup>/día

Productividad de lecho de secado de lodo (1 a 1.5 Kg SST/m<sup>2</sup>\*día) = 1,1 Kg SST/m<sup>2</sup>\*día

Nº mínimo de celdas = 3 (Valor recomendable)

Profundidad de celdas = 0,4 m (asumido)

- ✓ Área mínima

$$A_{\min} = \frac{\text{Peso de lodo producido}}{\text{Productividad de lecho de secado de lodos}}$$

$$A_{\min} = \frac{39,4 \text{ Kg SST/ día}}{1,1 \text{ Kg SST/m}^2 * \text{ día}}$$

$$A_{\min} = 35,81 \text{ m}^2$$

- ✓ Área del lecho (Al)

$$Al = 1,5 * A_{min}$$

$$Al = 1,5 * 35,81 \text{ m}^2$$

$$Al = 53,72 \text{ m}^2$$

$$Al = 54 \text{ m}^2$$

- ✓ Área de la celda (Ac)

$$Ac = \frac{Al}{N^{\circ} \text{ de celdas}}$$

$$Ac = \frac{54 \text{ m}^2}{3}$$

$$Ac = 18 \text{ m}^2$$

- ✓ Altura de lodo en el lecho

$$hl = \frac{V_{lodo}}{Al}$$

$$hl = \frac{0,97 \text{ m}^3}{54 \text{ m}^2}$$

$$hl = 0,019 \text{ m/dia}$$

- ✓ Periodo de descarte de lodos

$$t = \frac{\text{Profundidad de celda}}{\text{Altura de lodo}}$$

$$t = \frac{0,4 \text{ m}}{0,019 \text{ m/dia}}$$

$$t = 21 \text{ dias}$$

#### 5.4 Eficiencia de la planta de tratamiento

**Tabla 5.4 Eficiencias del Sistema**

<b>TABLA DE RESULTADOS DE EFICIENCIAS</b>							
<b>PARÁMETROS</b>	<b>ENTRADA</b>	<b>UASB</b>		<b>BIOFILTRO</b>		<b>CLARIFICADOR</b>	
	mg/l	mg/l	%	mg/l	%	mg/l	%
DQO	1000	308	69,2	108	65	70	35,19
DBO	400	145	63,7	30	79,3	20	33,33
Sólidos suspendidos totales	350	36,4	89,7	0	100	0	100

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA



## CAPÍTULO VI DESINFECCIÓN

### 6.1 Introducción

El objetivo primordial de los procesos de desinfección, como parte del tratamiento de aguas residuales es la desactivación o destrucción de los microorganismos patógenos que estén en el agua residual. No todos los organismos se destruyen durante el proceso, a diferencia de la esterilización, proceso que conduce a la destrucción total de los organismos.

En el tratamiento de aguas residuales, las tres categorías de organismos entéricos de origen humano de mayores consecuencias en la producción de enfermedades son las bacterias, los virus y los quistes amebianos. Es de suma importancia que las aguas residuales sean tratadas adecuadamente antes de realizarse las actividades de desinfección para que la acción de cualquier desinfectante sea eficaz.

En la tabla (6.1) se muestran los microorganismos que más comúnmente se pueden encontrar en las aguas residuales domésticas, así como las enfermedades que producen.

**Tabla 6.1 Microorganismos comúnmente encontrados en el agua residual municipal y sus correspondientes enfermedades.**

ORGANISMOS	ENFERMEDAD CAUSADA
<b>Bacterias</b>	
<i>Escherichia coli</i> (enterotoxigeno)	Gastroenteritis
Letospira (spp)	Leptospirosis
<i>Salmonella typhi</i>	Fiebre tifoidea
<i>Salmonella</i> (2,100 serotipos)	Salmonelosis
<i>Shigella</i> (4 spp)	Shigellosis (disentería bacilar)
<i>Vibrio cholerae</i>	Cólera

Fuente: EPA, 1999

**Tabla 6.1 Microorganismos comúnmente encontrados en el agua residual municipal y sus correspondientes enfermedades (Continuación)**

