

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1. SELECCIÓN Y DEFINICIÓN DEL TEMA DEL PROYECTO

1.1.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO DE GRADO

Figura 1. Ubicación geográfica del Proyecto



Fuente: Google Earth

1.1.2. LATITUD Y LONGITUD

Las lagunas de oxidación de San Luis, se encuentran ubicadas en la ciudad de Tarija, está ubicado al sur de la ciudad, siguiendo la avenida de San Luis.

Entre las coordenadas UTM: 323967,34-324642,03 m E y 7614750,15-7614333,57 m S; a 1865 m.s.n.m. como altitud promedio.

1.1.3. LÍMITES TERRITORIALES

Tiene como límites a los siguientes espacios geográficos:

- Al Norte: Aeropuerto Oriel lea Plaza
- Al Sur: El temporal
- Al Oeste: San Luis
- Al Este: San Jorge II

1.2. PROBLEMÁTICA ACTUAL

En la actualidad la ciudad de Tarija cuenta con una planta de tratamiento de aguas residuales con tecnología aerobia (lagunas de oxidación), 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 eficientes, se ha convertido en un tema de preocupación para los habitantes.

Por lo que se está licitando nuevas tecnologías para que se haga la planta de tratamiento en la ciudad de Tarija.

Actualmente en la Ciudad de Tarija existe el tratamiento de las aguas residuales urbanas del margen izquierdo, cuya planta de tratamiento son las lagunas de estabilización, ubicadas en San Luis, las mismas que se encuentran saturadas y sobrepasaron sus parámetros de diseño.

En la margen derecha no existe planta de tratamiento, por lo que todos los desagües van a las cámaras sépticas y éstas al río Guadalquivir.

Siendo el río Guadalquivir nuestra fuente principal de aprovechamiento de aguas para regadío, pesca entre otras actividades y que se ve afectado porque la actual planta de tratamiento terminó con su vida útil.

Como una alternativa de solución al problema se propone elaborar el diseño de una planta piloto, para demostrar que esta tecnología sirve y es adecuada para la ciudad de Tarija. Y así mismo demostrar que la misma se adecúa al medio climático de la ciudad de Tarija.

1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Una planta piloto de tratamiento de aguas residuales con tecnología anaerobia para la ciudad de Tarija es una alternativa para la solución del problema de contaminación del agua y olores a mediano y corto plazo, porque particularmente los habitantes de la zona de San Luis se oponen a la construcción de una nueva planta de tratamiento cercana a ellos, entonces hay que ver la posibilidad de construir plantas de tratamiento de aguas residuales más compactas para así evitar los malos olores.

A través del diseño de estos sistemas de tratamiento de aguas residuales piloto, se logrará obtener mejores parámetros de diseño y comprobar si una tecnología funciona en nuestro medio, de esta manera dar comodidades a todos los vecinos de la comunidad con un servicio eficiente logrando elevar su calidad de vida, sanear el agua y reutilizarla para las áreas verdes u 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” (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2013)

De acuerdo con el informe del Ministerio de Medio Ambiente y Agua (MMAyA) 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 proyectos 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 “nano filtración”, “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 de demostrar que esta tecnología se adecúa a la situación actual del departamento de Tarija, y en un futuro se pueda construir la misma y de esta manera 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.

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

Diseñar una planta piloto de tratamiento con tecnología anaerobia ubicada en el ingreso de las lagunas de San Luis.

1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recopilar información primaria sobre la situación de las aguas residuales de la ciudad de Tarija y caracterización de las aguas residuales de las lagunas de San Luis.
- Diseñar una planta de tratamiento piloto de aguas residuales domésticas, con condiciones adecuadas para obtener un efluente adecuado para ser reutilizado en riego.
- Elaboración de planos y presupuesto de la planta piloto.

1.6. MARCO DE REFERENCIA

En general el proyecto de grado a desarrollar comprenderá 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.

Tabla 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 TRATAMIENTO
- Tratamiento anaeróbico: Consiste en una serie de procesos microbiológicos, dentro de un recipiente hermético, dirigido 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 (20% en comparación con un sistema de lodos activados), y además este último se puede disponer como abono y mejorador de suelos.
- Tratamientos aerobios: En este tipo de tratamientos 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 No 42.
- Aguas naturales.- Aquellas cuyas propiedades originales no han sido modificadas por la actividad humana, y se clasifican en:

Tabla 2. 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

TIPOS DE AGUA	
SÓLIDOS DISUELTOS TOTALES	mg/l
Hiperhalina	De 36.000 a 70.000

Fuente: Ley del Medio Ambiente Nro.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.
- DBO₅.- Demanda Bioquímica de Oxígeno, en mg/l. Es la cantidad de oxígeno necesaria para descomponer biológicamente la materia orgánica carbonacea, se determina en laboratorios 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.- Es una medida de acidez o alcalinidad de una solución. El pH indica la concentración de iones hidronio 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 requerimientos 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.- Líquido que sale del sistema de tratamiento o alguno de sus elementos en particular.
- Coliformes.- Designa a un grupo de especies bacterianas que tienen ciertas características bioquímicas en común e importancia relevante como indicadores de contaminación del agua y los alimentos.

1.6.3. MARCO ESPACIAL

La zona de “San Luis”, instalaciones de la PTAR de San Luis en conjunto sus vecinos.

1.6.4. MARCO TEMPORAL

Todos los datos de información recogidos son del año 2018-2019.

1.7. ALCANCE

El presente proyecto de grado abarcará:

- Recolección de información necesaria por parte del proponente.
- Análisis de calidad de agua residual urbana de Tarija que ingresa a la PTAR de San Luis.
- Análisis técnico del sistema de tratamiento elegido para la planta de tratamiento piloto.
- Propuesta de solución.
- Planos del sistema de tratamiento piloto seleccionado.

CAPÍTULO II

2. FUNDAMENTOS DEL TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL

2.1. INTRODUCCIÓN

Toda ciudad 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 establecimiento industrial y comercial, a los que se les puede agregar aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

Si permitimos que las aguas residuales se acumulen y estancuen, 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. (Metcalf y Eddy, 1995)

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. (Cisterna Osorio, 2010)

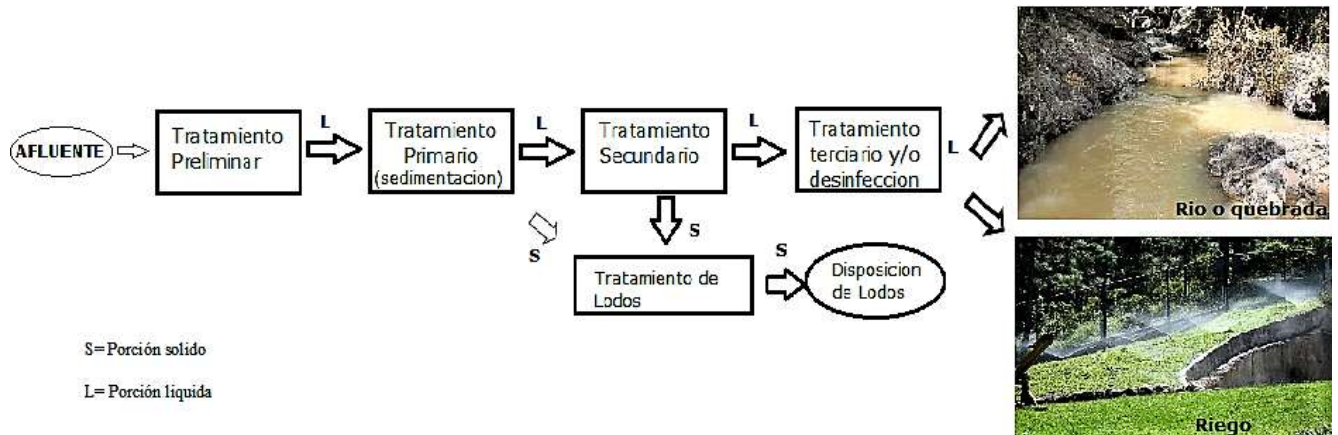
Por último es importante mencionar también que el agua de lluvia al precipitarse arrastra materia orgánica y química a los sistemas de drenaje, debido a conexiones erradas que se tengan en el sistema.

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

- Reglamento de materia de contaminación Hídrica (ley de Medio Ambiente Nro.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 el (Figura 2) El nivel de tratamiento recomendable dependerá del uso final de las aguas tratadas y también se relacionará con el factor económico.

Figura 2. Componente Básico de tratamiento de aguas residuales



Fuente: (Mendieta Sivila, 2016)

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 en 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 indispensables, que hacen necesario un tratamiento de las aguas usadas, de manera que sean menos perjudiciales para las aguas que las reciben. En la Figura 3, 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 medio 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 3. Esquema de fuentes de agua, usos benéficos y necesidad de tratamiento





Fuente: (Wayar Cruz, 2013)

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 químicas 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% de agua y un 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 los 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 INDISPENSABLES 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 de 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, hidrogeno, etc.), compuestos nitrogenados y de fosforo 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 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 eufórica en lagos.
- Nitrógeno y fósforo de aguas residuales domesticas 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 alimentaria del ecosistema. Estos compuestos se originan en actividades industriales principalmente.
- Calor de aguas de enfriamiento de las industria, 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. (Metcalf y Eddy, 1995)

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 3 donde se ve las principales propiedades físicas de las aguas residuales así como sus principales constituyentes químicas y biológicas y su procedencia. Es conveniente observar que muchos de sus parámetros que aparecen en el cuadro están relacionados entre ellos.

Tabla 3. Características físicas, químicas y biológicas del agua residual

Características	Procedencia
Propiedades físicas:	
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	
Constituyentes químicos:	Procedencia
Orgánicos:	
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.
Inorgánicos:	
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.

Características	Procedencia
Propiedades físicas:	
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
Gases:	Procedencia
Sulfuro de hidrogeno	
Metano, Oxígeno	
Constituyentes biológicos:	Procedencia
Animales	Cursos de agua y plantas de tratamiento.
Plantas	Cursos de agua y plantas de tratamiento.
Protistas:	Procedencia
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 y Eddy, 1995

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.

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 aquellos 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. (Aznar Jiménez, 2009)

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 hidrogeno 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. (Cisterna Osorio, 2010)

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 solo 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.

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 resiente 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.

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.

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, hidrogeno 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. (Metcalf y Eddy, 1995)

-MEDICION DEL CONTENIDO ORGANICO

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.

MATERIA INORGANICA

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 aquellos que han sido incorporados al agua superficial durante su ciclo de uso.

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

MICROORGANISMOS

Los principales grupos de organismos presentes tanto en aguas residuales como superficiales se clasifican en organismos eucariotas, Eubacterias y Arqueobacterias como se muestra en la Tabla 4, 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 4. Clasificación de los microorganismos

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

Fuente: Metcalf y Eddy, 1995

- (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.

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.

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. (Metcalf y Eddy, 1995)

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. (Mendieta Sivila, 2016)

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 sequias, 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 esta 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 Nro. 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 6, 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 necesarios 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)

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 5, límites permisibles de descarga Tabla 6 y valores máximos de parámetros que deben contener los cuerpos receptores Tabla 7.

Tabla 5. Clasificación de los cuerpos de agua según su aptitud de uso

Orden	Usos	Clase "A"	Clase "B"	Clase "C"	Clase "D"
1	Para abastecimiento domestico de agua potable después de:				
	a.- Sólo una desinfección y ningún tratamiento	Si	No	No	No
	b.- Tratamiento solamente fisico 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

Orden	Usos	Clase "A"	Clase "B"	Clase "C"	Clase "D"
2	Para recreación de contacto primario: Natación, esquí, inmersión.	Si	Si	Si	No
3	Para protección de los recursos hidrobiológicos	Si	Si	Si	No
4	Para riego de hortalizas consumidas crudas y frutas de cascara delgada que sean ingeridas crudas sin remoción de ella.	Si	No	No	No
5	Para abastecimiento industrial	Si	Si	Si	Si
6	Para la cría natural y/o intensiva (acuicultura) de especies destinadas a la alimentación humana	Si	Si	Si	Si
7	Para abrevadero de animales	No (*)	Si	Si	No
8	Para la navegación (***)	No (*)	Si	Si	Si

Fuente: Ley Nro. 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 6. Límites permisibles para descargas líquidas en mg/l

Norma	Propuesta		Norma	Propuesta	
	Diario	Mes		Parámetros	Diario
Cobre	1,0	0,5	ph	6,9	6,9
Zinc	3,0	1,5	Temperatura(*)	±5°C	±5°C
Plomo	0,6	0,3	Compuestos fenólicos	1,0	0,5
Cadmio	0,3	0,15	Sólidos Suspendidos Totales	60,0	
Arsénico	1,0	0,5	Colifecales (NMP/100 ml)	1000,0	
Cromo+3	1,0	0,5	Aceites y grasas	10,0	
Cromo+6	0,1	0,05	Aceites y grasas (d)	20,0	
Mercurio	0,002	0,001	DBO5	80,0	
Fierro	1,0	0,5	DQO	250,0	
Antimonio	1,0		DQO (f)	300,0	

Norma	Propuesta		Norma	Propuesta	
	Diario	Mes		Parámetros	Diario
Estaño	2,0	1,0	Amonio como N	4,0	2,0
Cianuro libre (a)	0,2	0,10	Sulfuros	2,0	1,0
Cianuro libre (b)	0,5	0,3			

Fuente: Ley Nro.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 hidrocarbúricos.

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

Tabla 7. Valores máximos admisibles de parámetros en cuerpos receptores

Nº	Parámetros	Unidad	Cancerígeno	Clase "A"	Clase "B"	Clase "C"	Clase "D"
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Ph		No	6,0 a 8,5	6,0 a 9,0	6,0 a 9,0	6,0 a 9,0
2	Temperatura	°C		± 3°C de receptor	± 3°C de receptor	± 3°C de receptor	± 3°C de receptor
3	Sólidos Disueltos Totales	mg/l		1000	1000	1500	1500
4	Aceites y Grasas	mg/l	No	Ausentes	Ausentes	0,3	1
5	DBO	mg/l	No	<2	<5	<20	<30
6	DQO	mg/l	No	<5	<10	<40	<60
7	NMP Coliformes fecales 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
8	Color mg Pt/l	mg/l	No	<10	<50	<100	<200
9	Oxígeno disuelto	mg/l	No	<80% sat.	<70% sat.	<60% sat.	<50% sat.
10	Turbidez	UNT	No	<10	<50	<100 <200	<200 - 10000
11	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

N°	Parámetros	Unidad	Cancerígeno	Clase "A"	Clase "B"	Clase "C"	Clase "D"
12	Fosfato total	mg/l	No	0,4c. Ortofosfato	0,5c. Ortofosfato	1,0c. Ortofosfato	1,0c. Ortofosfato
13	Nitrógeno total	mg/l	No	5c. N	12c. N	12c. N	12c. N
14	Sólidos flotantes			Ausentes	Ausentes	Ausentes	< Ret. Malla 1 mm ²
15	Sulfatos	mg/l	No	300c. SO ₄	400c. SO ₄	400c. SO ₄	400c. SO ₄
16	Calcio	mg/l	No	200	300	300	400

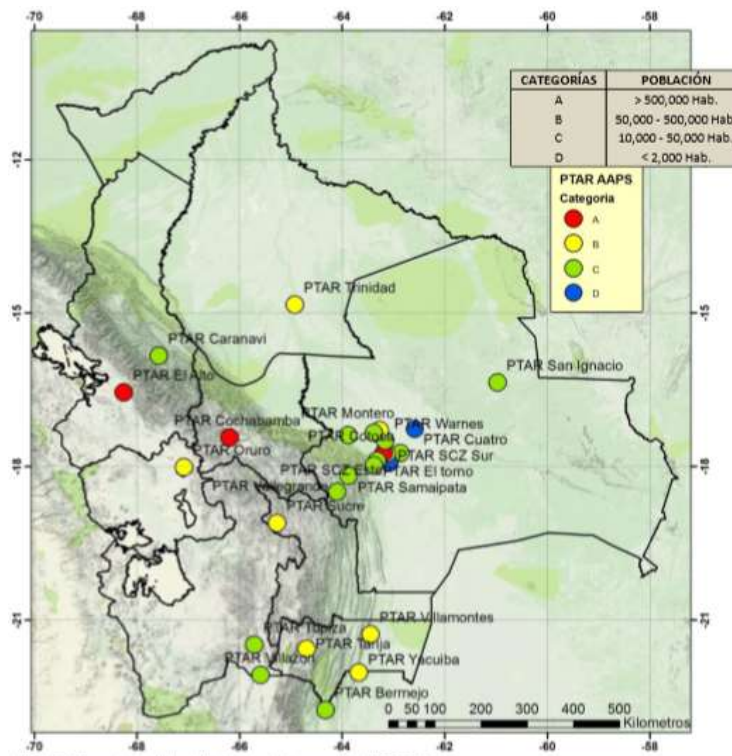
Fuente: Ley Nro.1333 Reglamento de materia de contaminación hídrica

2.9. SITUACIÓN ACTUAL DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO EN BOLIVIA

2.9.1. PRESENCIA DE PLANTAS DE TRATAMIENTOS EN BOLIVIA.

Dentro de las EPSA con seguimiento regulatorio por parte de la AAPS, se tienen 26 Plantas de tratamiento de aguas residuales a nivel Nacional, de las cuales se cuentan con datos técnicos reportados el año 2015 por 23 de éstas.

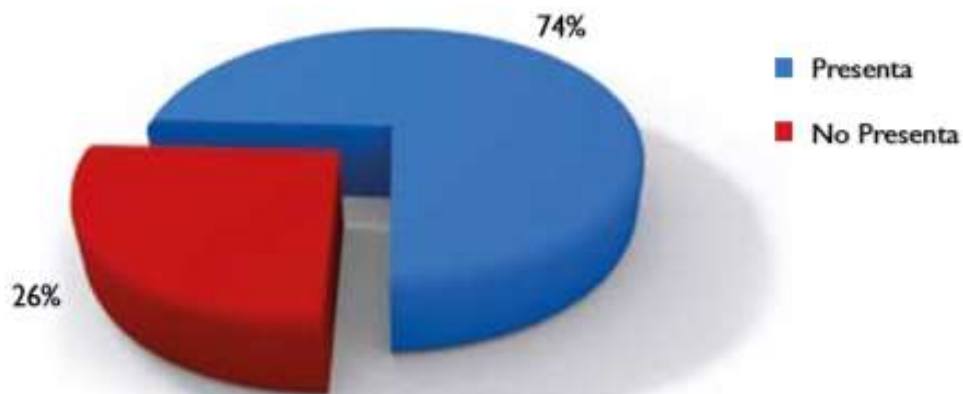
Figura 4. Mapa de ubicación de PTAR en Bolivia



Fuente: AAPS, 2017 con datos de los indicadores de desempeño AAPS 2015

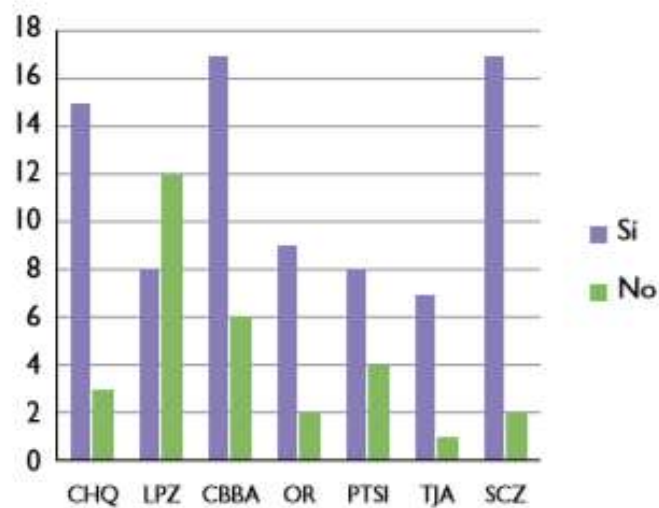
En los estudios realizados se encontró una presencia de PTAR en un 74%. Sin embargo, el 26% restante, si bien no existe una PTAR, se refiere a poblaciones donde existe el aprovechamiento de aguas residuales sin ningún tipo de tratamiento. En el siguiente gráfico se puede observar la presencia de PTAR en Bolivia. (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2013)

Figura 5. Presencia de PTAR en estudios realizados en Bolivia



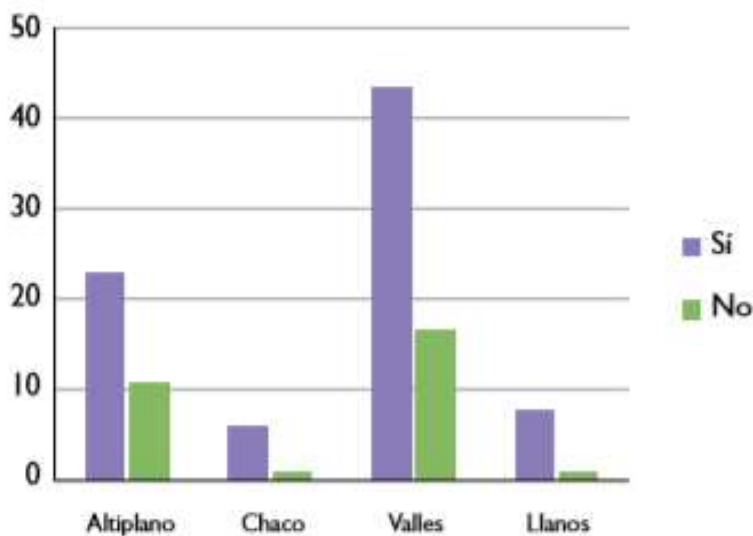
Fuente: Ministerio de Medio Ambiente y agua

Figura 6. Presencia de PTAR en estudios realizados por departamentos



Fuente: Ministerio de Medio Ambiente y agua

Figura 7. Presencia de PTAR en estudios realizados por región



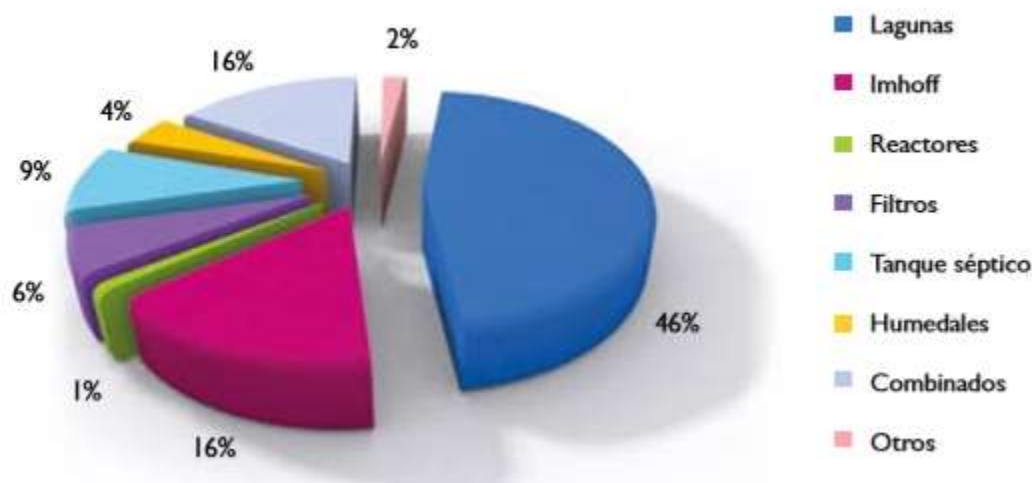
Fuente: Ministerio de Medio Ambiente y agua

Los gráficos anteriores, muestran los resultados encontrados por departamento y por región. Se identificó que los departamentos de Chuquisaca, Cochabamba y Santa Cruz son los que tienen mayor presencia de PTAR, y el departamento de La Paz es el departamento con mayor falta de PTAR. En la región de Valles se observa que la presencia de PTAR es mayor, pero también se puede apreciar que es la región con mayor cantidad de centros poblados sin PTAR.