ORGANISMOS	ENFERMEDAD CAUSADA
<b>Protozoarios</b>	
<i>Balantidium coli</i>	Balantidiasis
<i>Cryptosporidium Parvum</i>	Cryptosporidiasis
<i>Entamoeba histolytica</i>	Amebiasis (disentería amebica)
<i>Giardia Lamblia</i>	Giardiasis
<b>Helmintos</b>	
<i>Áscaris lumbricoides</i>	Ascariasis
<i>T. solium</i>	Teniasis
<i>Trichuris trichiura</i>	Tricuriasis
<b>Virus</b>	
Enteroviruses(72 tipos); por ejemplo: viruses echo y coxsackie del polio	Gastroenteritis, anomalías del corazón y meningitis
<i>Hepatitis A</i>	Hepatitis de tipo infeccioso
<i>Agente de Norwalk</i>	Gastroenteritis
<i>Rotavirus</i>	Gastroenteritis

Fuente: EPA, 1999

## 6.2 Métodos de desinfección

La desinfección del agua puede llevarse a efecto por diferentes procesos: con agentes químicos o con medios físicos.

Cada uno de ellos tiene sus ventajas y sus desventajas y se emplean uno u otro método según sean las circunstancias.

**Tabla 6.2 Métodos de Desinfección**

<i>Métodos químicos</i>	<i>Comentarios</i>	<i>Ejemplos</i>
Cloro y sus derivados	Los mas empleados, tiene efecto residual	Compuestos de cloro, cloro gaseoso, dióxido de cloro
Bromo y derivados	Ocasionalmente se emplea	Bromo, óxidos de bromo
Yodo y derivados	Raras veces empleado	Yodo, hipoyodatos, yodatos
Peroxido de hidrogeno	Es una opción a la desinfección con cloro	Peroxido de hidrógeno
Sales metálicas	Se emplea para desinfectar alimentos, raras veces para desinfección de agua	Cobre, plata
Ácidos y Alcalis	Se emplea en procesos tales como proceso cal/soda ash y en reciclado de aguas	Cal, hidróxido de sodio, ácido sulfúrico, ácido clorhídrico
Ozono	Después de la cloración es el método de desinfección mas frecuentemente empleado	gas ozono generado in situ
<i>Métodos Físicos</i>	<i>Comentarios</i>	
Radiación Ultravioleta	Producida por lámparas que emiten radiación con una frecuencia de 254 nm	
Calor	Sistema muy empleado en procesos de pasteurización o en desinfección casera	
Radiación gamma	Solo se emplea para esterilización de equipo, no para desinfección de aguas.	

FUENTE: EPA, 1999

Haciendo un resumen comparativo de los diferentes métodos de desinfección tenemos:

**Tabla 6.3 Tabla Comparativa**

Desinfectante	Microorganismos	Dosis (mg/L)	T (min)	log	Referencia
<b>Desinfectantes convencionales</b>					
Cloro	Coliformes fecales	10 a 20	15- 30	4	US EPA, 1999a
UV	Coliformes fecales	100-260 mWs/cm <sup>2</sup>	0.5	5	Liberti et al., 2000
Ozono	Coliformes fecales Residual pretratada	15 25-30	5-10 30	5 ND	Liberti y Notamicola, 1999 US EPA, 1999c
<b>Desinfectantes no convencionales</b>					
Ácido peracético	Coliformes fecales	400	20	5.2	Liberti et al.,
Peróxido de Hidrógeno (H <sub>2</sub> O <sub>2</sub> )	Coliformes fecales	30	120	2	Liberti et al., 2000
Plata	Coliformes fecales	0.03	120	0.7	Liberti et al., 2000
Cobre	Coliformes fecales	0.25	120	NE	Liberti et al., 2000

NE: No es efectivo, log: Inactivación logarítmica, ND no se determinó.

FUENTE: AQUAFORUM

## 6.3 Análisis de los factores que influyen en la acción de los desinfectantes

### 6.3.1 Tiempo de contacto

Es la variable más importante en el proceso de desinfección. Se ha observado que para una concentración dada de desinfectante, la mortalidad de los microorganismos

aumenta cuanto mayor sea el tiempo de contacto. Esto se puede observar en forma diferencial en la ley de Chick-Watson:

$$\frac{dN}{dt} = -kCN$$

Donde:

N= Numero de organismos vivos en el instante t

C= Concentración de desinfectante, masa / volumen

t= Tiempo

k= Constante, tiempo<sup>-1</sup>

Si “N<sub>0</sub>” es el número de organismos en el instante inicial, t=0, la ecuación anterior se puede integrar para obtener:

$$\int_{N_0}^N \frac{dN}{N} = - \int_0^t kC dt$$

Entonces si resolvemos:

$$\ln \frac{N}{N_0} = -kCt$$

O

$$\frac{N}{N_0} = e^{-kCt}$$

Las desviaciones respecto a esta ley son frecuentes. Se ha comprobado que la cinética de inactivación de los microorganismos (relación entre N/N<sub>0</sub> y Ct) no siempre sigue la ecuación propuesta por Chick-Watson. Algunas desviaciones típicas se muestran en la figura 6.1

**Figura 6.1 Desviaciones típicas de los microorganismos con respecto a la ley Chick-Watson**



### 6.3.2 Tipo y concentración del agente químico

Se ha comprobado que la efectividad del desinfectante químico está relacionada con su concentración. El efecto de la concentración se ha formulado empíricamente con la siguiente expresión:

$$C^n t_p = \text{constante}$$

Donde:

C= Concentración de desinfectante.

n= Constante.

tp= Tiempo necesario para alcanzar un porcentaje de mortalidad constante.

Las constantes de la ecuación anterior se pueden determinar representado la concentración frente al tiempo necesario para alcanzar un porcentaje dado de mortalidad en un papel doblemente logarítmico. El producto (C x t) se conoce como “dosis” de desinfección y, de acuerdo a l supuesto anterior, la aplicación de cualquier combinación de C y t que resulte en un valor constante tendrá asociada un nivel de inactivación microbiana único. Esto se ha llamado comúnmente “Concepto C x t” en el campo de la desinfección de agua.

#### **6.4 Desinfección con cloro**

El cloro puede ser usado como desinfectante en forma de gas comprimido bajo presión o en soluciones de agua, soluciones de hipoclorito de sodio, o de hipoclorito de calcio sólido. Las tres formas son químicamente equivalentes gracias al rápido equilibrio que existen entre el gas molecular disuelto y los productos disociados de compuestos de hipoclorito.

#### **APLICABILIDAD**

El cloro es el desinfectante más usado para el tratamiento del agua residual doméstica porque destruye los organismos a ser inactivados mediante la oxidación del material celular. El cloro puede ser suministrado en muchas formas que incluyen el gas de cloro, las soluciones de hipoclorito y otros compuestos clorinados en forma sólida o líquida. Algunas de las alternativas de desinfección incluyen la ozonización y la desinfección con radiación

Ultravioleta (UV). La selección de un desinfectante adecuado para una instalación de tratamiento depende de los siguientes criterios:

- La capacidad de penetrar y destruir los gérmenes infecciosos en condiciones normales de operación.
- La facilidad y seguridad en el manejo, el almacenamiento y el transporte.
- La ausencia de residuos tóxicos y de compuestos mutagénicos o carcinógenos.
- Costos razonables de inversión de capital y de operación y mantenimiento (O/M).

## **VENTAJAS Y DESVENTAJAS**

El cloro es un desinfectante que tiene ciertos limitantes en términos de salubridad y seguridad, pero al mismo tiempo tiene un largo historial como un desinfectante efectivo. Antes de decidir si el cloro reúne las condiciones para su uso por parte de una municipalidad es necesario entender las ventajas y desventajas de este producto.

### **Ventajas**

- La cloración es una tecnología bien establecida.
- En la actualidad la cloración es más eficiente en términos de costo que la radiación UV o la desinfección con ozono (excepto cuando la descloración y el cumplimiento con requisitos de la prevención de incendios son requeridos).
- El cloro residual que permanece en el efluente del agua residual puede prolongar el efecto de desinfección aún después del tratamiento inicial, y puede ser medido para evaluar su efectividad.
- La desinfección con cloro es confiable y efectiva para un amplio espectro de organismos patógenos.
- El cloro es efectivo en la oxidación de ciertos compuestos orgánicos e inorgánicos.
- La cloración permite un control flexible de la dosificación.

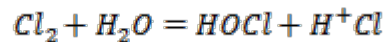
### **Desventajas**

- El cloro residual es inestable en presencia de altas concentraciones de materiales con demanda de cloro, por lo cual pueden requerirse mayores dosis para lograr una desinfección adecuada.

- Algunas especies parásitas han mostrado resistencia a dosis bajas de cloro, incluyendo los oocistos de *Cryptosporidium parvum*, los quistes de *Entamoeba histolytica* y *Giardia lamblia*, y los huevos de gusanos parásitos.
- Se desconocen los efectos a largo plazo de la descarga de compuestos de la descloración al medio ambiente.