2.9.2. TIPOS DE PTAR

Del 74% del total de PTAR identificado en el estudio, se encontró que existen diversas tecnologías de tratamiento como ser: Lagunas de Estabilización, Tanques Imhoff, Reactores Anaeróbicos, Filtros, Tanques Sépticos, Humedales, además de sistemas mixtos como tanques o reactores con lagunas, así como también fosas, como se observa en el siguiente gráfico.

Figura 8. Tecnologías identificadas en las PTAR estudiadas



Fuente: Ministerio de Medio Ambiente y agua

La tecnología de tratamiento de aguas residuales identificada en la mayoría de los estudios, se refiere a lagunas de estabilización debido a que es un sistema convencional, económico, de fácil construcción, operación y mantenimiento. Por otra parte, los Tanques Imhoff se encuentran principalmente en poblaciones pequeñas (16%); igualmente, resaltan los sistemas combinados (16%), que son principalmente reactores, tanques o filtros, acompañados de sistemas de lagunas, siendo los de mayor eficiencia ya que al combinar tecnologías logran una mayor remoción de los contaminantes.

De acuerdo al tipo de tratamiento existente en cada uno de los departamentos donde se ha llevado a cabo el levantamiento de datos, se tiene la siguiente información:

Figura 9. Niveles de tratamiento por departamentos

Tipo de tratamiento	DPTO													
	CBB		CH		LP		OR		PTY		SC		TAR	
	Conteo	Column Total NPK	Conteo	Column Total NPK	Conteo	Column Total NPK	Conteo	Column Total NPK	Conteo	Column Total NPK	Conteo	Column Total NPK	Conteo	Column Total NPK
No tiene PTAR	6	33.3%	2	10.5%	12	63.2%	2	18.2%	4	33.3%	3	15.8%	0	0.0%
primario	6	33.3%	1	5.3%	2	10.5%	2	18.32%	5	41.7%	1	5.3%	0	0.0%
secundario	1	5.6%	13	68.4%	4	21.1%	6	54.5%	1	8.3%	5	26.3%	7	77.8%
terciario	5	27.8%	3	15.8%	1	5.3%	1	9.1%	2	16.7%	10	52.6%	2	22.2%
Total	18	100.0%	19	100.0%	19	100.0%	11	100.0%	12	100.0%	19	100.0%	9	100.2%

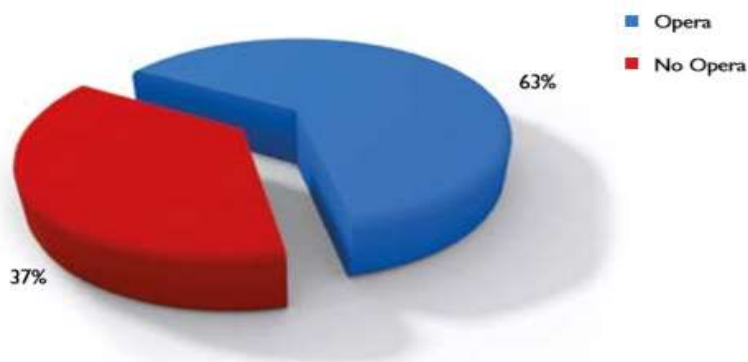
Fuente: Ministerio de Medio Ambiente y agua

Como se observa en la Tabla anterior, son muy pocas las plantas de tratamiento que tienen un tratamiento terciario, es decir, que en teoría podrían resolver el problema de tratamiento incluyendo la remoción de patógenos a niveles aceptables para riego, por ejemplo de hortalizas. Sin embargo, son ya un número apreciable las que cuentan con tratamientos secundarios en los diferentes departamentos, esto podría ser compatible con algunas medidas adicionales como la espera entre el último riego y la cosecha y el lavado de los alimentos para la reducción de patógenos. (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2013)

2.9.3. FUNCIONAMIENTO Y EFICIENCIA

Del 73% de las PTAR estudiadas, se identificó que el 37% no funciona, es decir, el agua residual no ingresa a la PTAR y es desviada para otros fines, o el agua residual que entra a la PTAR se infiltra en el suelo y no existe un efluente.

Figura 10. Operación de PTAR en estudios realizados en Bolivia



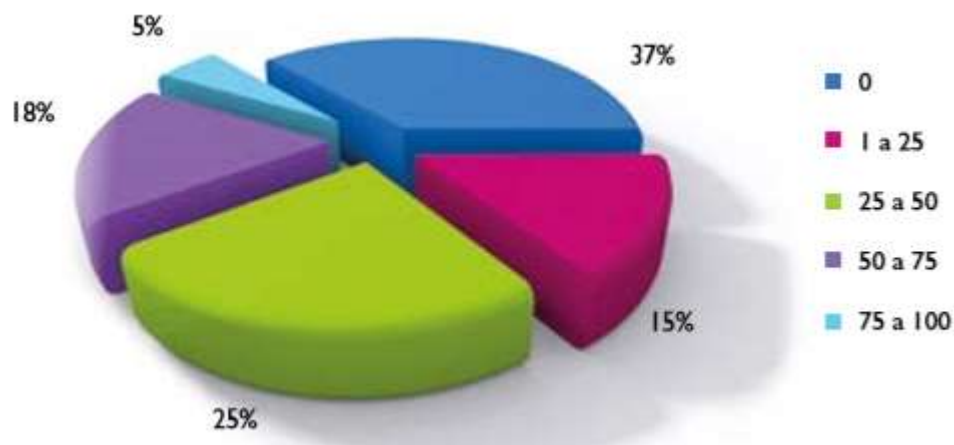
Fuente: Ministerio de Medio Ambiente y agua

En el gráfico anterior se puede observar que, en el 63% de los estudios realizados, las PTAR funcionan; es decir, existe un afluente y un efluente, lo que significa que existen diversos problemas que generarían riesgos de salubridad.

Para un mejor detalle del funcionamiento de las PTAR se identificó el porcentaje de efectividad en la remoción de contaminantes; en este relevamiento en particular, se realizó el cálculo de la efectividad con base en la DQO.

Como se puede observar en el siguiente gráfico, solamente el 5% de las PTAR en Bolivia presenta una remoción mayor al 75%, identificando insuficiencias y problemas en las diferentes PTAR existentes en Bolivia.

Figura 11. Efectividad en PTAR con base en DQO en estudios realizados en Bolivia



Fuente: Ministerio de Medio Ambiente y agua

Se puede apreciar que en las regiones de Llanos y Chaco, las PTAR tienen mayor efectividad, probablemente debido a las condiciones climáticas favorables como la elevada temperatura, ya que aumenta la actividad de los microorganismos. En la región de los Valles existe una menor eficiencia, debido a que las PTAR no abastecen a la creciente población y cada vez son más sobrecargadas. En la región altiplánica, un factor importante está relacionado con las bajas temperaturas que no favorecen la actividad de los microorganismos. En estas cuatro regiones, la principal causa que repercute en la baja efectividad del tratamiento es la deficiencia en la operación y mantenimiento. (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2013)

CAPÍTULO III

3. CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA PTAR DE SAN LUIS Y ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO

3.1. AGUA RESIDUAL

El agua residual se define como toda agua usada y los sólidos que debido a diferentes medios se introducen en las cloacas y son transportados por un sistema de alcantarillado. Existen tres tipos de aguas residuales que se clasifican según su procedencia como aguas residuales domésticas, municipales o industriales. (D'alessandri Romero, 2012)

3.2. CARACTERIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

El conocimiento de la naturaleza del agua residual es fundamental de cara al proyecto y explotación de las infraestructuras tanto de recogida como de tratamiento y evacuación de aguas residuales, así como para la gestión de la calidad ambiental. (Metcalf y Eddy, 1995)

Para determinar las características del agua residual tratada, deben seleccionarse cuidadosamente los parámetros a evaluar en la caracterización, dependiendo de las legislaciones y decretos regionales, municipales y nacionales, con la finalidad de aprovechar los recursos, para satisfacer los objetivos propuestos. Toda agua residual afecta en alguna manera la calidad del agua del cuerpo receptor. Sin embargo, se dice que un agua residual causa contaminación cuando, al descargarse al cuerpo receptor, causa efectos inaceptables para el uso propuesto del mismo (D'alessandri Romero, 2012). En la tabla 8 se encuentran los contaminantes de interés en el tratamiento de agua residual.

Tabla 8. Contaminantes de importancia en el tratamiento del agua residual

Contaminantes	Razón de la importancia
Sólidos en suspensión	Los sólidos en suspensión pueden dar lugar al desarrollo de depósitos de Fango y de condiciones anaerobias cuando se vierte agua residual sin tratar el entorno acuático.
Materia orgánica biodegradable	Compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos, grasas animales, la materia orgánica biodegradable se mide, en la mayoría de las

Contaminantes	Razón de la importancia
	ocasiones, en función de la DBO (demanda bioquímica de oxígeno) y de la DQO (demanda química de oxígeno). Si se descargan al entorno sin tratar su estabilización biológica puede llevar al agotamiento de los recursos naturales de oxígeno y al desarrollo de condiciones sépticas.
Patógenos	Pueden transmitirse enfermedades contagiosas por medio de los organismos patógenos presentes en el agua residual.
Nutrientes	Tanto el nitrógeno como el fósforo, junto con el carbono, son nutrientes esenciales para el crecimiento. Cuando se vierten al entorno acuático, estos nutrientes pueden favorecer el crecimiento de una vida acuática no deseada. Cuando se vierten al terreno en cantidades excesivas, también pueden provocar la contaminación del agua subterránea.
Contaminantes prioritarios	Son compuestos orgánicos o inorgánicos determinados en base a su carcinogenicidad, mutagenicidad, teratogenicidad o toxicidad aguda conocida o sospechada. Muchos de estos compuestos se hallan presentes en el agua residual.
Materia orgánica refractaria	Esta materia orgánica tiende a resistir los métodos convencionales de tratamiento. Ejemplo típico son los agentes tensoactivos, los fenoles y los pesticidas agrícolas.
Metales pesados	Los metales pesados son frecuentemente, añadidos al agua residual en el curso de ciertas actividades comerciales e industriales, y pueden ser necesario eliminarlos si se pretende reutilizar el agua residual.
Sólidos inorgánicos disueltos	Los constituyentes inorgánicos tales como el calcio, sodio y los sulfatos se añaden al agua de suministro como consecuencia del uso del agua, y es posible que se deban eliminar si se va a reutilizar el agua residual.

Fuente: Metcalf y Eddy, 1995

3.3. 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.

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.

3.3.1. 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 estas son bastantes menores y éstas 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.
- **Perdidas en la red de distribución:** Esta 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.

3.4. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Para la determinación de las características físicas y químicas de las aguas residuales que ingresan a la PTAR de San Luis, se procedió a recolectar toda la información existente.

Para lo cual se recabó información de 2 fuentes:

- COSSALT
- RIMH

Tomando en cuenta las fuentes de información mencionadas también se procedieron a realizar una campaña de medición de parámetros para certificar los valores obtenidos.

3.4.1. COSAALT

La cooperativa COSAALT, tiene la misión de servir a la colectividad en el abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario, preservando la salud y el medio ambiente y la visión de ser una EPSA líder en el Sur de Bolivia, comprometida con el mejora continua en la prestación de los servicios de agua potable y alcantarillados sanitario, con calidad a la ciudad de Tarija.

La cooperativa de COSAALT realiza periódicamente ensayos de calidad de agua al ingreso y salida de la PTAR de San Luis, pero estos últimos años sólo se realizaron ensayos puntuales cada mes, es este motivo por el cual se logró recabar la información de muestras compuestas desde la gestión 2002 hasta la gestión 2009 y la gestión 2012.Ó

Tabla 9. Muestras Compuestas 2002

MUESTRAS COMPUESTAS GESTIÓN 2002													
HORA	PARAMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
6:00 hrs	DBO5 (mg/l)						80,00	270,00	200,00	266,70			
	DQO (mg/l)						90,84	309,20	220,80	320,00			
	CAUDAL (l/s)						67,85	56,24	56,24	56,24			
7:00 hrs	DBO5 (mg/l)						70,00	240,00	33,30	266,60			
	DQO (mg/l)						178,66	309,20	137,90	272,00			
	CAUDAL (l/s)						99,89	67,85	73,92	61,95			
	DBO5 (mg/l)						10,00	180,00	166,70	66,60			

MUESTRAS COMPUESTAS GESTIÓN 2002													
HORA	PARAMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
8:00 hrs	DQO (mg/l)						255,47	255,50	273,14	128,00			
	CAUDAL (l/s)						191,91	183,50	217,86	80,17			
9:00 hrs	DBO5 (mg/l)						90,00	360,00	393,90	333,30			
	DQO (mg/l)						607,30	672,00	502,40	528,00			
	CAUDAL (l/s)						282,52	282,52	321,91	263,48			
10:00 hrs	DBO5 (mg/l)						260,00	760,00	333,30	366,70			
	DQO (mg/l)						575,20	1030,9	522,90	496,00			
	CAUDAL (l/s)						282,52	311,90	332,02	342,24			
11:00 hrs	DBO5 (mg/l)						160,00	530,00	433,30	466,70			
	DQO (mg/l)						695,16	628,90	462,02	512,00			
	CAUDAL (l/s)						311,90	311,90	321,91	332,02			
12:00 hrs	DBO5 (mg/l)						160,00	450,00	424,00	366,70			
	DQO (mg/l)						472,00	585,98	442,15	448,00			
	CAUDAL (l/s)						321,91	302,00	292,21	321,91			
13:00 hrs	DBO5 (mg/l)						450,00	380,00	333,30	433,30			
	DQO (mg/l)						869,40	384,04	472,02	448,00			
	CAUDAL (l/s)						302,00	292,21	263,48	311,90			
14:00 hrs	DBO5 (mg/l)						240,00	320,00	515,20	200,00			
	DQO (mg/l)						512,60	482,10	522,95	496,00			
	CAUDAL (l/s)						311,90	302,00	244,89	302,00			
15:00 hrs	DBO5 (mg/l)						560,00	590,00	393,90	466,70			
	DQO (mg/l)						833,58	607,30	504,45	496,00			
	CAUDAL (l/s)						332,02	282,52	244,89	282,52			
16:00 hrs	DBO5 (mg/l)						240,00	390,00	466,70	433,30			
	DQO (mg/l)						618,08	672,90	618,08	448,00			
	CAUDAL (l/s)						352,56	272,95	263,48	263,48			
17:00 hrs	DBO5 (mg/l)						310,00	220,00	566,60	433,30			
	DQO (mg/l)						1043,23	442,15	672,90	496,00			
	CAUDAL (l/s)						321,91	263,48	254,13	254,13			
18:00 hrs	DBO5 (mg/l)						200,00	560,00	500,00	466,70			
	DQO (mg/l)						786,56	628,90	596,50	512,00			
	CAUDAL (l/s)						311,90	244,98	226,75	266,75			
19:00 hrs	DBO5 (mg/l)						160,00	500,00	696,90	433,30			
	DQO (mg/l)						442,12	639,80	763,40	512,00			
	CAUDAL (l/s)						282,52	217,86	200,44	209,09			
20:00 hrs	DBO5 (mg/l)						240,00	590,00	1151,50	400,00			
	DQO (mg/l)						522,95	607,30	1214,24	448,00			
	CAUDAL (l/s)						217,86	191,91	159,06	183,50			
	DBO5 (mg/l)						120,00	490,00	363,60	366,70			

MUESTRAS COMPUESTAS GESTIÓN 2002													
HORA	PARAMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
21:00 hrs	DQO (mg/l)						461,99	502,41	751,90	400,00			
	CAUDAL (l/s)						175,23	175,23	135,81	143,42			
22:00 hrs	DBO5 (mg/l)						240,00	460,00	424,20	433,30			
	DQO (mg/l)						522,95	472,02	522,94	496,00			
	CAUDAL (l/s)						159,06	159,06	99,89	128,33			
23:00 hrs	DBO5 (mg/l)						210,00	450,00	545,45	266,70			
	DQO (mg/l)						639,83	462,00	596,50	464,00			
	CAUDAL (l/s)						143,42	113,81	80,17	99,89			
24:00 hrs	DBO5 (mg/l)						150,00	380,00	400,00	200,00			
	DQO (mg/l)						327,49	442,15	452,07	400,00			
	CAUDAL (l/s)						128,33	106,77	73,92	86,58			
1:00 hrs	DBO5 (mg/l)						180,00	290,00	454,50	300,00			
	DQO (mg/l)						255,47	311,00	462,02	336,00			
	CAUDAL (l/s)						113,81	99,89	67,85	73,92			
2:00 hrs	DBO5 (mg/l)						180,00	300,00	433,30	333,30			
	DQO (mg/l)						203,77	309,20	533,33	352,00			
	CAUDAL (l/s)						99,89	99,89	56,24	67,85			
3:00 hrs	DBO5 (mg/l)						240,00	470,00	433,30	100,00			
	DQO (mg/l)						273,15	484,10	522,94	240,00			
	CAUDAL (l/s)						86,58	86,58	56,24	56,24			
4:00 hrs	DBO5 (mg/l)						50,00	440,00	433,30	233,30			
	DQO (mg/l)						255,47	462,02	462,00	368,00			
	CAUDAL (l/s)						61,95	80,17	56,24	50,71			
5:00 hrs	DBO5 (mg/l)						50,00	280,00	333,30	333,30			
	DQO (mg/l)						114,13	482,10	462,00	336,00			
	CAUDAL (l/s)						56,24	67,85	50,71	45,37			

Fuente: COSAALT

Tabla 10. Muestras compuestas 2012

MUESTRAS COMPUESTAS GESTIÓN 2012													
HORA	PARAMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1:00 hrs	DBO5 (mg/l)	185,00	265,80	203,40	178,20	210,00	248,40	570,00	307,00	158,70	427,00	331,00	290,57
	DQO (mg/l)	237,60	475,30	594,06	317,00	435,80	392,16	1176,00	549,00	356,40	832,00	654,00	500,24
	CAUDAL (l/s)	342,24	226,75	244,89	183,50	175,23	175,23	226,75	167,08	99,89	135,81	135,81	143,42
2:00 hrs	DBO5 (mg/l)	223,20	273,60	22,00	184,20	225,00	224,40	640,00	297,00	168,60	288,00	321,00	280,55
	DQO (mg/l)	237,60	396,00	712,87	356,60	396,20	313,73	1020,00	549,00	316,80	594,00	616,00	461,70
	CAUDAL (l/s)	342,24	200,44	217,86	167,08	151,17	159,06	183,50	143,42	80,17	106,77	121,00	121,00
	DBO5 (mg/l)	64,20	229,20	228,60	199,80	190,20	236,40	603,00	317,00	158,70	278,00	331,00	199,79