#### 6.4.1 Reacciones del cloro en agua

Cuando el cloro gas se absorbe en agua ocurren dos reacciones: hidrólisis e ionización. La hidrólisis se puede definir de la siguiente forma:



La constante de Henry  $K_h$  para esta reacción es

$$K = \frac{(HOCl)(H^+)(Cl^-)}{(Cl_2)}$$

$$\approx 4.5 \times 10^{-4} \text{ a } 25^\circ C$$

La disolución en agua de grandes cantidades de cloro. Debido a su elevada solubilidad es posible la disolución en agua de grandes cantidades de cloro.

La ionización se puede describir de la siguiente manera:



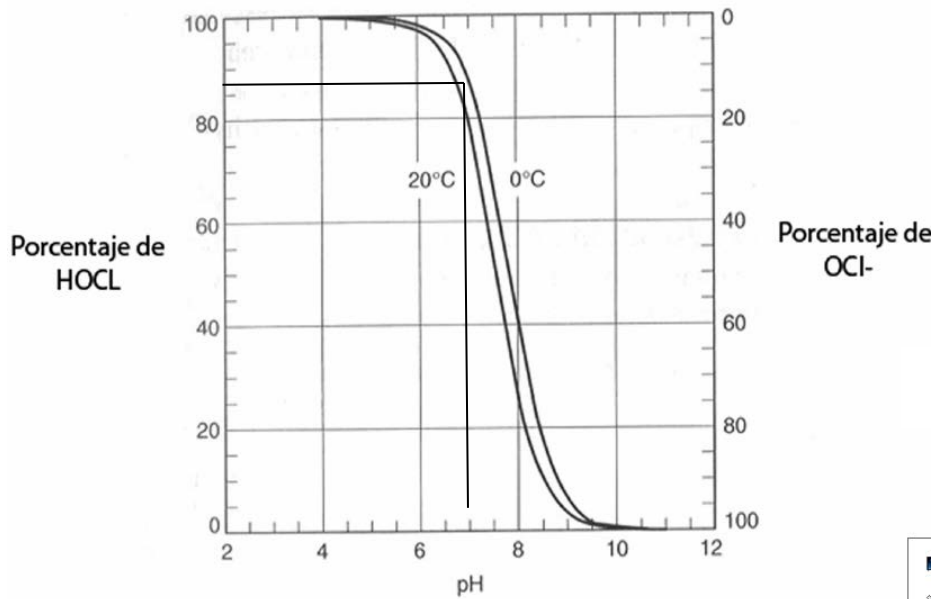
La constante de la reacción de ionización es:

$$K_i = \frac{(H^+)(OCl^-)}{(HOCl)}$$

$$= 2.9 \times 10^{-8} \text{ a } 25^\circ C$$

A la cantidad total de  $Cl_2$ ,  $OCl^-$  y  $HOCl$  presente en el agua se denomina “cloro libre”. La distribución relativa de estas dos especies (que se muestra en la siguiente gráfica) es muy importante, ya que la capacidad de destrucción de organismos del  $HOCl$  es entre 40 a 80 veces mayor a la del  $OCl^-$ . La distribución porcentual del  $HOCl$  en función del pH se puede estimar de la figura 6.2

**Figura 6.2 Porcentajes de  $HOCl$  y  $OCl^-$  con respecto a su pH**



Fuente:  
Metcalf &  
Eddy,  
2003

#### 6.4.2 Determinación de la concentración y tiempo de contacto

Para determinar los porcentajes de HOCl y OCl⁻ del cloro total que se aplicará, se necesita saber el pH del agua a tratar. En el anexo 2, donde se describieron las características del agua residual, tomaremos como parámetro medio el de las lagunas de pH de 7; este valor se utilizará para calcular los porcentajes de HOCl y OCl⁻.

Para determinar las fracciones de HOCl y OCl⁻ que corresponden al pH del agua, se observa la figura 6.2 y se leen los siguientes porcentajes para un pH de 7:

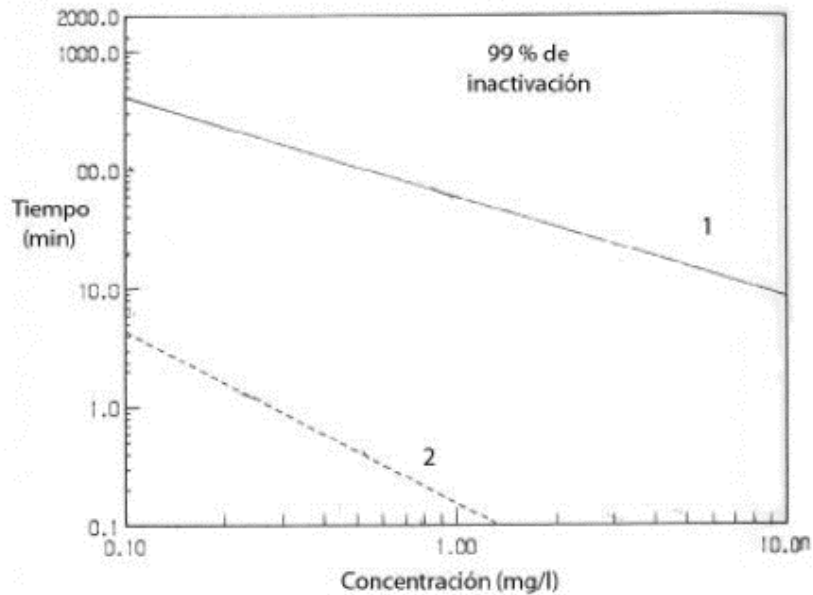
HOCl= 82 % del cloro libre total

OCl⁻= 18 % del cloro libre total

Para calcular el CT (concentración y tiempo de contacto) requerido para inactivar el 99% (2 ciclos logarítmicos) de coliformes fecales, se puede observar la figura 6.3, la cual indica que:

**Figura 6.3 Concentración de cloro por tiempo**





En  
donde la  
línea 2  
representen

ta la aplicación de cloro a los coliformes totales y la línea 1 representa la aplicación de cloro a Giardia.

A un pH de 8.5, el Ct es de:

$$CT = \frac{1mg}{l} \times 0.2 \text{ min}$$

$$CT = 0.2mg - \text{min}/l$$

Sin embargo, en la figura 6.2 se observa que a un pH de 8.5, los porcentajes de HOCl y OCl<sup>-</sup> son de 10% y 90% respectivamente. Por lo que se necesita saber qué cantidad de C<sub>HOCl</sub> por tiempo se requiere con un porcentaje de 82% de HOCl. Por lo que:

$$C_{HOCl}t = 0.1 \left( \frac{1mg}{l} \right) \times 0.2 \text{ min}$$

$$C_{HOCl}t = 0.02 \text{ mg} - \text{min}/l$$

Entonces se sabe que se debe tener un C<sub>HOCl</sub>t=0.02 mg-min/l, y suponiendo un tiempo de 30 minutos, se obtiene que:

$$0.02 \text{ mg} * \frac{\text{min}}{l} = 0.82(C_{total}) \times (t)$$

$$0.02 \text{ mg} * \frac{\text{min}}{l} = 0.82(C_{total}) \times (30\text{min})$$

Despejando:

$$C_{total} = \frac{0.02mg * \frac{min}{l}}{(0.82 \times 30 min)} = 0,0008 mg/l$$

Este valor  $C_{total} = 0.0008$  mg/l, es la dosis que se requiere aplicar a un pH de 7 para inactivar el 99% de los coliformes presentes. Como se observa, este valor es muy pequeño, prácticamente mínimo. Lo cual indica que los coliformes son poco resistentes a la aplicación de cloro, y es muy fácil controlarlos utilizando este método.

A continuación se realizará el mismo procedimiento para inactivar el 99% de *Giardia Lamblia*. En la misma gráfica 6.2, se puede observar que a un pH de 6.0 se puede obtener un producto de:

$$CT = \frac{1mg}{l} \times 70min$$

$$CT = 70mg - min/l$$

La figura 6.1 muestra que a un pH de 6.0, el porcentaje de HOCl, es prácticamente el 100%

Por lo que se tiene:

$$C_{HOCl}t = \left( \frac{1mg}{l} \times 1 \right) \times 70min$$

$$C_{HOCl}t = 70mg - min/l$$

Con el pH de 7 de las aguas residuales que se deben tratar, y suponiendo un tiempo de contacto de 30 min, se tiene que:

$$70mg * \frac{min}{l} = 0.82(C_{total}) \times t$$

$$70mg * \frac{min}{l} = 0.82(C_{total}) \times 30 min$$

$$C_{total} = 2,8 mg/l$$

Este valor de  $C_{total} = 2.8$  mg/l, es la concentración de cloro libre que se requiere aplicar a un pH de 7 para inactivar el 99% de la *Giardia Lamblia* presente. Este valor ya no es tan bajo como el que se obtuvo para inactivar los coliformes, sin embargo, es un valor razonable, y se puede aplicar sin ningún problema.