MUESTRAS COMPUESTAS GESTIÓN 2012													
HORA	PARAMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
3:00 hrs	DQO (mg/l)	158,40	356,40	475,25	475,40	477,60	666,67	1176,00	549,00	396,00	594,00	577,00	384,80
	CAUDAL (l/s)	321,91	183,50	200,44	159,06	121,00	135,81	159,06	113,81	67,85	93,15	99,89	106,77
4:00 hrs	DBO5 (mg/l)	97,60	140,40	185,40	94,20	65,00	87,00	77,00	87,00	109,10	184,00	180,00	144,28
	DQO (mg/l)	158,40	237,60	435,64	158,50	118,00	117,65	137,00	156,90	237,60	356,00	385,00	230,88
	CAUDAL (l/s)	209,09	175,23	200,44	143,42	67,85	61,95	73,92	106,77	93,15	80,17	73,92	80,17
5:00 hrs	DBO5 (mg/l)	89,40	146,40	96,00	80,40	108,00	76,80	75,00	123,60	89,30	179,00	180,00	96,19
	DQO (mg/l)	118,80	198,00	158,42	198,10	237,70	117,65	196,00	274,50	198,00	317,00	369,00	153,92
	CAUDAL (l/s)	151,17	121,00	99,89	106,77	121,00	73,92	86,58	73,92	106,77	121,00	128,33	113,81
6:00 hrs	DBO5 (mg/l)	91,20	139,80	77,40	105,00	61,80	107,40	119,00	99,00	79,40	173,00	165,00	197,79
	DQO (mg/l)	158,40	277,20	118,81	198,10	158,50	156,86	431,00	235,30	158,40	259,00	385,00	307,84
	CAUDAL (l/s)	113,81	93,15	200,44	159,06	226,75	121,00	217,86	121,00	128,33	151,17	159,06	159,06
7:00 hrs	DBO5 (mg/l)	91,80	157,00	37,80	97,80	68,40	92,40	62,00	104,40	74,40	179,00	140,00	180,35
	DQO (mg/l)	158,40	277,20	79,21	158,50	158,50	156,86	118,00	196,10	158,40	396,00	231,00	423,28
	CAUDAL (l/s)	159,06	151,17	263,48	191,91	244,89	209,09	263,48	183,50	135,81	209,09	200,44	200,44
8:00 hrs	DBO5 (mg/l)	181,00	260,00	201,00	163,00	122,00	122,00	114,00	207,00	208,30	486,00	271,00	340,67
	DQO (mg/l)	277,20	475,20	316,83	277,30	237,70	235,30	196,00	392,20	554,50	990,00	539,00	692,64
	CAUDAL (l/s)	235,76	226,75	302,00	226,75	292,21	282,52	342,24	263,48	244,89	235,76	254,13	254,13
9:00 hrs	DBO5 (mg/l)	369,00	472,00	347,00	333,00	199,00	287,00	308,00	283,00	426,50	476,00	441,00	384,80
	DQO (mg/l)	633,70	673,30	633,66	554,70	633,90	588,24	824,00	705,90	871,30	990,00	962,00	885,04
	CAUDAL (l/s)	292,21	292,21	332,02	263,48	321,91	332,02	362,98	302,00	321,91	263,48	302,00	302,00
10:00 hrs	DBO5 (mg/l)	425,00	458,80	399,00	529,00	297,00	325,00	270,00	562,00	446,40	466,00	411,00	531,04
	DQO (mg/l)	831,70	752,50	712,87	1109,40	752,80	901,97	706,00	1137,30	910,90	871,00	847,00	1077,44
	CAUDAL (l/s)	342,24	311,90	352,56	292,21	342,24	362,98	384,12	321,91	332,02	302,00	321,91	332,02
11:00 hrs	DBO5 (mg/l)	398,00	414,00	219,00	381,00	300,00	325,00	335,00	397,00	456,30	427,00	401,00	410,80
	DQO (mg/l)	792,10	633,70	594,06	792,40	673,50	705,89	627,00	862,80	950,50	792,00	808,00	846,56
	CAUDAL (l/s)	362,98	342,24	373,50	332,02	342,24	384,12	394,84	352,56	311,90	321,91	342,24	352,56
12:00 hrs	DBO5 (mg/l)	285,00	366,00	272,00	463,00	265,00	573,00	282,00	320,00	426,50	476,00	366,00	340,67
	DQO (mg/l)	554,50	554,50	514,85	792,40	633,90	980,40	902,00	823,50	792,10	832,00	577,00	654,16
	CAUDAL (l/s)	362,98	362,98	384,12	352,56	362,98	384,12	405,66	373,50	311,90	342,24	362,98	373,50
13:00 hrs	DBO5 (mg/l)	431,00	358,00	293,00	379,00	272,00	294,00	487,00	394,00	347,20	387,00	421,00	320,63
	DQO (mg/l)	633,70	554,50	435,64	673,50	594,30	588,24	1098,00	862,80	594,00	792,00	827,00	692,64
	CAUDAL (l/s)	362,98	373,50	384,12	362,98	373,50	384,12	394,84	394,84	302,00	352,56	373,50	384,12
14:00 hrs	DBO5 (mg/l)	554,50	442,00	427,00	361,00	306,00	369,00	326,00	468,00	476,10	436,00	381,00	370,73
	DQO (mg/l)	554,40	752,50	712,87	594,30	673,50	588,24	588,00	784,30	1069,30	832,00	847,00	731,12
	CAUDAL (l/s)	342,24	384,12	405,66	373,50	373,50	373,50	373,50	394,84	282,52	362,98	384,12	384,12
15:00 hrs	DBO5 (mg/l)	390,00	345,00	349,00	405,00	241,00	292,00	312,00	344,00	337,20	476,00	371,00	390,77
	DQO (mg/l)	594,10	554,50	594,06	752,80	752,80	627,46	627,00	666,70	633,70	871,00	693,00	692,64
	CAUDAL (l/s)	332,02	384,12	405,66	373,50	373,50	342,24	321,91	362,98	282,52	362,98	381,12	384,12
	DBO5 (mg/l)	402,00	365,00	273,00	401,00	481,00	332,00	355,00	398,00	317,40	615,00	391,00	480,94

MUESTRAS COMPUESTAS GESTIÓN 2012													
HORA	PARAMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
16:00 hrs	DQO (mg/l)	633,70	514,90	396,04	792,40	1188,60	549,02	706,00	754,10	633,70	1188,00	808,00	1192,88
	CAUDAL (l/s)	332,02	384,12	427,58	373,50	352,56	342,24	332,02	362,98	263,48	352,56	384,12	384,12
17:00 hrs	DBO5 (mg/l)	414,00	409,00	204,00	394,00	333,00	369,00	338,00	420,00	396,80	417,00	431,00	440,86
	DQO (mg/l)	792,10	633,70	475,25	594,30	752,80	784,32	745,00	784,30	871,30	832,00	808,00	1000,48
	CAUDAL (l/s)	332,02	373,50	449,89	342,24	332,02	332,02	332,02	342,42	254,13	321,91	373,50	362,98
18:00 hrs	DBO5 (mg/l)	466,00	433,00	319,00	433,00	318,00	404,00	322,00	411,00	287,60	397,00	341,00	350,69
	DQO (mg/l)	792,10	594,10	990,10	752,80	832,00	745,10	706,00	745,10	554,50	792,00	693,00	654,16
	CAUDAL (l/s)	302,00	362,98	472,57	321,91	311,90	311,90	321,91	332,02	226,75	302,00	342,24	332,02
19:00 hrs	DBO5 (mg/l)	547,00	349,00	136,00	325,00	351,00	376,00	338,00	369,00	248,00	412,00	321,00	340,67
	DQO (mg/l)	831,70	514,90	475,25	435,80	673,50	666,67	627,00	588,20	554,50	752,00	500,00	615,68
	CAUDAL (l/s)	282,52	342,24	507,28	282,52	292,21	292,21	311,90	311,90	209,09	282,52	321,91	302,00
20:00 hrs	DBO5 (mg/l)	375,00	382,00	232,00	331,00	329,00	297,00	244,00	324,00	267,80	466,00	291,00	320,63
	DQO (mg/l)	633,70	594,10	316,83	554,70	633,90	627,46	549,00	588,20	594,10	832,00	693,00	577,20
	CAUDAL (l/s)	244,59	321,91	507,28	254,13	292,21	272,95	302,00	282,52	183,50	254,13	292,21	272,95
21:00 hrs	DBO5 (mg/l)	372,00	344,00	119,00	408,00	264,00	234,00	427,00	350,00	248,00	486,00	281,00	490,96
	DQO (mg/l)	673,30	475,30	435,64	713,20	554,70	666,67	980,00	588,20	514,90	911,00	539,00	1192,88
	CAUDAL (l/s)	352,56	302,00	342,24	235,76	272,95	272,95	292,21	254,13	183,50	244,89	254,13	244,89
22:00 hrs	DBO5 (mg/l)	121,80	337,00	205,20	276,00	257,00	290,00	210,00	289,00	228,10	347,00	276,00	370,73
	DQO (mg/l)	198,00	475,30	435,64	515,10	594,30	509,81	392,00	549,00	475,30	673,00	539,00	615,68
	CAUDAL (l/s)	449,89	272,95	321,91	217,86	244,89	244,89	263,48	235,76	159,06	217,86	226,75	217,86
23:00 hrs	DBO5 (mg/l)	114,60	297,00	148,80	317,00	195,00	215,00	232,00	274,00	238,10	337,00	281,00	330,65
	DQO (mg/l)	237,60	356,40	277,23	554,70	475,40	352,94	353,00	549,00	514,90	673,00	500,00	692,64
	CAUDAL (l/s)	449,89	272,95	272,95	200,44	226,75	226,75	254,13	200,44	135,81	191,91	191,91	191,91
24:00 hrs	DBO5 (mg/l)	216,00	213,00	160,20	210,00	245,00	306,80	224,00	396,00	218,20	327,00	271,00	330,65
	DQO (mg/l)	316,80	435,60	475,25	396,20	435,80	509,81	431,00	509,80	475,30	634,00	423,00	577,20
	CAUDAL (l/s)	449,89	226,75	244,89	200,44	200,44	200,44	235,76	191,91	121,00	159,06	159,06	159,06

Fuente: COSAALT

El resto de la información se encuentra en el anexo 1. En todas las muestras compuestas se lograron obtener los resultados de demanda bioquímica de oxígeno, demanda química de oxígeno y caudales.

3.4.2. RIMH

El laboratorio RIMH, es un laboratorio que se encuentra a cargo del Ing. Iván Medina, el cual brinda servicios externos además de brindar servicios analíticos acreditados, servicios ambientales e I+D en nuevos bio-productos, con altos estándares de calidad y compromiso,

ajustados a la dinámica empresarial y a los flujos de caja y exigencia de nuestros clientes en Bolivia.

Del laboratorio RIMH se pudo recabar la información de los años 2010, 2011, 2012 y para el año 2013 solo el mes de enero, para los siguientes parámetros: temperatura, pH, sólidos sedimentables, conductividad, DBO₅, DBO, caudal.

Tabla 11. Muestra compuesta mes febrero 2010

N° Muestra	Hora	Temp. Muestra °C	pH	Sólidos Sed. ml/l	Conductiv. µS/cm	DBO ₅ mg/l	DQO mg/l	Caudal l/s
1	06:00	25,30	6,91	1,0	343,0	37,8	117,1	99,89
2	07:00	24,80	6,92	0,5	345,0	34,2	78,1	151,17
3	08:00	24,80	7,25	2,8	561,0	85,2	156,1	200,44
4	09:00	25,20	7,36	7,0	903,0	312,1	546,3	244,89
5	10:00	25,20	7,24	5,0	802,0	386,0	546,3	282,52
6	11:00	25,30	7,08	4,0	600,0	281,0	468,3	311,90
7	12:00	25,30	7,02	3,0	533,0	287,0	546,3	332,02
8	13:00	25,30	6,75	1,3	487,0	271,0	312,2	362,98
9	14:00	25,20	6,71	2,5	472,0	283,0	390,2	362,98
10	15:00	25,10	6,71	3,1	505,0	272,0	429,3	373,50
11	16:00	25,20	6,64	2,1	507,0	333,0	468,3	373,50
12	17:00	25,10	6,84	3,2	521,0	349,0	546,3	352,56
13	18:00	23,30	7,08	4,0	511,0	268,0	468,3	342,24
14	19:00	23,30	7,03	2,9	485,0	139,0	468,3	321,91
15	20:00	23,20	7,07	2,4	187,8	36,0	78,1	405,66
16	21:00	23,40	7,02	3,4	187,7	74,0	156,1	438,69
17	22:00	23,50	7,02	2,0	187,0	56,0	156,1	472,57
18	23:00	23,30	7,01	2,5	187,2	47,0	78,1	628,73
19	24:00	23,40	7,00	2,5	171,3	39,0	78,1	628,73
20	01:00	23,30	7,03	1,5	171,5	38,0	78,1	603,75
21	02:00	23,40	7,04	2,1	172,5	71,0	156,1	554,82
22	03:00	23,30	7,03	1,9	187,8	42,0	78,1	507,28
23	04:00	23,30	7,02	1,1	188,0	43,8	78,1	472,57
24	05:00	23,30	7,05	0,9	189,7	33,0	78,1	449,89

Fuente: Laboratorio "RIMH"

Tabla 12. Muestra compuesta mes de febrero 2011

Hora	Temp Muestra °C	pH	Sólidos Sed. ml/l	Conductiv. µS/cm	DBO ₅ mg/l	DQO mg/l	Caudal l/s
05:00	21,10	6,89	0,30	378,00	157,00	299,10	73,92

Hora	Temp Muestra °C	pH	Sólidos Sed. ml/l	Conductiv. µS/cm	DBO5 mg/l	DQO mg/l	Caudal l/s
06:00	21,20	6,87	0,50	380,00	168,00	328,90	121,00
07:00	21,30	6,96	1,00	411,00	183,00	359,00	167,08
08:00	21,70	7,08	2,50	540,00	309,00	373,80	235,76
09:00	22,30	7,84	7,00	990,00	513,00	971,90	321,91
10:00	22,50	7,72	6,50	947,00	699,00	1420,60	362,98
11:00	22,50	6,98	4,50	783,00	375,00	673,00	352,56
12:00	23,40	6,55	3,00	627,00	573,00	972,00	342,24
13:00	22,90	6,45	3,00	555,00	537,00	972,00	342,24
14:00	22,80	6,45	2,80	558,00	711,00	1121,50	342,24
15:00	22,80	6,54	3,00	597,00	489,00	972,00	342,24
16:00	23,30	6,67	4,50	606,00	507,00	972,00	342,24
17:00	21,20	6,70	4,00	640,00	516,00	822,50	342,24
18:00	21,40	6,76	3,50	606,00	501,00	972,00	321,91
19:00	21,50	6,95	3,00	655,00	402,00	897,20	302,00
20:00	21,70	6,95	3,00	655,00	489,00	672,90	302,00
21:00	21,70	6,98	2,00	655,00	444,00	822,40	282,52
22:00	21,40	7,04	2,00	655,00	405,00	822,40	282,52
23:00	22,00	7,00	1,50	666,00	420,00	822,40	254,13
00:00	22,10	6,69	1,20	644,00	459,00	673,00	226,75
01:00	22,20	6,66	2,00	646,00	423,00	598,10	209,09
02:00	22,40	6,99	2,00	689,00	225,00	508,40	183,50
03:00	22,40	7,02	2,80	691,00	294,00	448,60	135,81
04:00	21,90	7,03	2,50	663,00	244,00	448,60	86,58

Fuente: Laboratorio "RIMH"

Tabla 13. Muestra compuesta mes de febrero 2012

Hora	Temp. Muestra °C	pH	Sólidos Sed. ml/l	Conductiv. µS/cm	DBO5 mg/l	DQO mg/l	Caudal l/s
04:00	22,00	6,60	0,5	707,0	140,4	237,6	175,23
05:00	21,90	6,59	0,2	706,0	146,4	198,0	121,00
06:00	21,90	6,56	0,2	706,0	139,8	277,2	93,15
07:00	21,90	7,01	0,8	756,0	157,0	277,2	151,17
08:00	22,00	7,25	2,0	903,0	260,0	475,2	226,75
09:00	22,10	7,69	6,0	1167,0	472,0	673,3	292,21
10:00	22,20	7,36	4,5	1042,0	458,0	752,5	311,90
11:00	22,20	7,03	3,6	839,0	414,0	633,7	342,24
12:00	22,40	6,87	4,0	738,0	366,0	554,5	362,98
13:00	22,60	6,69	1,4	652,0	358,0	554,5	373,50
14:00	22,40	6,67	4,7	650,0	442,0	752,5	384,12

Hora	Temp. Muestra °C	pH	Sólidos Sed. ml/l	Conductiv. µS/cm	DBO5 mg/l	DQO mg/l	Caudal l/s
15:00	22,50	6,74	3,1	652,0	345,0	554,5	384,12
16:00	22,50	6,82	2,0	686,0	365,0	514,9	384,12
17:00	22,60	6,92	2,5	700,0	409,0	633,7	373,50
18:00	21,00	6,67	3,0	659,0	433,0	594,1	362,98
19:00	21,10	6,93	3,1	815,0	349,0	514,9	342,24
20:00	21,10	6,93	3,0	825,0	382,0	594,1	321,91
21:00	21,10	6,93	3,2	762,0	344,0	475,3	302,00
22:00	21,10	7,00	1,7	758,0	337,0	475,3	272,95
23:00	21,20	7,03	2,5	767,0	297,0	356,4	272,95
00:00	21,20	7,11	1,7	773,0	213,0	435,6	226,75
01:00	21,10	7,09	1,6	793,0	265,8	475,3	226,75
02:00	21,20	7,10	1,6	792,0	273,6	396,0	200,44
03:00	21,10	7,06	0,5	788,0	229,2	356,4	183,50

Fuente: Laboratorio "RIMH"

El resto de los resultados se encuentran en el anexo 1.

3.4.3. CAMPAÑA DE MEDICIÓN DE PARÁMETROS GESTIÓN 2019

En representación de la Universidad Autónoma "Juan Misael Saracho", con cooperación Española y la Unión Europea, se realizó la EVALUACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS Y BIOLÓGICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES QUE INGRESAN A LA PTAR DE SAN LUIS, para poder verificar los resultados obtenidos de la información recabada.

Recolección de muestras

Cada campaña de monitoreo consistió en la recolección de muestras compuestas que nos permitan observar a nivel horario el comportamiento de las aguas residuales que ingresan a la PTAR de San Luis.

El muestreo se realizó según los lineamientos dispuestos en el documento "Guía para la toma de muestras de agua residual", elaborado por Servicio Nacional para la Sostenibilidad de Servicios en Saneamiento Básico (SENASBA) y su Programa para Servicios Sostenibles de Agua Potable y Saneamiento en Áreas Periurbanas (PERIAGUA).

En la primera fase se realizó la recolección de muestras PTAR de San Luis, 3 muestras compuestas, 2 muestras en días particulares y una muestra en un fin de semana, de esta manera poder observar cómo se comportan las características de las aguas residuales a nivel horario.

Tabla 14. Días de toma de muestras (1ra Campaña)

LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SABADO	DOMINGO
	X		X		X	

En la segunda fase también se realizó la recolección de muestras compuestas cada hora durante un periodo de 24 horas y se procederá a realizar un análisis exhaustivo de los resultados obtenido y los rangos de calidad de agua que ingresan a la planta de tratamiento de San Luis.

Tabla 15. Días de toma de muestras (2ra Campaña)

LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SABADO	DOMINGO
		X		X		X

Ilustración 1. Fotografías del muestreo realizado “Canal Parshall-San Luis”



<p>Recolección de muestras en horas del día</p>	<p>Equipo utilizado para la toma de muestras (Brazo muestreador de 3,5 metros de largo, Botes Pet virgen de 1 litro de capacidad)</p>
	
<p>Recolección de muestras en horas de la noche</p>	<p>Conservación de las muestras</p>
	

Fuente: Elaboración propia

Transporte y conservación de muestras al laboratorio

Las muestras serán almacenadas en una conservadora con hielo, para luego ser transportadas al laboratorio para su posterior procesamiento.

Ilustración 2. Conservación de muestras para su posterior traslado al laboratorio



Fuente: Elaboración propia

En cada una de las muestras se midieron los siguientes parámetros: Caudal, Demanda biológica de oxígeno (DBO5), Demanda química de oxígeno (DQO), Sólidos Sedimentables (SS), Sólidos suspendidos Totales (SST), Conductividad, Turbiedad, Nitrógeno total Kendall (NTK), Sulfatos (SO4), Fósforo total, Temperatura, pH.