Por último, se realiza el mismo procedimiento para inactivar el 99% de *Cryptosporidium Parvum*. Se sabe que a un pH de 6.0, el CT requerido es de 3500 mg-min/l. Entonces:

$$3500 \text{ mg} * \frac{\text{min}}{\text{l}} = 0.83(C_{\text{total}}) \times 30 \text{ min}$$

$$C_{\text{total}} = 140,56 \text{ mg/l}$$

Como se observa, el valor de  $C_{\text{total}} = 140,56 \text{ mg/l}$  es exageradamente alto, y no se puede aplicar una cantidad tan grande de cloro al agua. Por lo que para la eliminación del *Cryptosporidium Parvum* se requiere una desinfección por rayos UV, ya que el *C. Parvum* no es muy resistente a esta radiación y es fácil eliminarlo con ese método.

En conclusión, dejaremos un tiempo de contacto de **30 minutos**, y una concentración total de cloro de **10 mg/l**, ya que los criterios de diseño aconsejan una dosis de 10 a 20 mg/l y un tiempo de contacto de 15 a 30 minutos para garantizar una reducción de  $10^4$  de Coliformes fecales, la cual inactiva perfectamente el 99% de los coliformes y de la *Giardia Lamblia*, pero no garantiza la eliminación del *Cryptosporidium Parvum* como se demuestra a continuación.

$$= 0.82 \left( \frac{C_{\text{HOCI}} t}{\text{l}} \right) \times 30 \text{ min}$$

$$C_{\text{HOCI}} t = 246 \text{ mg} - \text{min/l}$$

$$\frac{246 \text{ m} * \frac{\text{min}}{\text{l}}}{3500 \text{ mg} * \frac{\text{min}}{\text{l}}} = 0.07$$

Esto quiere decir que solamente el 7 % aproximadamente del *Cryptosporidium Parvum* podría ser eliminado aplicando 10 mg/l por 30 min, lo cual es muy pequeño, y confirma la necesidad de aplicar desinfección por medio de rayos UV para poder eliminar el *Cryptosporidium Parvum*.

## **CAPÍTULO VII**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **7.1 CONCLUSIONES**

Después de finalizado el proyecto se pueden llegar a las siguientes conclusiones:

- Se diseñó la planta de tratamiento bajo la tecnología de un reactor anaerobio de flujo ascendente RAFA, para las aguas residuales generadas en la zona de Catedral como tratamiento principal, posteriormente como un tratamiento secundario se plantea un biofiltro o lecho percolador para reducir los niveles de Nitrógeno, ya que de acuerdo a su eficiencia de remoción de componentes se puede obtener un efluente tratado apto para reuso.
- De acuerdo a los parámetros de remoción del Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente de 90% de DBO<sub>5</sub>, 95% de DQO, y luego una desinfección en los límites permisibles establecidos en la normativa de la OMS Y FAO para reuso de aguas residuales en riego agrícola y en la cantidad del efluente, se concluye que el efluente es apto para riego agrícola.
- El diseño de Tratamiento de Aguas Residuales elaborado en la presente Tesis, presenta una tecnología anaerobia, porque es una tecnología fácil de operar como así también requiere un mantenimiento constante, en función a la carga de lodos generada por la materia orgánica, razón por la cual el costo de implementación del sistema no es costoso económicamente ya que no necesita energía eléctrica para arrancar su funcionamiento.

#### **7.2. RECOMENDACIONES**

- Se debe realizar un mantenimiento periódico del sistema de tratamiento, con la finalidad de garantizar la vida útil de la Planta de Tratamiento, es decir la Planta debe contar con un manual de operación y mantenimiento para que facilite las actividades a ser realizadas en cada una de las etapas, por el personal que va operar la PTAR.
- El personal de operación y mantenimiento debe ser capacitado constantemente para que se garantice el funcionamiento correcto del sistema de tratamiento.

- La EPSA competente, en este caso COSAALT LTDA. debe estar pendiente que las nuevas construcciones se conecten al sistema de alcantarillado sanitario y posteriormente lleguen a la PTAR, para que de esta manera se cumpla con el objetivo de tratar las aguas residuales generadas en la zona de Catedral, para disminuir la contaminación ambiental evitando la descarga a cuerpos de agua de manera directa.