Tabla 16. Valores promedio de agua residual de Tarija en 24 horas 1ra campaña

		1ra campaña de medición(29/01/2019-10/02/2019)		
N° Muestra	Unidades	Día 1 martes	Día 2 jueves	Día 3 sábado
Temp. Muestra	°C	24,18	21,42	23,41
pH	-	7,40	7,47	7,48
Sólidos Susp. Tot.	ml/l	159,29	141,29	115,25
Sólidos Tot. Dis.	ml/l	362,58	336,40	338,97

1ra campaña de medición(29/01/2019-10/02/2019)				
N° Muestra	Unidades	Día 1 martes	Día 2 jueves	Día 3 sábado
Sólidos Sed.	ml/l	10,93	13,30	9,20
Conductividad	μS/cm	817,71	802,08	777,88
Turbiedad	NTU	109,58	107,50	90,79
DBO5	mg/l	311,25	320,25	272,42
DQO	mg/l	506,92	528,88	516,08
Fósforo Total	mg/l	2,79	3,03	4,24
Nitrógeno Total	mg/l	31,45	34,00	31,71
Sulfatos	mg/l	27,62	29,44	41,75
Caudal	l/s	336,50	341,00	365,91

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17. Valores promedio de agua residual de Tarija en 24 horas 2da campaña

2da Campaña de medición (27/02/2019-04/03/2019)				
N° Muestra	Unidades	Día 1 miércoles	Día 2 viernes	Día 3 domingo
Temp, Muestra	°C	20,65	24,97	23,80
pH	-	7,53	7,26	7,38
Sólidos Susp. Tot.	ml/l	133,13	192,67	111,42
Sólidos Tot. Dis.	ml/l	310,69	360,70	366,87
Sólidos Sed.	ml/l	10,53	5,49	6,53
Conductiv.	μS/cm	774,29	801,38	836,33
Turbiedad	NTU	95,08	88,90	78,38
DBO5	mg/l	236,04	295,00	276,13
DQO	mg/l	515,83	536,63	504,92
Fósforo Total	mg/l	2,83	3,33	2,92
Nitrógeno Total	mg/l	31,75	37,78	31,82
Sulfatos	mg/l	32,00	34,66	36,13
Caudal	l/s	342,78	344,80	327,54

Fuente: Elaboración propia

Las tablas 16 y 17 fueron elaboradas en base a las muestras compuestas realizadas en el mes de febrero, mismas que se encuentran en los anexos de resultados de laboratorio.

3.5. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN RECABADA

3.5.1. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN RECABADA DE COSSALT

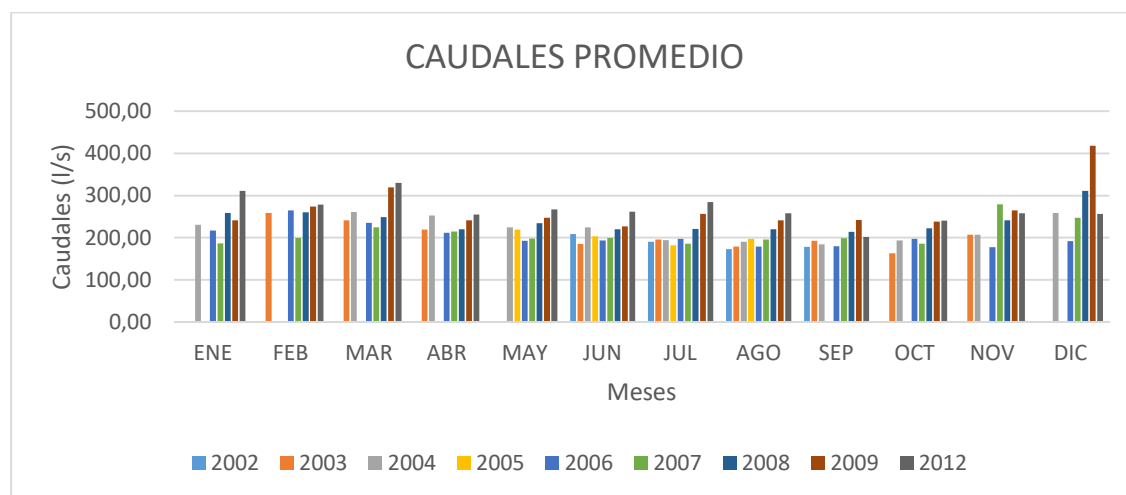
De las muestras compuestas obtenidas de COSAALT se analizaron los promedios diarios para los parámetros: caudal, DBO₅, DQO registrados en cada mes y cada gestión.

Tabla 18. Caudales promedio diario

CAUDALES PROMEDIO DIARIO (l/s)												
AÑO/MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2002	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	208,99	190,54	172,93	178,49	0,00	0,00	0,00
2003	0,00	258,61	241,39	219,49	0,00	185,07	195,36	179,32	192,80	163,40	207,44	0,00
2004	230,65	0,00	261,08	252,76	224,89	224,28	194,26	190,38	184,32	193,14	207,45	258,94
2005	0,00	0,00	0,00	0,00	219,44	203,42	181,75	197,24	0,00	0,00	0,00	0,00
2006	216,96	264,99	235,59	211,34	192,51	193,83	197,61	178,79	179,95	197,57	177,45	191,90
2007	186,25	199,47	224,73	214,39	198,15	199,37	186,04	195,75	199,10	185,93	278,87	247,74
2008	258,99	260,05	248,86	219,85	234,58	219,99	220,64	219,73	213,78	221,95	241,12	311,31
2009	241,04	273,74	319,44	241,65	247,69	226,53	256,80	241,31	242,28	237,95	264,51	418,53
2012	311,18	278,69	329,74	254,86	267,33	261,58	284,86	257,90	201,58	240,33	257,76	256,63

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 1. Caudales promedio diario



Fuente: Elaboración propia

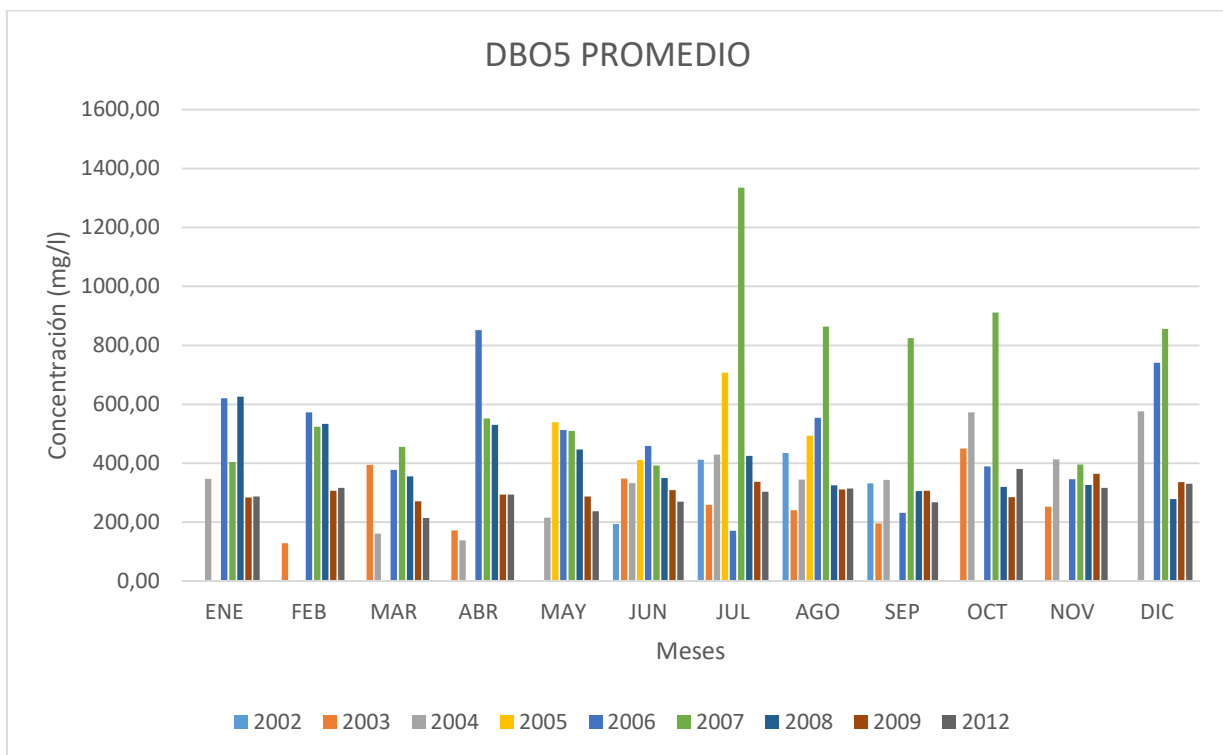
Observando la gráfica anterior se puede ver que los caudales tienen un incremento en cada año que pasa.

Tabla 19. DBO5 promedio diario

DBO5 PROMEDIO DIARIO (mg/l)												
AÑO/MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2002	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	193,75	412,50	434,56	331,94	0,00	0,00	0,00
2003	0,00	128,87	394,20	172,38	0,00	347,46	258,40	240,33	195,46	450,41	252,68	0,00
2004	346,96	0,00	160,79	138,04	215,58	332,57	429,34	345,14	343,63	572,46	412,64	576,18
2005	0,00	0,00	0,00	0,00	538,83	410,63	707,50	493,29	0,00	0,00	0,00	0,00
2006	620,42	572,52	377,01	851,51	512,58	458,75	171,46	553,88	231,67	388,75	345,83	741,29
2007	404,75	524,12	455,91	552,21	509,71	392,38	1335,00	863,75	824,42	911,83	396,13	856,42
2008	625,41	533,41	355,42	530,47	446,35	350,63	425,33	325,29	305,49	320,06	326,65	277,98
2009	283,42	306,35	271,23	293,96	287,38	308,67	336,67	310,54	306,79	284,71	363,75	336,08
2012	287,68	316,54	214,78	293,69	237,64	270,15	302,92	314,21	267,20	380,92	316,46	330,68

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 2. DBO5 promedio diario



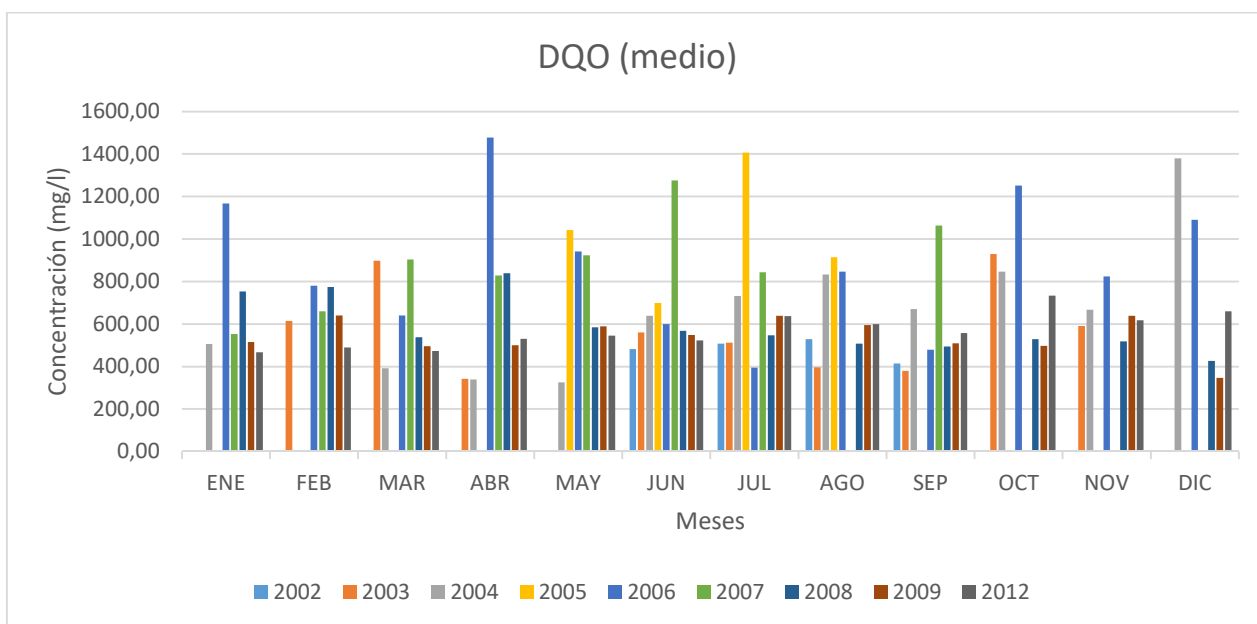
Fuente: Elaboración propia

Tabla 20. DQO promedio diario

DQO PROMEDIOS DIARIO (mg/l)												
AÑO/MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2002	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	481,56	507,63	528,81	414,67	0,00	0,00	0,00
2003	0,00	614,57	897,92	342,39	0,00	560,06	512,94	396,00	379,33	930,08	589,89	0,00
2004	506,79	0,00	392,00	339,04	325,00	639,26	732,11	832,51	669,79	846,67	666,67	1379,17
2005	0,00	0,00	0,00	0,00	1042,88	699,42	1405,96	914,21	0,00	0,00	0,00	0,00
2006	1166,67	780,00	640,00	1476,67	941,13	598,92	394,38	846,67	479,17	1251,58	824,04	1090,46
2007	553,33	660,00	903,33	828,25	923,71	1274,96	843,17	0,00	1063,63	0,00	0,00	0,00
2008	753,27	774,38	537,99	839,00	584,16	568,21	547,62	508,30	494,23	528,54	517,61	426,06
2009	514,92	640,27	495,05	500,92	589,58	547,75	638,25	594,83	508,83	497,58	638,25	347,13
2012	467,00	490,11	473,60	529,93	544,82	522,88	637,96	600,05	557,77	733,54	617,50	660,57

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 3. DQO promedio diario



Fuente: Elaboración propia

Observando las tablas y gráficas anteriores se puede evidenciar que existen datos que se encuentran fuera de rango o son muy dispersos.

3.5.2. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN RECABADA DEL LABORATORIO RIMH

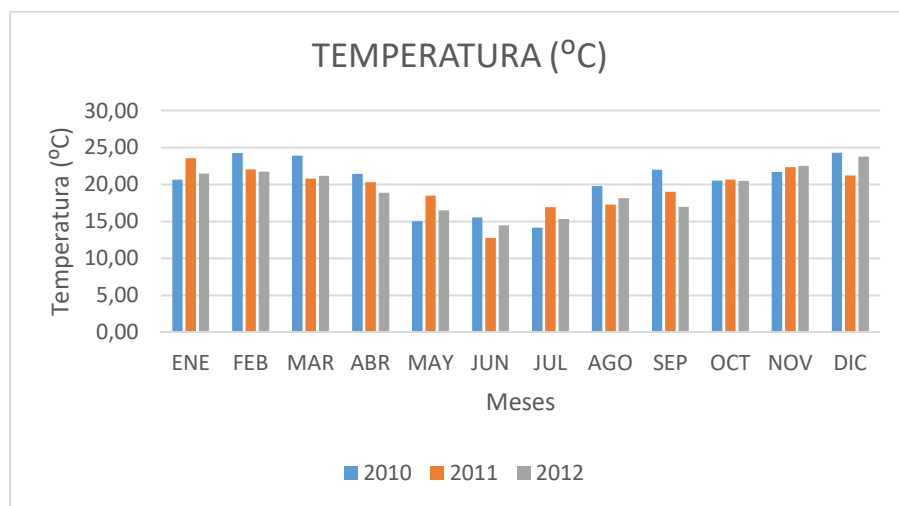
De las muestras compuestas obtenidas del laboratorio RIMH (Ing. R. Iván Medina Hoyos) se analizaron los promedios diarios para los parámetros: temperatura, pH, sólidos sedimentables, conductividad, DBO₅, DBO, caudal registrados en los meses y gestiones 2010 al 2012 que se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 21. Temperaturas promedio (2010-2012)

TEMPERATURA DE LA MUESTRA (°C)												
AÑO/MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2010	20,68	24,24	23,91	21,45	15,05	15,55	14,17	19,81	22,02	20,53	21,69	24,28
2011	23,56	22,07	20,79	20,33	18,50	12,77	16,94	17,27	19,01	20,66	22,34	21,21
2012	21,50	21,77	21,17	18,88	16,52	14,47	15,34	18,16	16,97	20,49	22,53	23,78

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 4. Temperaturas promedio (2010-2012)



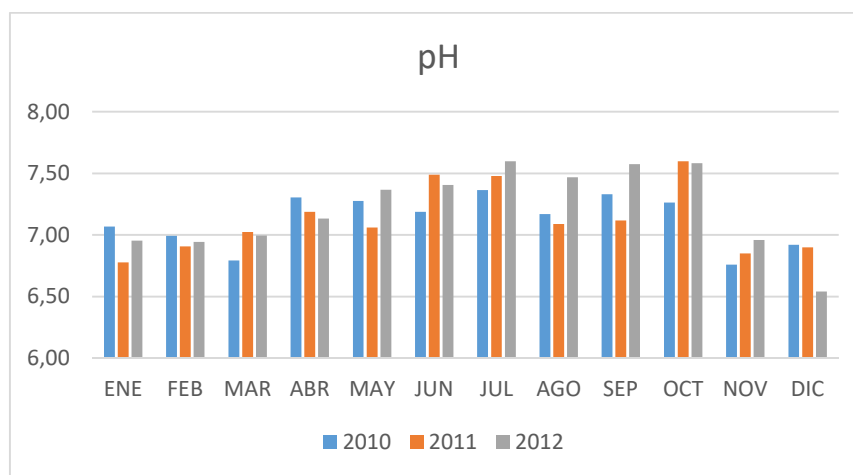
Fuente: Elaboración propia

Tabla 22. pH promedio (2010-2012)

pH PROMEDIO DIARIO												
AÑO/MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2010	7,07	6,99	6,79	7,31	7,28	7,19	7,36	7,17	7,33	7,26	6,76	6,92
2011	6,78	6,91	7,02	7,19	7,06	7,49	7,48	7,09	7,12	7,60	6,85	6,90
2012	6,95	6,94	7,00	7,13	7,37	7,41	7,60	7,47	7,58	7,58	6,96	6,54

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 5. pH promedio (2010-2012)



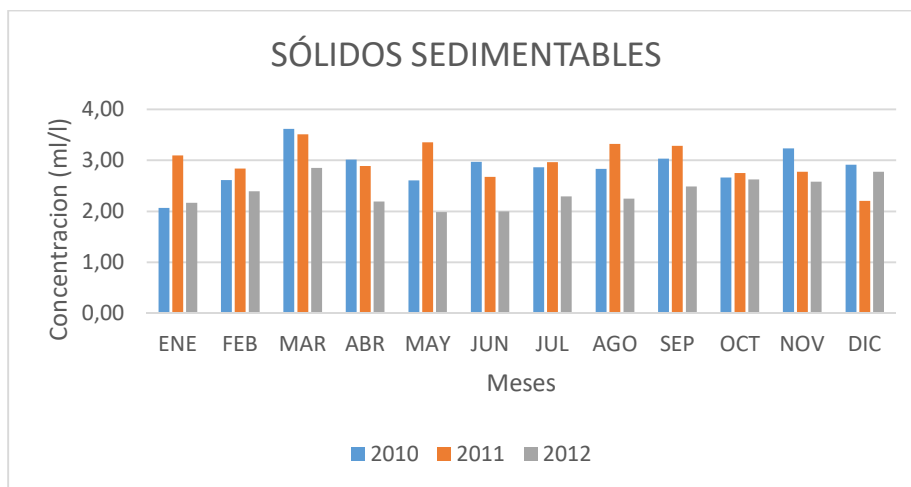
Fuente: Elaboración propia

Tabla 23. Sólidos Sedimentable promedio (2010-2012)

SÓLIDOS SEDIMENTABLES PROMEDIO DIARIO (ml/l)												
AÑO/MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2010	2,07	2,61	3,62	3,01	2,60	2,97	2,87	2,83	3,03	2,66	3,23	2,92
2011	3,10	2,84	3,51	2,89	3,35	2,68	2,97	3,33	3,29	2,75	2,78	2,20
2012	2,17	2,39	2,85	2,19	1,99	2,00	2,29	2,25	2,49	2,63	2,58	2,78

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 6. Sólidos Sedimentable promedio (2010-2012)



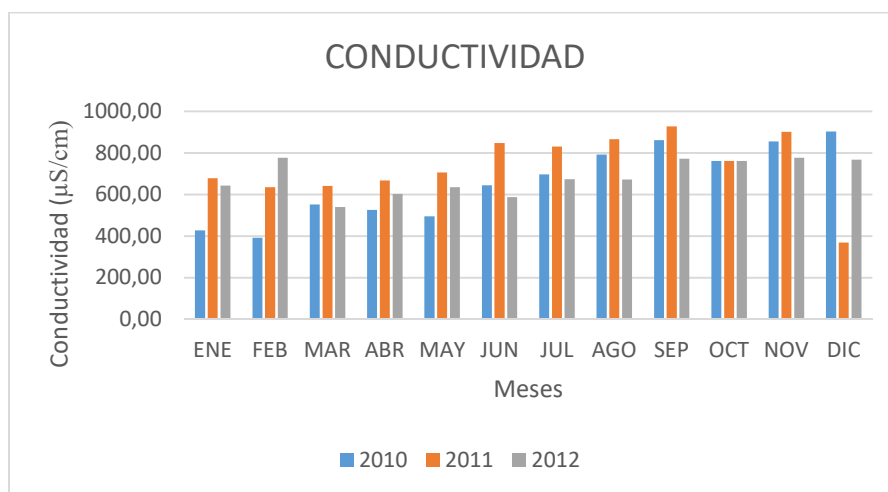
Fuente: Elaboración propia

Tabla 24. Conductividad promedio (2010-2012)

CONDUCTIVIDAD PROMEDIO DIARIO ($\mu\text{S}/\text{cm}$)												
AÑO/MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2010	427,29	391,90	552,79	526,29	495,17	643,75	697,08	791,58	861,79	761,00	854,92	903,13
2011	678,13	634,88	641,63	666,79	705,38	847,75	829,79	865,67	926,79	761,00	901,13	369,62
2012	643,50	776,50	539,46	602,46	635,04	586,83	673,38	671,79	772,71	761,00	776,96	767,67

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 7. Conductividad promedio (2010-2012)



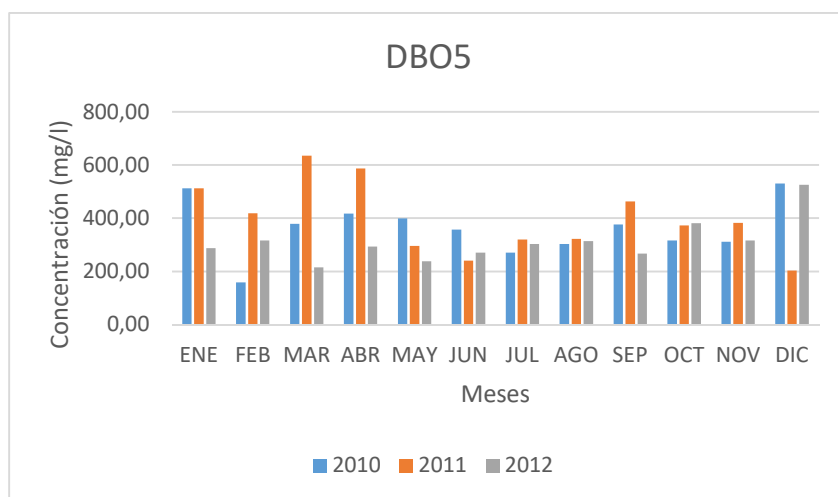
Fuente: Elaboración propia

Tabla 25. DBO5 promedio (2010-2012)

DBO5 PROMEDIO DIARIO (mg/l)												
AÑO/MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2010	512,31	159,09	378,88	417,21	398,81	357,57	270,21	303,00	376,96	316,76	311,38	530,10
2011	512,31	418,46	635,46	587,29	296,27	240,71	319,65	322,58	462,92	372,30	382,13	203,29
2012	287,26	316,51	214,78	293,69	237,64	270,15	302,89	313,83	267,19	380,83	316,25	525,52

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 8. DBO5 promedio (2010-2012)



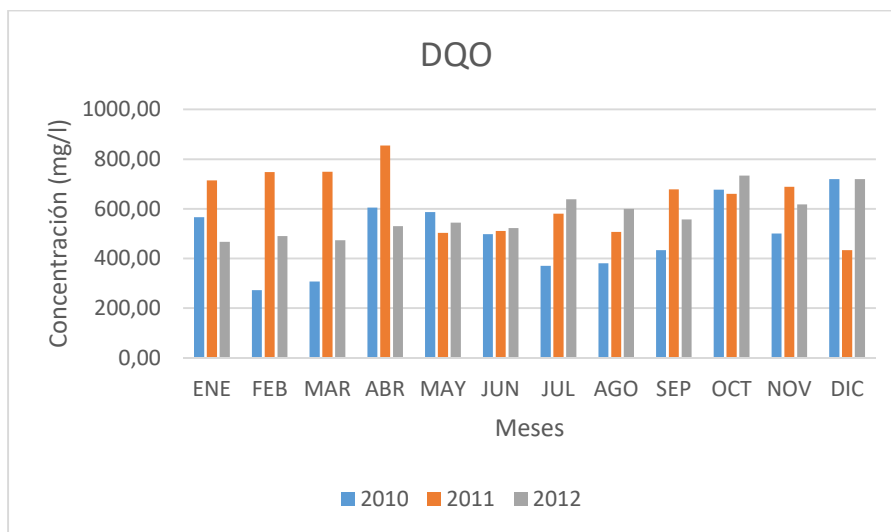
Fuente: Elaboración propia

Tabla 26. DQO promedio (2010-2012)

DQO PROMEDIO DIARIO (mg/l)												
AÑO/MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2010	566,63	273,17	307,68	605,51	586,88	498,33	370,67	380,33	434,15	676,63	500,82	719,87
2011	714,02	747,68	748,92	854,85	503,26	511,54	580,67	507,67	678,22	660,07	688,92	433,17
2012	466,99	490,11	473,60	529,92	544,83	522,88	638,07	599,68	557,75	733,56	617,44	719,87

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 9. DQO promedio (2010-2012)



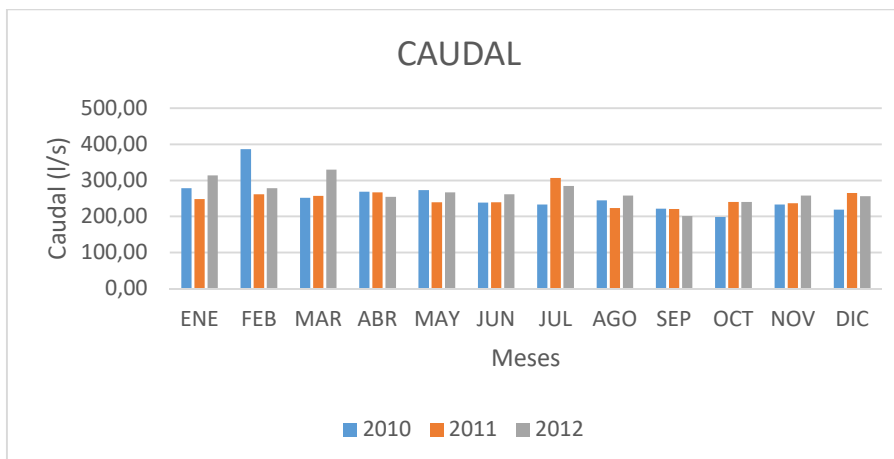
Fuente: Elaboración propia

Tabla 27. Caudales promedio (2010-2012)

CAUDAL PROMEDIO DIARIO (l/s)												
AÑO/MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2010	278,76	386,47	251,79	268,61	273,18	238,44	233,07	245,16	221,94	198,96	232,84	218,79
2011	247,92	261,48	257,43	266,66	239,56	239,01	307,24	223,54	220,87	240,38	236,78	265,01
2012	313,83	278,69	329,73	254,86	267,33	261,58	284,86	257,90	201,58	240,33	257,89	256,63

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 10. Caudales promedio (2010-2012)



Fuente: Elaboración propia

3.5.3. ANÁLISIS DE LAS MUESTRAS COMPUESTAS DE LA GESTIÓN 2019

Se analizaron a mayor profundidad las muestras compuestas del 2019 ya que estos son los datos más actuales que se tienen al día de hoy.

3.5.3.1. ANÁLISIS DE LOS PROMEDIOS DIARIOS

Se analizaron los promedios diarios de cada muestra compuesta para poder definir la variación que tiene entre un día particular de la semana con un fin de semana.

Tabla 28. Valores promedio de agua residual de Tarija en 24 horas 1ra campaña

		1ra campaña de medición			
Parámetros	Unidades	Día 1 martes	Día 2 jueves	Día 3 sábado	Variación
Temp. Muestra	°C	24,18	21,42	23,41	6%
pH	-	7,40	7,47	7,48	1%
Sólidos Susp. Tot.	ml/l	159,29	141,29	115,25	16%
Sólidos Tot. Dis.	ml/l	362,58	336,40	338,97	4%
Sólidos Sed.	ml/l	10,93	13,30	9,20	18%
Conductiv.	µS/cm	817,71	802,08	777,88	3%
Turbiedad	NTU	109,58	107,50	90,79	10%
DBO ₅	mg/l	311,25	320,25	272,42	8%
DQO	mg/l	506,92	528,88	516,08	2%
Fósforo Total	mg/l	2,79	3,03	4,24	23%
Nitrógeno Total	mg/l	31,45	34,00	31,71	4%
Sulfatos	mg/l	27,62	29,44	41,75	23%
Caudal	l/s	336,50	341,00	365,91	5%
Alt. Caudal	cm	49,08	49,50	51,96	3%
Volumen	m ³	1211,41	1227,60	1317,29	5%
Carga Orgánica	Kg DQO	652,84	697,80	734,98	6%

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en tabla anterior los parámetros del agua residual para 24 horas en un día particular no varían demasiado, prácticamente se tiene una variación máxima del 23% entre parámetros medidos en un día y otro, y una variación mínima del 1%.

Tabla 29. Valores promedio de agua residual de Tarija en 24 horas 2da campaña

		2da Campaña de medición				
Parámetros	Unidades	Día 1 miércoles	Día 2 viernes	Día 3 domingo	Variación	
Temp. Muestra	°C	20,65	24,97	23,80	10%	
pH	-	7,53	7,26	7,38	2%	
Sólidos Susp. Tot.	ml/l	133,13	192,67	111,42	29%	
Sólidos Tot. Dis.	ml/l	310,69	360,70	366,87	9%	
Sólidos Sed.	ml/l	10,53	5,49	6,53	35%	
Conductiv.	µS/cm	774,29	801,38	836,33	4%	
Turbiedad	NTU	95,08	88,90	78,38	10%	
DBO5	mg/l	236,04	295,00	276,13	11%	
DQO	mg/l	515,83	536,63	504,92	3%	
Fósforo Total	mg/l	2,83	3,33	2,92	9%	
Nitrógeno Total	mg/l	31,75	37,78	31,82	10%	
Sulfatos	mg/l	32,00	34,66	36,13	6%	
Caudal	l/s	342,78	344,80	327,54	3%	
Alt. Caudal	cm	49,63	49,75	48,13	2%	
Volumen	m ³	1233,99	1241,28	1179,16	3%	
Carga Orgánica	Kg DQO	655,53	719,64	648,24	6%	

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en tabla 29 los parámetros del agua residual para 24 horas en un día particular o fin de semana, para esta campaña tuvieron una variación mayor a la primera campaña, esto en relación a los parámetros de Sólidos sedimentables y sólidos Suspendidos totales, pero en los demás parámetros se presentó un comportamiento normal con relación a la primera campaña.

Tabla 30. Valores promedio de agua residual de Tarija en 24 horas

Parámetros	Unidades	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	Variación
Temp. Muestra	°C	24,18	20,65	21,42	24,97	23,41	23,80	7%
pH	-	7,40	7,53	7,47	7,26	7,48	7,38	1%
Sólidos Susp. Tot.	mg/l	159,29	133,13	141,29	192,67	115,25	111,42	21%
Sólidos Tot. Dis.	mg/l	362,58	310,69	336,40	360,70	338,97	366,87	6%
Sólidos Sed.	ml/l	10,93	10,53	13,30	5,49	9,20	6,53	31%

Parámetros	Unidades	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	Variación
Conductiv.	µS/cm	817,71	774,29	802,08	801,38	777,88	836,33	3%
Turbiedad	NTU	109,58	95,08	107,50	88,90	90,79	78,38	12%
DBO5	mg/l	311,25	236,04	320,25	295,00	272,42	276,13	11%
DQO	mg/l	506,92	515,83	528,88	536,63	516,08	504,92	2%
Fósforo Total	mg/l	2,79	2,83	3,03	3,33	4,24	2,92	17%
Nitrógeno Total	mg/l	31,45	31,75	34,00	37,78	31,71	31,82	8%
Sulfatos	mg/l	27,62	32,00	29,44	34,66	41,75	36,13	15%
Caudal	l/s	336,50	342,78	341,00	344,80	365,91	327,54	4%
Alt. Caudal	cm	49,08	49,63	49,50	49,75	51,96	48,13	3%
Volumen	m ³	1211,41	1233,99	1227,60	1241,28	1317,29	1179,16	4%
Carga Orgánica	Kg DQO	652,84	655,53	697,80	719,64	734,98	648,24	6%

Fuente: Elaboración propia

Observando la tabla 30 se puede evidenciar que no existe una gran variación de los parámetros medidos ya sea en un día particular o un fin de semana, la mayor variación que se encontró fue de 31 % en el parámetro de sólidos sedimentables, esta variación quizás es debida al periodo de lluvias presentado en la ciudad de Tarija, ya que tener en su mayoría un alcantarillado mixto o combinado dicho parámetro se ve afectado por las lluvias presentadas. En tanto a los demás parámetros no se presentan variaciones muy fuertes.

3.5.3.2. ANÁLISIS DE LA BIODEGRADABILIDAD DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE TARIJA

La biodegradabilidad y las aguas residuales, son dos conceptos estrechamente vinculados, se sabe que gran parte de las sustancias que transporta el agua, ya sea disuelta, suspendida o coloidal, es materia orgánica, la cual en una importante fracción es biodegradable. La biodegradabilidad de estas sustancias es la propiedad que permite que las aguas residuales puedan ser depuradas por medio de microorganismos, los que utilizan estas sustancias como alimento y fuente de energía para su metabolismo y reproducción. Es precisamente la depuración de las aguas residuales, lo que va regenerando la disponibilidad del recurso agua y a la vez evita la contaminación de las fuentes de aguas existentes tanto superficiales como subterráneas.

Una aproximación cuantitativa de la biodegradabilidad de un efluente va a estar dada por la relación de la demanda bioquímica de oxígeno a la demanda química de oxígeno. De este índice se tiene una referencia acerca de la biodegradabilidad de un efluente determinado. Así se tiene que, cuando:

$$(DQO/DBO5) < 2,5$$

Es un efluente o compuesto biodegradable, pudiéndose utilizar sistemas biológicos como fangos activos o lechos bacterianos. Y cuando:

$$2,5 < (DQO/DBO5) < 5$$

Es difícilmente biodegradable siendo recomendable el empleo de lechos bacterianos. Es por esto muy importante el análisis de la biodegradabilidad de las aguas residuales de la ciudad de Tarija.

La biodegradabilidad es un tema muy importante dentro de las aguas residuales y como referencia para este informe se utilizó una investigación realizada por la Universidad Tec. Fed. Sta. María y la empresa Essbío S.A. “Determinación de la relación DQO/DBO5 en aguas residuales de comunas con población menor a 25.000 habitantes en la VIII región”.

Tabla 31. Análisis de Biodegradabilidad Día martes

Día	29 y 30	Mes	Enero	Año	2019
-----	----------------	-----	--------------	-----	-------------

Nº Muestra	Hora	DBO5 mg/l	DQO mg/l	DQO/DBO5
1	06:00	143,0	205,0	1,4
2	07:00	220,0	365,0	1,7
3	08:00	263,0	487,0	1,9
4	09:00	380,0	604,0	1,6
5	10:00	390,0	657,0	1,7
6	11:00	480,0	803,0	1,7
7	12:00	398,0	612,0	1,5
8	13:00	379,0	647,0	1,7

Día **29 y 30**Mes **Enero**Año **2019**

Nº Muestra	Hora	DBO5 mg/l	DQO mg/l	DQO/DBO5
9	14:00	345,0	550,0	1,6
10	15:00	345,0	589,0	1,7
11	16:00	383,0	672,0	1,8
12	17:00	405,0	623,0	1,5
13	18:00	338,0	588,0	1,7
14	19:00	325,0	550,0	1,7
15	20:00	342,0	514,0	1,5
16	21:00	356,0	601,0	1,7
17	22:00	375,0	614,0	1,6
18	23:00	280,0	420,0	1,5
19	24:00	225,0	335,0	1,5
20	01:00	267,0	395,0	1,5
21	02:00	330,0	566,0	1,7
22	03:00	190,0	295,0	1,6
23	04:00	115,0	171,0	1,5
24	05:00	196,0	303,0	1,5
Promedio		311,25	506,92	1,63

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32. Análisis biodegradabilidad día Miércoles

Día **27 y 28**Mes **Febrero**Año **2019**

Nº Muestra	Hora	DBO5 mg/l	DQO mg/l	DQO/DBO5
1	06:00	120,0	190,0	1,6
2	07:00	135,0	232,4	1,7
3	08:00	143,0	290,0	2,0
4	09:00	264,0	529,0	2,0
5	10:00	285,0	634,0	2,2
6	11:00	348,0	600,0	1,7
7	12:00	270,0	461,0	1,7

Día **27 y 28**Mes **Febrero**Año **2019**

Nº Muestra	Hora	DBO5 mg/l	DQO mg/l	DQO/DBO5
8	13:00	310,0	590,0	1,9
9	14:00	240,0	428,0	1,8
10	15:00	262,0	550,0	2,1
11	16:00	375,0	545,0	1,5
12	17:00	395,0	731,0	1,9
13	18:00	360,0	529,0	1,5
14	19:00	314,0	601,0	1,9
15	20:00	263,0	467,0	1,8
16	21:00	270,0	530,0	2,0
17	22:00	203,0	436,0	2,1
18	23:00	190,0	383,0	2,0
19	24:00	173,0	299,0	1,7
20	01:00	156,0	286,0	1,8
21	02:00	152,0	235,0	1,5
22	03:00	144,0	252,0	1,8
23	04:00	110,0	174,0	1,6
24	05:00	183,0	316,0	1,7
Promedio		236,04	428,68	1,82

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33. Análisis de Biodegradabilidad día Jueves

Día **31 y 01**Mes **Enero-Febrero**Año **2019**

Nº Muestra	Hora	DBO5 mg/l	DQO mg/l	DQO/DBO5
1	06:00	218,0	310,0	1,4
2	07:00	240,0	340,0	1,4
3	08:00	345,0	589,0	1,7
4	09:00	375,0	608,0	1,6
5	10:00	495,0	864,0	1,7
6	11:00	458,0	719,0	1,6

Día	31 y 01
-----	----------------

Mes	Enero-Febrero
-----	----------------------

Año	2019
-----	-------------

Nº Muestra	Hora	DBO5 mg/l	DQO mg/l	DQO/DBO5
7	12:00	450,0	790,0	1,8
8	13:00	428,0	715,0	1,7
9	14:00	330,0	522,0	1,6
10	15:00	353,0	594,0	1,7
11	16:00	330,0	583,0	1,8
12	17:00	454,0	723,0	1,6
13	18:00	428,0	804,0	1,9
14	19:00	338,0	511,0	1,5
15	20:00	383,0	661,0	1,7
16	21:00	315,0	531,0	1,7
17	22:00	270,0	460,0	1,7
18	23:00	223,0	374,0	1,7
19	24:00	235,0	380,0	1,6
20	01:00	308,0	548,0	1,8
21	02:00	236,0	394,0	1,7
22	03:00	210,0	290,0	1,4
23	04:00	99,0	163,0	1,6
24	05:00	165,0	220,0	1,3
Promedio		320,25	528,88	1,65

Fuente: Elaboración propia

Tabla 34. Análisis de Biodegradabilidad día Viernes

Día	1y2
-----	------------

Mes	Marzo
-----	--------------

Año	2019
-----	-------------

Nº Muestra	Hora	DBO5 mg/l	DQO mg/l	DQO/DBO5
1	06:00	180,0	266,0	1,5
2	07:00	205,0	367,0	1,8
3	08:00	233,0	388,0	1,7
4	09:00	347,0	621,0	1,8
5	10:00	360,0	697,0	1,9

Día **1y2**Mes **Marzo**Año **2019**

Nº Muestra	Hora	DBO5 mg/l	DQO mg/l	DQO/DBO5
6	11:00	405,0	740,0	1,8
7	12:00	323,0	641,0	2,0
8	13:00	332,0	639,0	1,9
9	14:00	345,0	614,0	1,8
10	15:00	344,0	705,0	2,0
11	16:00	345,0	690,0	2,0
12	17:00	451,0	816,0	1,8
13	18:00	420,0	763,0	1,8
14	19:00	371,0	641,0	1,7
15	20:00	361,0	632,0	1,8
16	21:00	346,0	613,0	1,8
17	22:00	345,0	658,0	1,9
18	23:00	223,0	390,0	1,7
19	24:00	210,0	363,0	1,7
20	01:00	255,0	493,0	1,9
21	02:00	248,0	476,0	1,9
22	03:00	176,0	275,0	1,6
23	04:00	116,0	172,0	1,5
24	05:00	139,0	219,0	1,6
Promedio		295,00	536,63	1,82

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35. Análisis de Biodegradabilidad día Sábado

Día **9 Y 10**Mes **Febrero**Año **2019**

Nº Muestra	Hora	DBO5 mg/l	DQO mg/l	DQO/DBO5
1	06:00	168,0	380,0	2,3
2	07:00	173,0	420,0	2,4
3	08:00	293,0	630,0	2,2
4	09:00	263,0	602,0	2,3

Día **9 Y 10**Mes **Febrero**Año **2019**

Nº Muestra	Hora	DBO5 mg/l	DQO mg/l	DQO/DBO5
5	10:00	308,0	612,0	2,0
6	11:00	405,0	780,0	1,9
7	12:00	323,0	644,0	2,0
8	13:00	345,0	695,0	2,0
9	14:00	353,0	627,0	1,8
10	15:00	330,0	594,0	1,8
11	16:00	420,0	805,0	1,9
12	17:00	390,0	780,0	2,0
13	18:00	398,0	805,0	2,0
14	19:00	420,0	811,0	1,9
15	20:00	353,0	610,0	1,7
16	21:00	368,0	586,0	1,6
17	22:00	315,0	520,0	1,7
18	23:00	120,0	232,0	1,9
19	24:00	111,0	170,0	1,5
20	01:00	187,0	270,0	1,4
21	02:00	135,0	232,0	1,7
22	03:00	110,0	190,0	1,7
23	04:00	80,0	156,0	2,0
24	05:00	170,0	235,0	1,4
Promedio		272,42	516,08	1,89

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36. Análisis de biodegradabilidad día Domingo

Día **3 y 4**Mes **Marzo**Año **2019**

Nº Muestra	Hora	DBO5 mg/l	DQO mg/l	DQO/DBO5
1	06:00	173,0	306,0	1,8
2	07:00	189,0	376,0	2,0
3	08:00	248,0	400,0	1,6

Día **3 y 4**Mes **Marzo**Año **2019**

Nº Muestra	Hora	DBO5 mg/l	DQO mg/l	DQO/DBO5
4	09:00	312,0	614,0	2,0
5	10:00	368,0	742,0	2,0
6	11:00	435,0	810,0	1,9
7	12:00	383,0	765,0	2,0
8	13:00	370,0	623,0	1,7
9	14:00	375,0	648,0	1,7
10	15:00	344,0	605,0	1,8
11	16:00	353,0	642,0	1,8
12	17:00	378,0	721,0	1,9
13	18:00	330,0	552,0	1,7
14	19:00	320,0	621,0	1,9
15	20:00	368,0	629,0	1,7
16	21:00	341,0	568,0	1,7
17	22:00	240,0	444,0	1,9
18	23:00	165,0	302,0	1,8
19	24:00	175,0	331,0	1,9
20	01:00	182,0	317,0	1,7
21	02:00	165,0	299,0	1,8
22	03:00	146,0	273,0	1,9
23	04:00	93,0	197,0	2,1
24	05:00	174,0	333,0	1,9
Promedio		276,13	504,92	1,83

Fuente: Elaboración propia

Observando los resultados obtenidos se puede verificar que en todos los días y en cada hora los valores del cociente DQO/DBO5 siempre nos dan un valor menor a 2,5.

3.5.3.3. ANÁLISIS DE CONCENTRACIÓN DE PARÁMETROS DEL AGUA RESIDUAL

La composición de las aguas residuales es muy variada. Para el caso particular de aguas residuales domésticas se tienen estudios que permiten determinar los contaminantes

presentes, así como los rangos de concentración de las mismas, los cuales se muestran en la tabla 37.

Tabla 37. Composición característica de las aguas residuales domésticas

COMPONENTES	UNIDADES	CONCENTRACIÓN		
		FUERTE	MEDIA	DEBIL
Sólidos totales	mg/l	1200	720	35
Disueltos	mg/l	950	500	250
Fijos	mg/l	525	300	145
Volátiles	mg/l	325	200	105
Suspendidos	mg/l	350	220	100
Fijos	mg/l	75	55	20
Volátiles	mg/l	275	165	80
Sedimentables	ml/l	20	10	5
DBO5	mg/l	400	220	110
COT		290	160	80
DQO	mg/l	1000	500	250
Nitrógeno Total	mg/l	85	40	20
Orgánico	mg/l	35	15	8
Amoniacal	mg/l	50	25	12
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fósforo Total	mg/l	15	8	4
Orgánico	mg/l	5	3	1
Inorgánico	mg/l	10	5	3
Cloruros	mg/l	100	50	30
Alcalinidad		200	100	50
Grasas y aceites		150	100	50

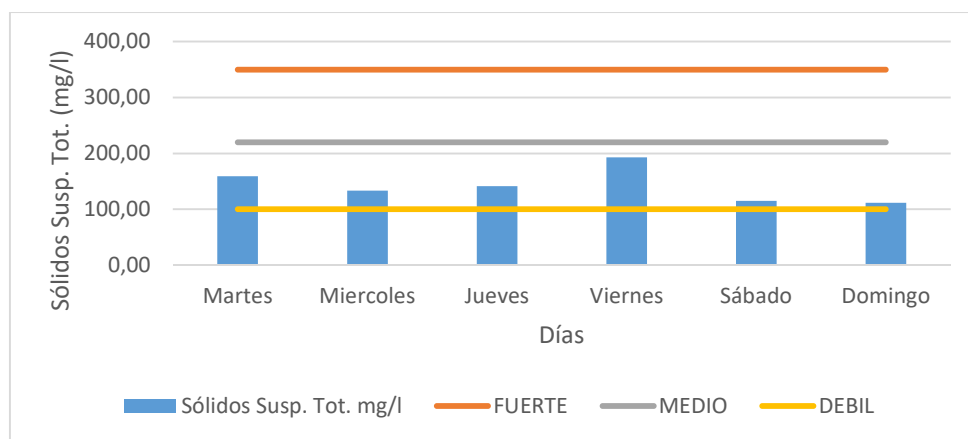
Fuente: Mefcalt y Eddy, 1995

Tabla 38. Análisis de concentración de los parámetros en estudio

Nº Muestra	Unidades	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	Concentración
Temp. Muestra	°C	24,18	20,65	21,42	24,97	23,41	23,80	-
pH	-	7,40	7,53	7,47	7,26	7,48	7,38	-
Sólidos Susp. Tot.	mg/l	159,29	133,13	141,29	192,67	115,25	111,42	FUERTE
Sólidos Tot. Dis.	mg/l	362,58	310,69	336,40	360,70	338,97	366,87	MEDIA
Sólidos Sed.	ml/l	10,93	10,53	13,30	5,49	9,20	6,53	MEDIA
Conductiv.	µS/cm	817,71	774,29	802,08	801,38	777,88	836,33	-
Turbiedad	NTU	109,58	95,08	107,50	88,90	90,79	78,38	-
DBOs	mg/l	311,25	236,04	320,25	295,00	272,42	276,13	FUERTE
DQO	mg/l	506,92	515,83	528,88	536,63	516,08	504,92	FUERTE
Fósforo Total	mg/l	2,79	2,83	3,03	3,33	4,24	2,92	DEBIL
Nitrógeno Total	mg/l	31,45	31,75	34,00	37,78	31,71	31,82	MEDIA
Sulfatos	mg/l	27,62	32,00	29,44	34,66	41,75	36,13	-
Caudal	l/s	336,50	342,78	341,00	344,80	365,91	327,54	-

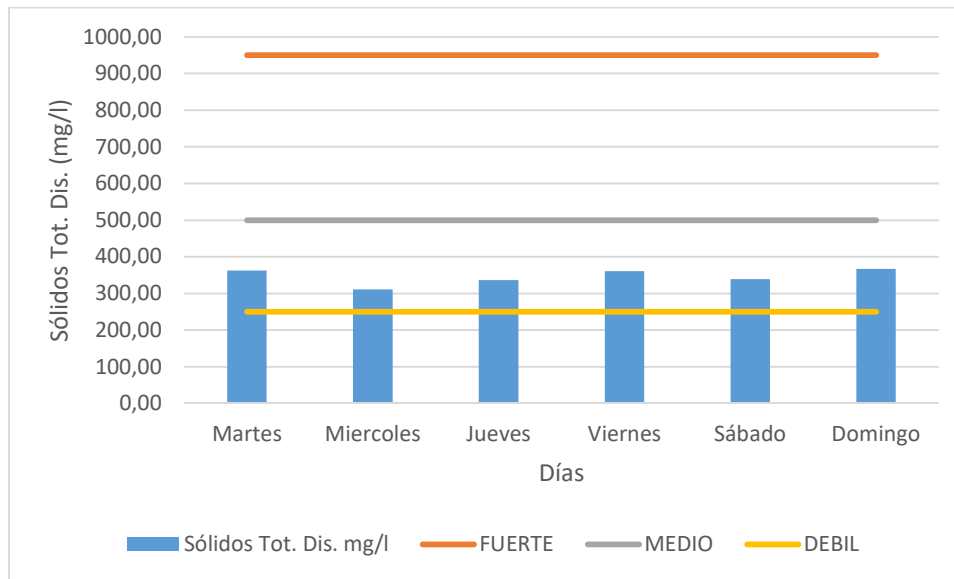
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 11. Análisis de Concentración de Sólidos Suspendidos Totales



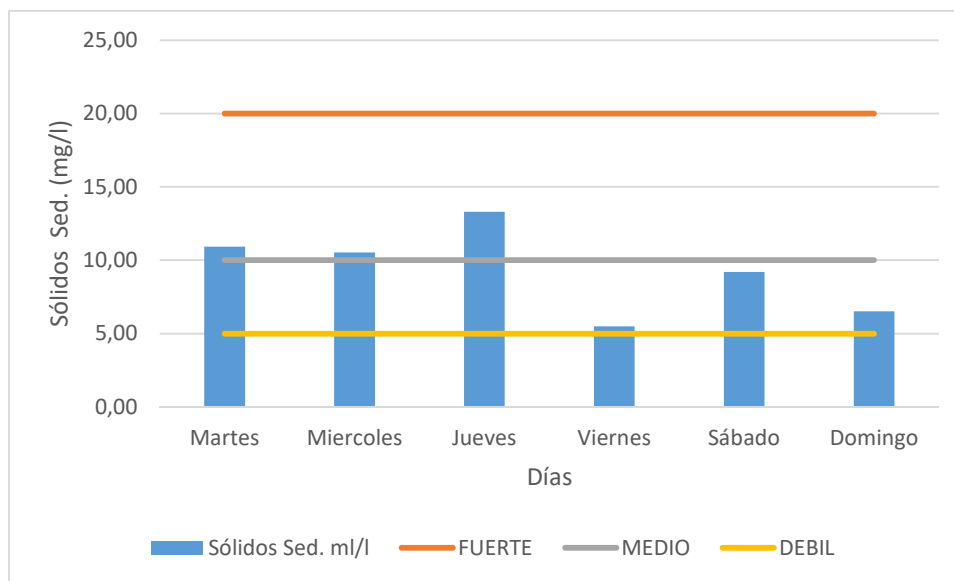
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 12. Análisis de Concentración de Sólidos Totales Disueltos



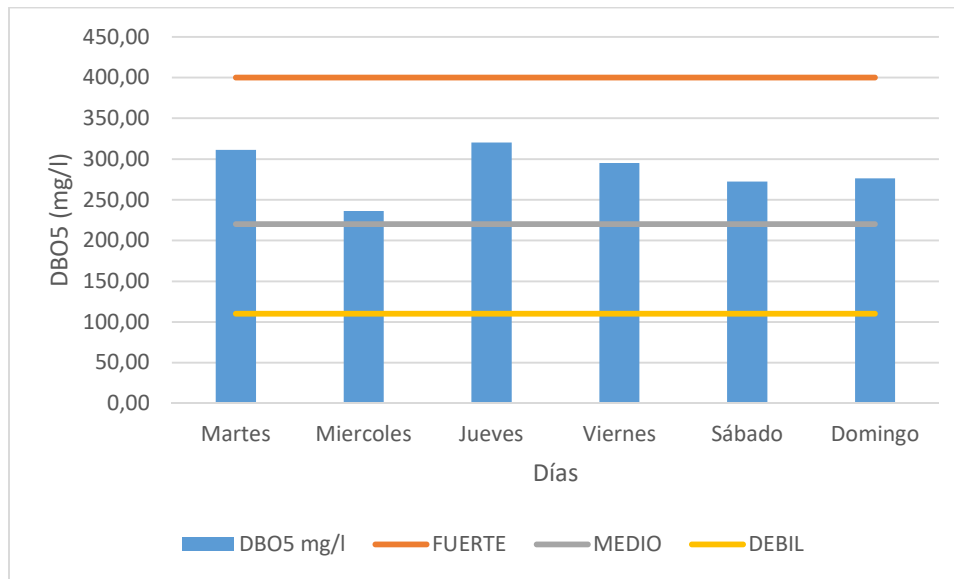
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 13. Análisis de Concentración de Sólidos Sedimentables



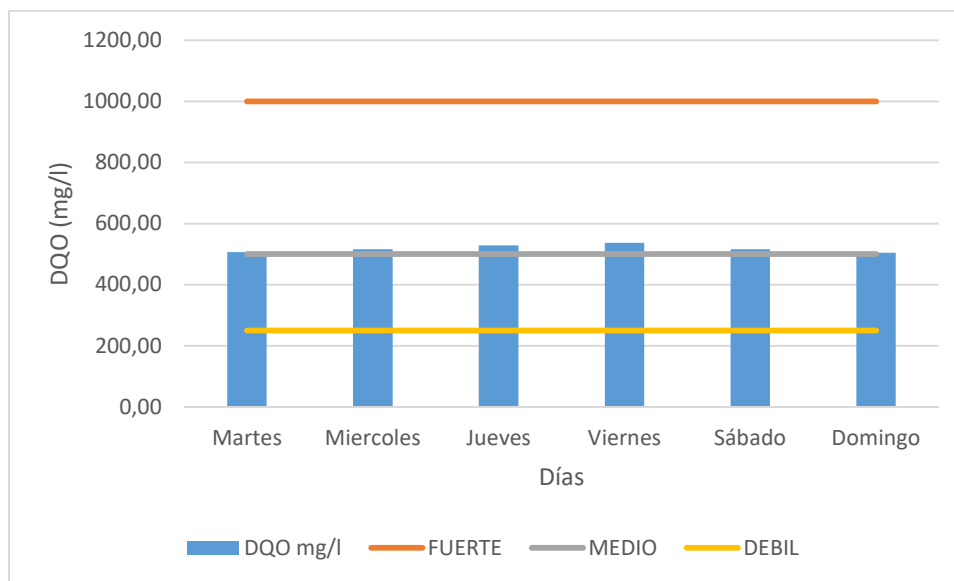
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 14. Análisis de Concentración de DBO5



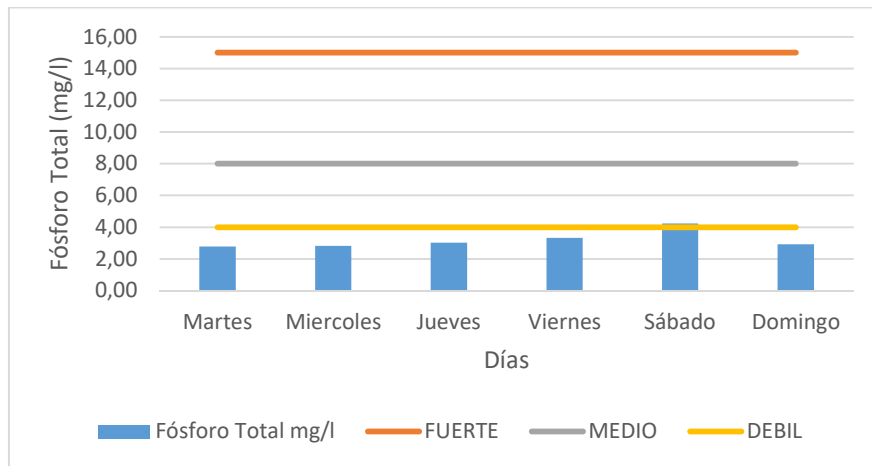
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 15. Análisis de Concentración de DQO



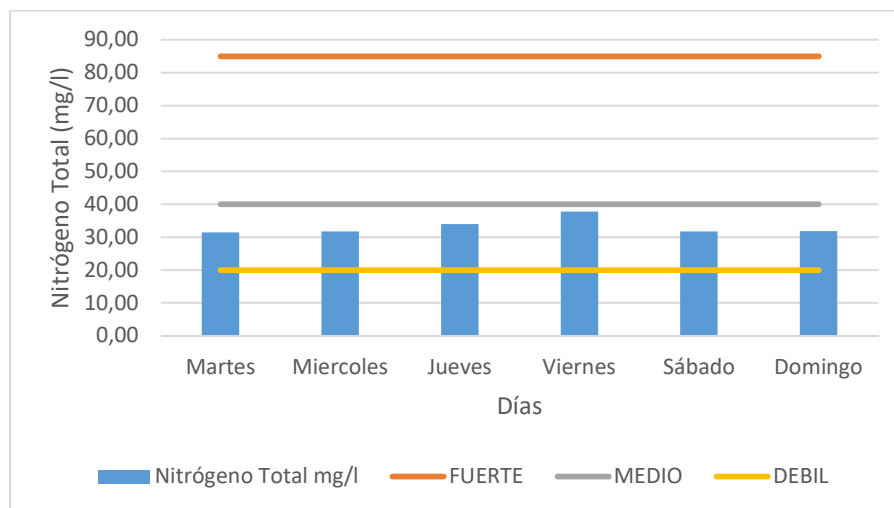
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 16. Análisis de Concentración de Fósforo Total



Fuente: Elaboración propia

Gráfica 17. Análisis de Concentración de Nitrógeno Total



Fuente: Elaboración propia

Observando los resultados promedio de 24 horas obtenidos para cada uno de los días de medición en comparación con la referencia de los rangos de concentración propuestos, se tiene una concentración de media a fuerte en la mayoría de los parámetros, a excepción del Fósforo Total en el cual se tiene una concentración débil.

3.6. CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE TARIJA

Es muy importante el conocer las características que tienen las aguas residuales de una determinada ciudad, de esta manera se puede conocer el tipo de contaminación y la mejor manera de poder contrarrestar la misma, instalando pequeñas plantas de tratamiento para poder minimizar el impacto.

Para la caracterización de las aguas residuales de la ciudad de Tarija se realiza a través de la información recabada de muestras compuestas de gestiones anteriores, así como de muestras compuestas realizadas en la gestión 2019.

3.6.1. CONFIABILIDAD, ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

La confiabilidad de los resultados de cualquier análisis, desde el más simple al más complejo, tanto físico-químico como bacteriológico, depende en gran medida del correcto procedimiento por la persona encargada de la toma de muestras así como también del trabajo analítico que se realiza en el laboratorio. La toma es delicada y crítica, por cuanto más de un resultado dudoso se debe a una mala técnica en la obtención de la muestra, a la falta de precaución en la limpieza de los elementos muestreadores o a un mal criterio en la colecta de la muestras. Por muy eficiente que sea el trabajo analítico en el laboratorio, de nada vale si el personal responsable del muestreo no toma en cuenta las normas esenciales al respecto y viceversa. La confiabilidad y el grado de la información para el presente proyecto se encuentra sujeta y limitada por datos de COSSALT y el laboratorio RIMH de muestras compuestas puntuales tomadas a la entrada de la planta de tratamiento de San Luis y de cámaras sépticas de diferentes barrios de la ciudad de Tarija, tanto el laboratorio de COSAALT como el laboratorio RIMH cuentan con la certificación y acreditación de pruebas de comparación interlaboratorios en agua otorgada por el instituto boliviano de metrología (IBMETRO), con el que realizan mediciones de pruebas paralelas para comprobar la calidad de sus resultados.

El afluente mayoritario que ingresan a la planta de tratamiento proviene de las aguas residuales domésticas de la ciudad de Tarija, sin embargo también recibe el aporte autorizado

pero no monitoreado de aguas industriales, entre los que destacan por el volumen de sus descargas, los siguientes establecimientos principales:

- Productos lácteos PIL
- Vitivinícola Aranjuez
- Embotelladora Coca Cola
- Embotelladora La Cascada

En las tablas 39 y 40 se presenta un resumen de los principales parámetros analizados en las aguas que ingresan a la planta de tratamiento.

Tabla 39. Valores medios anuales de Afluente a San Luis (2002-2009)

Año	meses Evaluados	DBO5 mg/l	DQO mg/l	Caudal l/s
2002	4	343,2	483,2	204,76
2003	9	271,1	580,4	220,19
2004	11	352,1	666,3	200,46
2005	4	537,6	1015,6	203,21
2006	12	485,5	874,1	209,65
2007	12	668,9	881,3	239,24
2008	12	401,9	589,9	267,62
2009	12	307,5	542,8	266,87
Promedio		420,96	704,20	226,50

Fuente: Elaboración propia

Tabla 40. Valores medios anuales de Afluente a San Luis (2010-2013)

Año	meses Evaluados	Temp. Muestra °C	pH	Solidos Sed. ml/l	Conductiv. µS/cm	DBO5 mg/l	DQO mg/l	Caudal l/s
2010	12	20,28	7,12	2,9	658,9	361,0	493,4	254,00
2011	12	19,62	7,12	3,0	735,7	396,1	635,7	250,49
2012	12	19,30	7,21	2,4	683,9	310,5	574,6	267,10
2013	1	21,62	6,90	4,4	780,2	289,0	483,4	260,80
Promedio		20,20	7,09	3,16	714,69	339,18	546,77	258,10

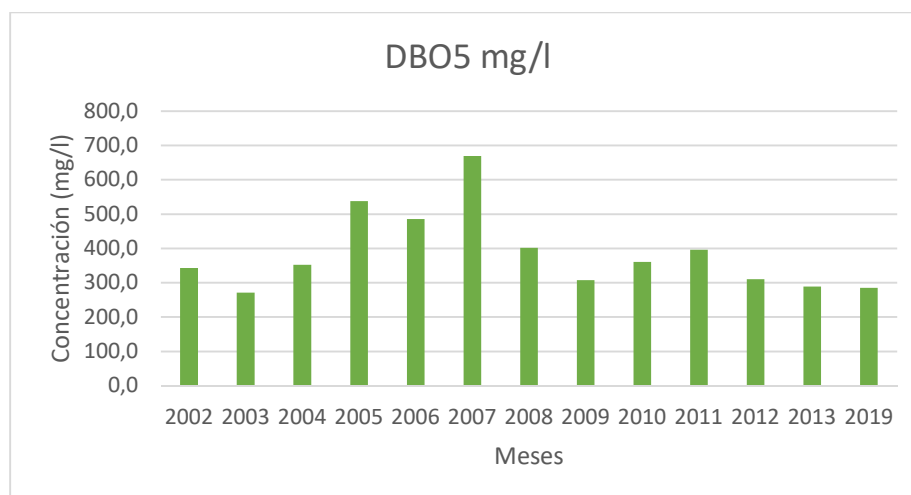
Fuente: Elaboración propia

Tabla 41. Valores medio diario de Afluente a San Luis (2019)

N° Muestra	Unidades	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	PROMEDIO
Temp. Muestra	°C	24,18	20,65	21,42	24,97	23,41	23,80	23,07
pH	-	7,40	7,53	7,47	7,26	7,48	7,38	7,42
Solidos Susp. Tot.	ml/l	159,29	133,13	141,29	192,67	115,25	111,42	142,17
Solidos Tot. Dis.	ml/l	362,58	310,69	336,40	360,70	338,97	366,87	346,03
Solidos Sed.	ml/l	10,93	10,53	13,30	5,49	9,20	6,53	9,33
Conductiv.	µS/cm	817,71	774,29	802,08	801,38	777,88	836,33	801,61
Turbiedad	NTU	109,58	95,08	107,50	88,90	90,79	78,38	95,04
DBO5	mg/l	311,25	236,04	320,25	295,00	272,42	276,13	285,18
DQO	mg/l	506,92	515,83	528,88	536,63	516,08	504,92	518,21
Fosforo Total	mg/l	2,79	2,83	3,03	3,33	4,24	2,92	3,19
Nitrógeno Total	mg/l	31,45	31,75	34,00	37,78	31,71	31,82	33,08
Sulfatos	mg/l	27,62	32,00	29,44	34,66	41,75	36,13	33,60
Caudal	l/s	336,50	342,78	341,00	344,80	365,91	327,54	343,09

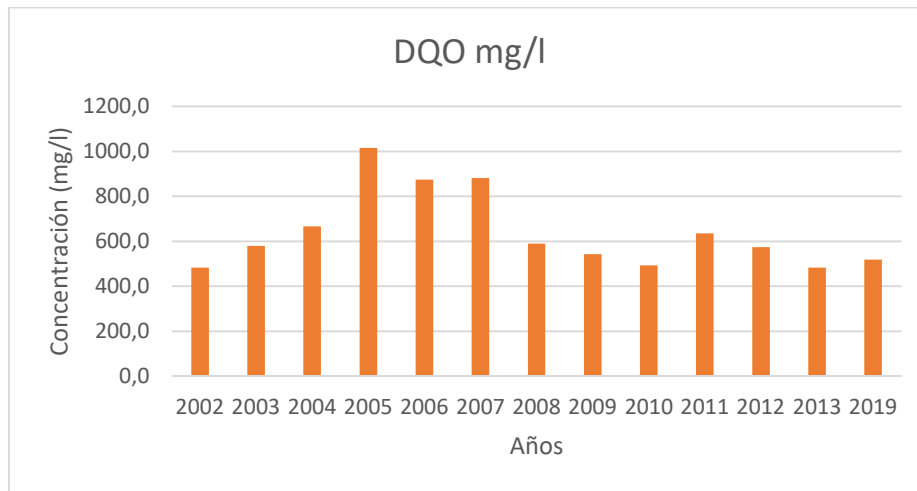
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 18. Valores medios anuales DBO5



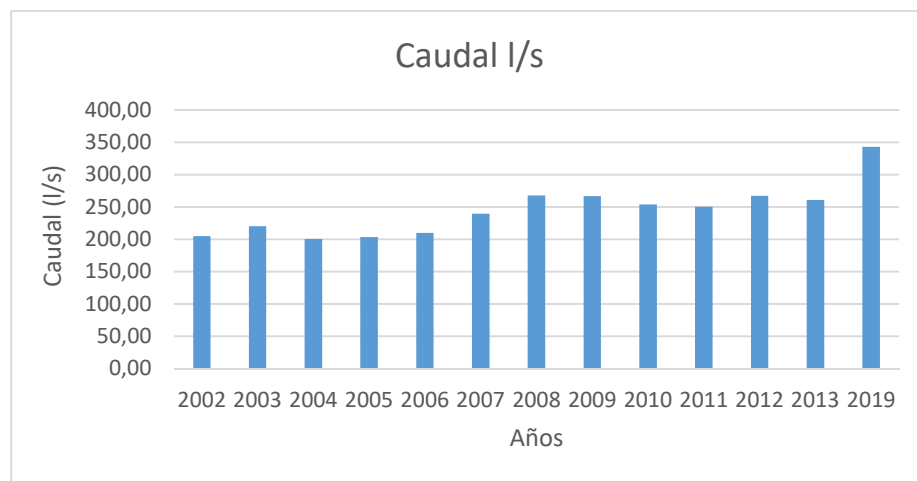
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 19. Valores medios anuales DQO



Fuente: Elaboración propia

Gráfica 20. Valores medios anuales Caudal



Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la gráfica 20 de los caudales, se puede ver que tiene una tendencia en aumento, con cada año se generan más caudales de aguas residuales de la ciudad de Tarija.

Para la determinación de las características de las aguas residuales se analizaron los últimos 5 años de registro de datos con los que se cuenta, no se tomaron en cuenta las gestiones 2014, 2015, 2016, 2017, 2018 debido a que no se cuentan con datos de muestras compuestas para estas gestiones.

Tabla 42. Datos agua residual (2010-2019)

Parámetros	Año	2010	2011	2012	2013	2019	Promedio
	meses Evaluados	12	12	12	1	1	
Temp. Muestra	°C	20,28	19,62	19,30	21,62	23,07	20,78
pH		7,12	7,12	7,21	6,90	7,42	7,15
Solidos Susp. Tot.	ml/l					142,17	142,17
Solidos Tot. Dis.	ml/l					346,03	346,03
Solidos Sed.	ml/l	2,9	3,0	2,4	4,4	9,3	4,40
Conductividad	µS/cm	658,9	735,7	683,9	780,2	801,6	732,07
Turbiedad	NTU					95,0	95,04
DBO5	mg/l	361,0	396,1	310,5	289,0	285,2	328,38
DQO	mg/l	493,4	635,7	574,6	483,4	518,2	541,06
Fosforo Total	mg/l					3,2	3,19
Nitrógeno Total	mg/l					33,1	33,08
Sulfatos	mg/l					33,6	33,60
Caudal	l/s	254,00	250,49	267,10	260,80	343,09	275,10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43. Características de las aguas residuales de la ciudad de Tarija

Parámetros	Unidad	Promedio
Temp. Muestra	°C	20,78
pH		7,15
Solidos Susp. Tot.	ml/l	142,17
Solidos Tot. Dis.	ml/l	346,03
Solidos Sed.	ml/l	4,40
Conductiv.	µS/cm	732,07
Turbiedad	NTU	95,04
DBO5	mg/l	328,38
DQO	mg/l	541,06
Fosforo Total	mg/l	3,19
Nitrógeno Total	mg/l	33,08
Sulfatos	mg/l	33,60
Caudal	l/s	275,10

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

4. ANÁLISIS DE PROCESO 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 44).

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. PROCESOS DE TRATAMIENTO

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 44. Factores por considerar en la selección y evaluación de los procesos unitarios

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

Fuente: Metcalf y Eddy, 1995

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.

- **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.

4.3.1.2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LAS 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.

- **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 45. Velocidades de flujo (v)

Velocidades de flujo	
Mínimo	0,30 m/s
Medio	0,40 m/s
Máximo	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

- **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°).

- **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 46. Espesores y espaciamientos de rejillas

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

- **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 tabla 47:

Tabla 47. Clasificación y tamaño de barras

Tipo	Ancho por profundidad (mm x mm)
Rejillas gruesas	10x50 - 10x60 - 13x40 - 13x50
Rejillas comunes	8x50 - 10x40 - 10x50
Rejillas	6x40 - 8x40 - 10x40

Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

4.3.1.3. DISEÑO DEL CANAL DE REJILLAS DE LIMPIEZA MANUAL

- **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 45), 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)

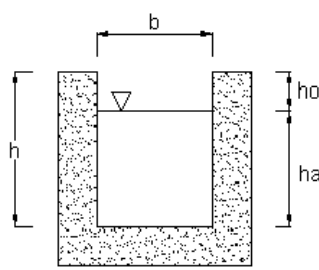
h_a = Tirante de agua máximo del canal (m)

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

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

$$h = h_a + h_o$$

Figura 12. Sección transversal del canal de rejillas



- **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)

R_h= Radio hidráulico (m)

El radio hidráulico está dado por la ecuación:

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

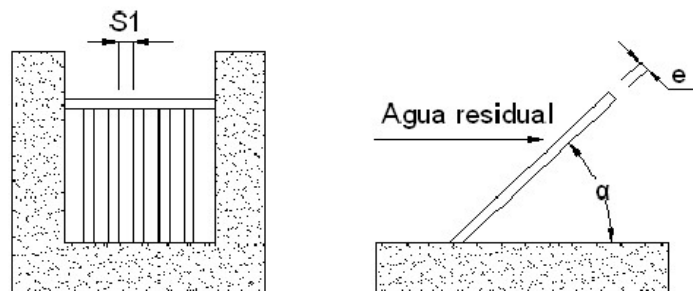
A_t= Área transversal total del canal (m²)

P= Perímetro mojado (m)

- **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 13. Esquema de rejas de limpieza manual



$$L_b = \frac{h_a}{\text{sen}(\alpha)}$$

Donde:

L_b= Longitud de las barras (m.)

h_a= Tirante de agua máximo del canal (m)

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

- **Cálculo del número de barras**

Siendo N_b el número de barras en la reja del canal y (N_b-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.)

S₁= Separación entre barras (cm.)

- **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)

- **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 y Eddy caracterizada por su simplicidad.

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

Donde:

h_f = 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)

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

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Tabla 48. Información típica para el diseño Metcalf y Eddy

CARACTERÍSTICAS	LIMPIEZA MANUAL	LIMPIEZA MECÁNICA
Tamaño de la barra		
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 (m³/s)

A_t= Área transversal de flujo de la reja de barras (m²)

V_c= 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

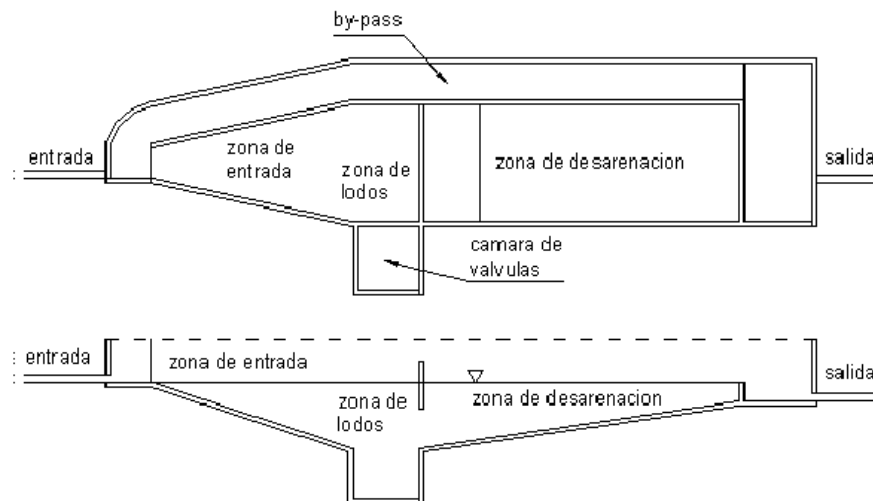
- Desarenadores aireados
- Desarenadores rectangulares de nivel constante
- Desarenadores de vórtice

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 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 14. Desarenador (planta y corte longitudinal)



- **Zona de entrada**

La zona de transición de entrada, la cual une el canal con el desarenador, tiene como función el conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad.

- **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.

- **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.

- **Zona de depósito y remoción de la arena**

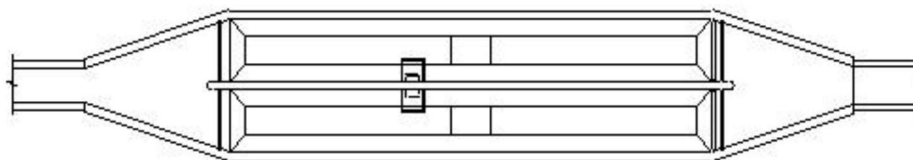
Constituida por una tolva con un gradiente del 2 al 6% que permita el deslizamiento de la arena hacia el canal de limpieza, esta gradiente no se incluye en el tirante de cálculo, si no que el volumen adicional se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas.

4.3.2.2. CRITERIOS DE DISEÑO PARA DESAREADORES DE FLUJO HORIZONTAL

- **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 15. Desarenador de dos unidades en paralelo (vista en planta)



- **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 $\pm 20\%$.

- **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^3 y velocidad de sedimentación del orden de 2.0 cm/s. La norma nacional señala valores de tasas de aplicación de 700 a 1600 $\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$, estos valores permiten determinar el área necesaria para los desarenadores.

- **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.

- **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 $12^{\circ}30'$ en aquellas estructuras donde las pérdidas de carga deben reducirse al mínimo.

4.3.2.3. DISEÑO HIDRÁULICO PARA DESAREANDORES 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.
- **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 16), 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

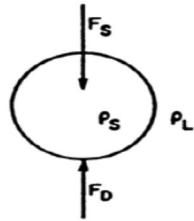
ρ_s = Es la densidad de la partícula

ρ_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 16. 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 anteriores nos 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 $\nu = 1/6 \pi d^3$, $A = 1/4 \pi d^2$, 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)

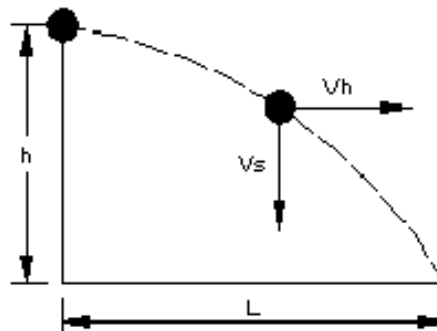
g = Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

ν = Viscosidad cinemática del agua (1,32x10⁻⁶ m²/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 17. 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.)

- **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 49. Relación entre diámetro de las partículas y velocidad de sedimentación.

Material	ϕ Limite de las partículas (cm)	# de Reynolds	V_s	Régimen	Ley Aplicable
Grava	>1.0	>10 000	100	Turbulento	$V_s = 1.82 \sqrt{\frac{dg(\rho_a - \rho)}{\rho}}$ 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: Wayar

Velocidad horizontal

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

Velocidad horizontal optima:

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

- **Cálculo de las dimensiones del desarenador**

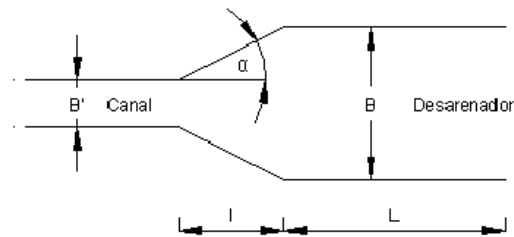
La longitud teórica del canal desarenador (L) está dada por la profundidad que requiere la velocidad de sedimentación y la velocidad horizontal, esta longitud se recomienda que sea mayor a 3 m y menor a 25 m dependiendo del caudal que se tenga.

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 18. Esquema de un desarenador



Fuente: Wayar

Donde: L= Longitud específica del desarenador (m.)

l= Longitud de transición (m.)

B= Ancho de los dos desarenadores más 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:

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

- **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 $0,03 \text{ m}^3$, por cada 1000 m^3 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 llenará el canal de arena:

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

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

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 afluente 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 DBO₅.

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. TRATAMIENTOS BIOLÓGICOS

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

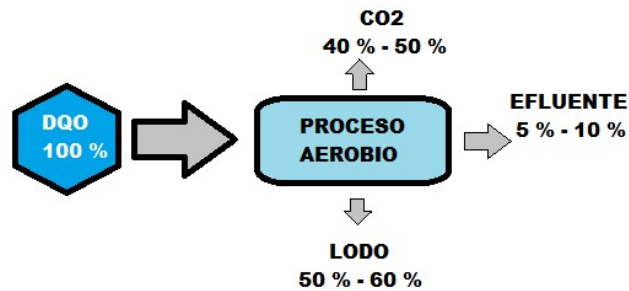
Los procesos biológicos pueden clasificarse en:

- **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 CO₂. 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 19. Proceso aerobio



Fuente: Wayar

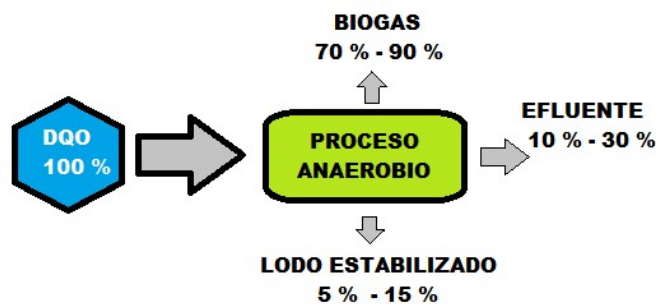
- **Procesos anaerobios:** Sistema cuyo metabolismo bacteriano se realiza en ausencia de oxígeno libre, es capaz de transformar la materia orgánica presente de las aguas residuales en lodos y biogás. Participan bacterias estrictamente anaerobias.

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 20. Proceso anaerobio



Fuente: Wayar

- **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.

Ilustración 3. Proceso aerobio



Fuente: Mendieta Sivila, 2016

Ilustración 4. Proceso Anaerobio

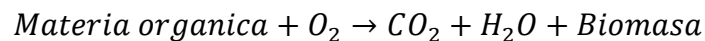


Fuente: Mendieta Sivila, 2016

- **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.

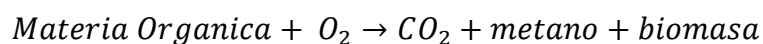
Porque en la reacción química se produce lo siguiente:



- **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
- Biódiscos
- 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 50 se resumen los más importantes.

Tabla 50. Proceso biológico de tratamiento de aguas residuales

Tipo de sistemas	Nombre del tratamiento
Sistemas Biológicos No Convencionales	Lagunas de Estabilización
	Lombrifiltración
Sistemas Biológicos Convencionales	Lagunas aireadas
	Biófiltros o filtros percoladores
	Biódiscos
	Lodos activados
	Aireación extendida
	Zanjas de oxidación

Tipo de sistemas	Nombre del tratamiento
	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: Proyecto GIRH, 2008

4.4.3.1. SISTEMAS BIOLÓGICOS NO CONVENCIONALES

- **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 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 51)

Tabla 51. Eficiencias de remoción de lagunas de estabilización

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	75-85%
Sólidos totales	mg/l	95%
Nitrógeno	mg/l	30-50%
Fosforo	mg/l	20-60%
Coliformes fecales	NMP/100 ml	60-99%

Fuente: Metcalf y Eddy, 1995

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.
- **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, biófiltrros y biódiscos (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

Tabla 52. Eficiencia de remoción del sistema de humedales

Parámetro	Eficiencia
DBO	49-96%
Sólidos totales	51-98%
Nitrógeno	12-86%
Fosforo	12-91%
Coliformes fecales	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.

- **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 anaeróbicamente 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 domesticas 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 53, se muestran las eficiencias alcanzadas tanto para las lagunas aireadas aerobias como para las lagunas aireadas facultativas:

Tabla 53. Eficiencia lagunas aireadas aerobias

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

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%

Tabla 54. Eficiencia lagunas aireadas facultativas

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	75-95%
Nitrógeno	mg/l	30-50%
Fosforo	mg/l	20-60%
Coliformes fecales	NMP/100 ml	60-96%

Fuente: (Metcalf y Eddy, 1995)

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
- **Biófiltros 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 biófiltro 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 55 se muestran las eficiencias

Tabla 55. Eficiencia de remoción de biófiltros

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

Fuente: Von Sperling, M., 1998

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.
- **Lodos activados**

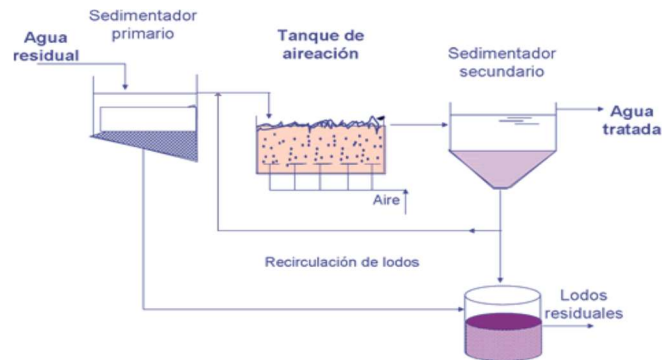
El sistema de lodos activados es el proceso biológico con cultivo en suspensión más común en el tratamiento de aguas servidas. Consiste en tres etapas: sedimentación primaria, tanque de aireación y sedimentación secundaria.

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 21. Sistema convencional de tratamiento mediante lodos activados



Fuente: Von Sperling, M., 1998

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 56.

Tabla 56. Eficiencia de remoción lodos activados

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

Fuente: Metcalf y Eddy, 1995

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
- **Reactores Anaerobios UASB**

Desarrollado por el Dr. Gatzke 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, fósforo y sulfatos.

Aplicabilidad

Los reactores UASB son aplicables para tratar aguas residuales domésticas 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 57 se muestran las eficiencias

Tabla 57. Eficiencia de remoción de reactor UASB

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	65-85%
DQO	mg/l	60-75%
Sólidos totales	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.
- El agua residual puede ser usado para riego de cultivos de tallo alto, y los lodos generados ya se encuentran estabilizados por lo que puede ser utilizados.

Desventajas

- Baja capacidad del sistema en tolerar cargas tóxicas.

- Elevado intervalo de tiempo necesario para el arranque del sistema.
- Necesidad de una etapa de pos-tratamiento
- **Sistemas innovadores**

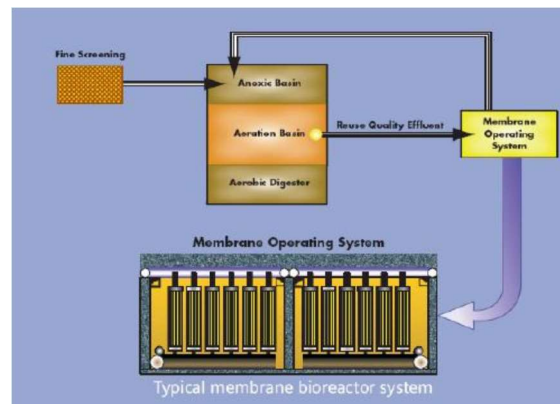
Los sistemas innovadores corresponden a tecnologías que han sido probadas a escala de demostración, que han estado disponibles e implementadas en Estados Unidos por menos cinco años o que tienen un nivel de uso inicial. De un informe de la U.S. Environmental Protection Agency (U.S. EPA) se señala una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

- **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 22), 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 22. Sistema MBR con membranas sumergidas



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 58, se ven los resultados de remoción de los parámetros más importantes:

Tabla 58. Eficiencia de remoción del sistema MBR

Parámetro	Eficiencia
DBO	95-99%
Sólidos totales	95-98%
Nitrógeno	94-99%
Fosforo	95-98%
Coliformes fecales	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
- **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 59, 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 59. Análisis de los procesos utilizados en el tratamiento de aguas residuales

	Laguna Anaerobia	Tanque Séptico	Lodos Activados	UASB
% 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 ² /hab.)	3	0.2	0.03	0.01
Tiempo de	20 - 30 días	2 - 10 días	12 - 24 hrs.	4 - 8 hrs.
Volumen (m ³ /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 en pequeñas proporciones





Fuente: Ayala Fonola y Gonzalez Marquez, 2008

A partir de las comparaciones anteriores se observa que en la tabla 59, 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 RIO 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.

Ilustración 5. Características de cuatro tecnologías de tratamiento de agua residual

<p>Lagunas de Oxidación Principales ventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Alto rendimiento de DBO/DQO; - Alto rendimiento remoción de patógenos; - Operación simple; - Bajo costo de construcción y operación. <p>Principales desventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Requiere una superficie grande: 135 ha para el caso de Tarija (2030); - Bajo rendimiento en remoción de nutrientes (N & P); - Malos olores, difícilmente de controlar por las características climáticas de Tarija con cambios bruscos de la presión atmosférica y temperatura. <p>Lodos Activados (Carrusel) Principales ventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sistema relativamente compacto; - Alto rendimiento (DBO/DQO); - Alto rendimiento remoción de nutrientes (N & P); - Amplia experiencia a nivel mundial. <p>Principales desventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Requiere una superficie plana de 10-12 ha en el caso de Tarija (2030); - Moderado a bajo rendimiento en remoción de patógenos; - Ocasionalmente malos olores (manejable); - Operación requiere de un equipo técnico experimentado; - Requiere suministro continuo de mucha electricidad; - El manejo de los lodos residuales no es simple; - Altos costos de operación (energía y procesamiento de lodos). 	 
<p>Bio-filtración en dos pasos: tanques de alto y bajo carga Principales ventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sistema compacto y modular ; - Buen rendimiento (BOD/DQO); dentro de las normas; - Operación relativamente simple; - Energía neutral y bajo costo de operación; - Manejo simple de los lodos residuales; - Efluente apto para riego: contiene N & P. <p>Principales desventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Moderado a bajo rendimiento remoción de patógenos; - Ocasionalmente malos olores (manejable). <p>Combinación UASB y Bio-filtración Principales ventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sistema compacto y modular; requiere 5-7 ha en el caso de Tarija (2030); - Buen rendimiento (DBO/DQO) que depende de la temperatura ambiental; - Operación relativamente simple; - Energía neutral y bajo costo de operación; - Manejo simple de los lodos residuales; - Efluente apto para riego: contiene N & P. <p>Principales desventajas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Moderado a bajo rendimiento remoción de patógenos; - Ocasionalmente malos olores (manejable). 	 

Fuente: GIRH TARIJA

Tabla 60. Selección de la Óptima Tecnología más Apropiada para Tarija

	<i>Lagunas de Oxidación</i>	<i>Lodos Activados</i>	<i>Bio-filtración</i>	<i>UASB-Biofiltración</i>
Espacio	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
BOD remoción	Suficiente	Suficiente	Suficiente	Suficiente
Remoción N&P	No necesario: re-uso	No necesario: re-uso	No necesario: re-uso	No necesario: re-uso
Seguridad bacteriológica efluente	Suficiente	Requiere post tratamiento	Requiere post tratamiento	Requiere post tratamiento
Eficiencia (rendimiento)	Aceptable	Aceptable	Aceptable	Bajo rendimiento durante periodos fríos
Problemas de malos olores	No-aceptable	Aceptables	Aceptables	Aceptables
Digestión de lodos	Simple y barato	Complejo y costoso	Relativamente complejo	Simple y barato
Seguridad de operación	Operación segura	Requiere una continua provisión de electricidad sin interrupciones	Relativamente segura; energía neutra	Relativamente segura; energía neutra
Inversión inicial	Bajo	Alto	Medio	Medio
Costo de operación	Bajo	Alto	Medio	Bajo
Simplicidad de operación	Opción más simple	Relativamente simple	Relativamente simple	Relativamente simple

Fuente: GIRH TARIJA

Por lo que se ve conveniente escoger como proceso principal de la planta de tratamiento piloto el reactor anaerobio UASB combinado con el Infiltrador Percolador.

A continuación se explicara más a detalle el tratamiento elegido.

4.4.5. REACTORES ANAERÓBICOS 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. MICROBIOLOGIA DEL REACTOR ANAEROBICO 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_4), gas carbónico (CO_2), agua (H_2O), gas sulfhídrico (H_2S), amoniaco (NH_3) 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^{er} grupo: compuesto por bacterias fermentativas, que transforman por Hidrólisis, los polímeros en monómeros, y estos en acetatos, hidrogeno, dióxido de carbono, ácidos orgánicos de cadena corta, aminoácidos y otros productos como glucosa.

- 2^{do} 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, hidrógeno y dióxido de carbono.
- 3^{er} 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.

- **Fases principales**
- **Hidrólisis**

La primera fase de degradación anaerobia consiste en la hidrolisis 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 hidrolisis ocurre de forma lenta.

- **Acidogénesis**

Los productos solubles después de la fase de Hidrolisis 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, hidrogeno, amoníaco, sulfuro de hidrogeno y nuevas células bacterianas.

- **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 Hidrogeno, Dióxido de carbono y Acetato.

- **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, hidrogeno, 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 hidrogeno y dióxido de carbono.

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

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)

- **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:

- **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 61. Composición química de bacterias metanogénicas

Macronutrientes		Micronutrientes	
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: Mendieta Sivila, (2016)

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.

- **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.

- **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.

- **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 amoníaco.- 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, arsénico, 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

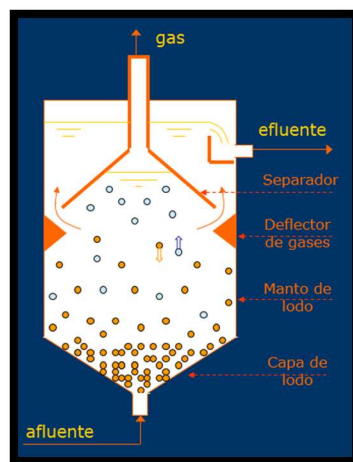
Se procede inicialmente a la inoculación del reactor con cantidades suficientes de lodo anaerobio, iniciándose en seguida a su alimentación en baja tasa en modo ascendente. Este periodo inicial es referido como start up o partida del sistema, constituyéndose en la fase más importante de operación del 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 23. Diseño esquemático de un reactor uasb



Fuente: Wayar Cruz, 2013

4.4.5.4. CRITERIOS Y PARÁMETROS DEL REACTOR UASB

Uno de los aspectos más importantes del proceso anaerobio a través de reactores de manta de lodo es su habilidad en desenvolver y mantener un lodo de elevada actividad y de excelentes características de sedimentación.

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.

- **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:

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

Donde:

COV = Carga orgánica volumétrica, oscila entre 2,5 – 3 Kg DQO/ m³*d

Para agua residual doméstica COV= 2,5 Kg DQO/ m³*d

Q = Caudal de diseño (m³/d)

C = Concentración de contaminantes DQO afluente (Kg DQO/ m³)

V = Volumen útil del digestor (m³)

- **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 (m³)

Q = Caudal de diseño (m³/d)

✓ Carga hidráulica Volumétrica (CHV)

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

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

- **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 (m³/d)

C = Concentración de DQO (Kg DQO/m³)

M = Masa de microorganismos presentes en el reactor (Kg SVT/m³)

CB = Carga biológica (kg DQO/kg SVT* d)

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

- **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 (m³/h)

A= Área de la sección transversal del reactor (m²)

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

- **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.

- Numero 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 (m²)

A_d= Área de influencia de cada distribuidor (m²)

N_d= Numero de distribuidores

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 m³/m².d

Q_{gas} = Producción esperada de biogás (m³/h)

A_i = Área de interfase GLS (m²)

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_{lodo}/Kg DQO aplicada = 0,2

DQO_{Aflu} = Demanda química de oxígeno del afluente (Kg/m³)

DQO_{Eflu} = Demanda química de oxígeno del efluente (Kg/m³)

Q = Caudal de diseño (m³/día)

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

- Separación de los solidos

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:

- 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.
- Ejecución de las paredes de compartimiento de decantación con inclinaciones siempre superiores de 45°. Idealmente inclinaciones adoptadas iguales o superiores de 50°.
- 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)

E₃₀= 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. $C_v = V_g \cdot DBO / m^3 \text{ piedra} \cdot \text{día}$

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 (Q_r), Coeficiente de recirculación ($r = Q_r/Q_a$), Caudal Afluente (Q_a).

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 FILTRO PERCOLADOR

Para el dimensionamiento de los Biófiltró 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

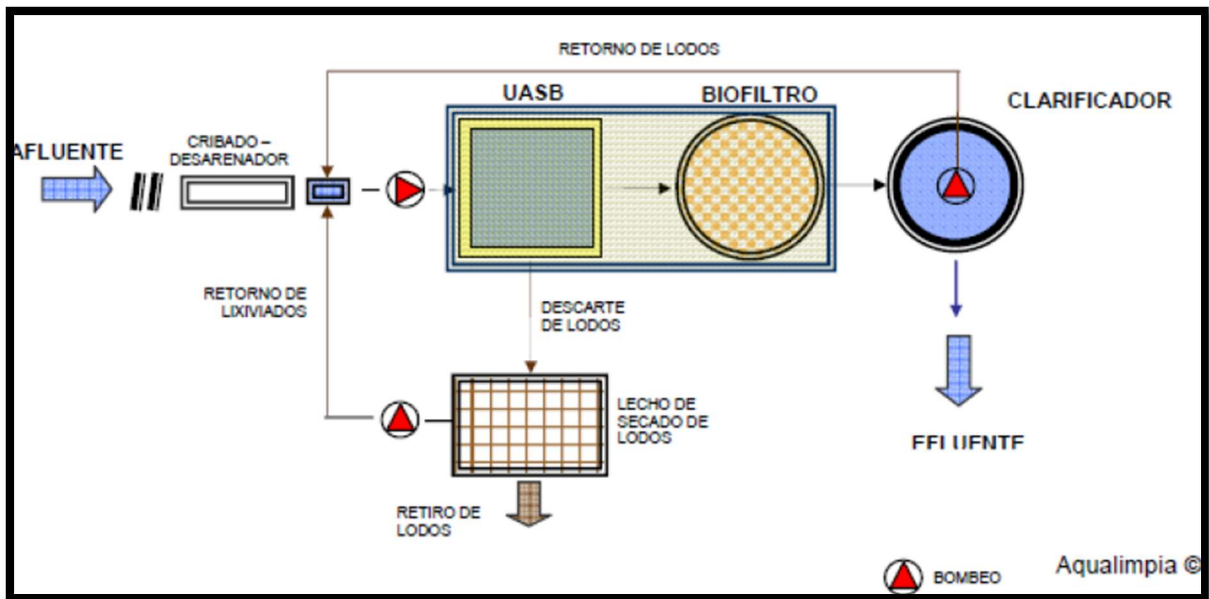
La norma ATV-281 establece que al construir un Biófiltró Percolador obligatoriamente debe ir acompañado de un clarificador

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 24. Esquema de planta de tratamiento compacta



Fuente: Aqualimpia

CAPÍTULO V

5. DIMENSIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO PILOTO

El dimensionamiento de la planta de tratamiento se lo realizó con el software “UASB plant pro” de la empresa alemana Aqualimpia.

5.1. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SOFTWARE “UASB plant pro”

Ilustración 6. Introducción de Datos al "UASB plant pro"

The screenshot shows the 'Datos del proyecto' (Project Data) window of the 'UASB plant pro' software. The window is divided into several sections for data entry:

- Project Information:**
 - Nombre del proyecto: Planta_piloto
 - Ubicación: ? Lagunas de San Luis
 - Pais: Bolivia
 - Provincia/Zona/Dep: Cercado Ciudad: Tarija
 - Proyectista: Pablo Antonio Cruz Lopez
 - Fecha: 25/07/2019
- Datos hidrológicos (Hydrological Data):**
 - Temperatura medio ambiente (Average ambient temperature):
 - min.: 10 °C
 - ? med: 17,8 °C
 - max.: 30 °C
 - Altura sobre nivel del mar: ? 1881 (m.s.n.m.)
- Norma - eficiencias de remoción a cumplir (Standard - removal efficiencies to be met):**
 - DQO ? 200 (mg/l)
 - DBO 150 (mg/l)
 - NTK 40 (mg/l)
 - SST 150 (mg/l)
 - SO4 200 (mg/l)

At the bottom of the window, there are four buttons: 'Siguiete', 'Anterior', 'Cancelar', and 'Ayuda'.

Fuente: Elaboración propia

En estos tiempos la tecnología está teniendo muy buenos avances y uno de esos son los programas que nos ayudan a diseñar las obras ingenieriles, siempre teniendo en cuenta en criterio del ingeniero.

Ilustración 7. Ingreso de caudales

Ingreso de caudales

Ingreso de caudal doméstico

Opción ingreso de caudales domésticos:

Por caudales

Por número de habitantes ?

Caudal doméstico - Características físico - químicas ?

Demanda química de oxígeno (DQO)	541,06	(mg/l)
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)	328,38	(mg/l)
Sólidos suspendidos totales (SST)	142,17	(mg/l)
Nitrógeno total Kjeldahl (NTK)	33,08	(mg/l)
Sulfatos (SO ₄)	33,60	(mg/l)
Fósforo total	3,19	(mg/l)
Temperatura	19	(°C)
pH	7	

Ingreso de caudal industrial ?

Caudal industrial - Características físico - químicas ?

Demanda química de oxígeno (DQO)	0	(mg/l)
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)	0	(mg/l)
Sólidos suspendidos totales (SST)	0	(mg/l)
Nitrógeno total Kjeldahl (NTK)	0	(mg/l)
Sulfatos (SO ₄)	0	(mg/l)
Fosforo total	0	(mg/l)
Temperatura	0	(°C)
pH	0	

Opción ingreso de caudales domésticos:

Caudales en (m³/día)

Caudales en (l/s)

Caudal doméstico - Ingreso volúmenes diarios

	(m ³ /día)	(l/s)
Caudal mínimo diario	10,00	0,12
Caudal medio diario	20,00	0,23
Caudal máximo horario	40,00	0,46

Opción ingreso de caudales industriales:

Caudales en (m³/día)

Caudales en (l/s)

Caudal industrial - Ingreso volúmenes diarios

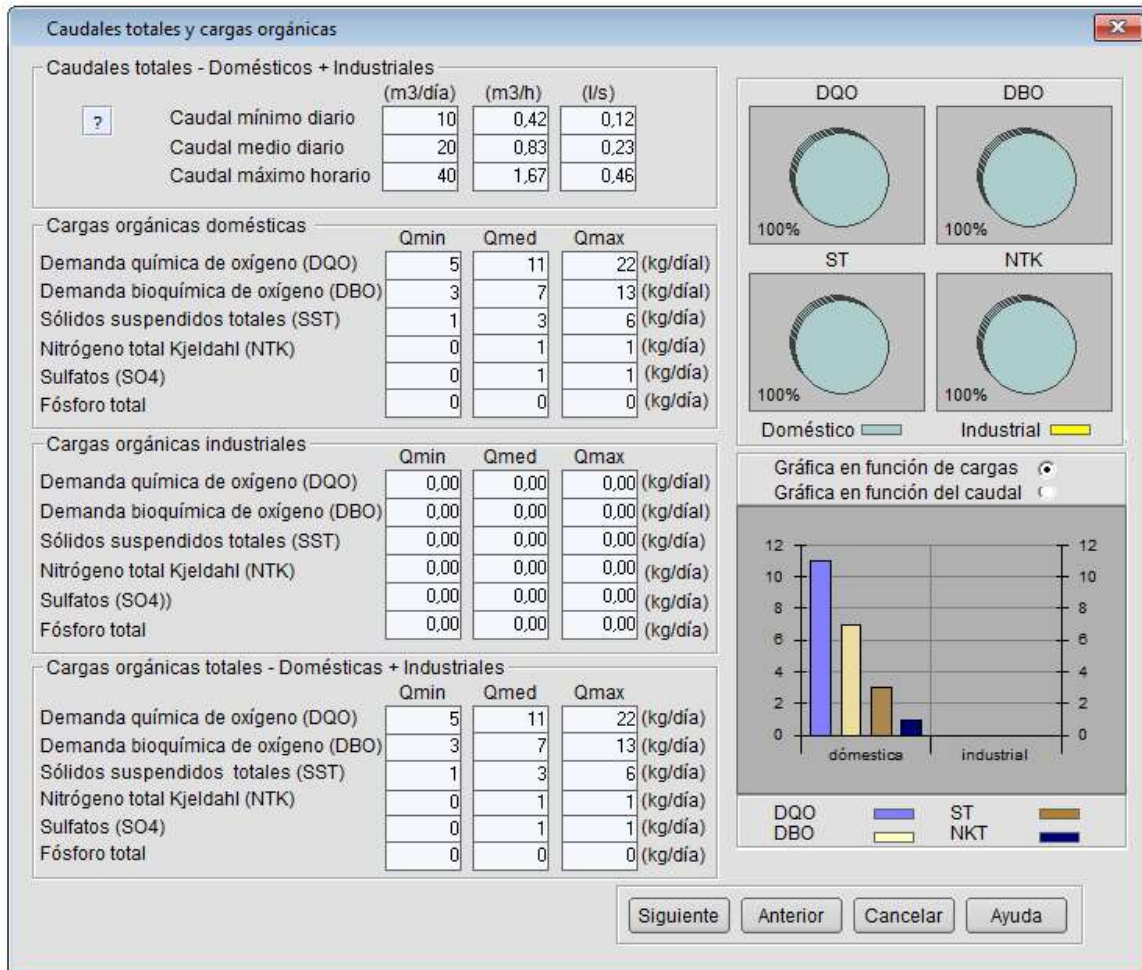
	(m ³ /día)	(m ³ /día)
Caudal mínimo diario	0,00	0
Caudal medio diario	0,00	0
Caudal máximo horario	0,00	0

Siguiente Anterior Cancelar Ayuda

Fuente: Elaboración propia

En la ilustración 4 y 5 se puede observar la interfaz del programa, donde se introducen los datos principales para el diseño así como los caudales máximo, mínimo y promedio, características de las aguas residuales a tratar. Para las características de las aguas residuales se procedió a analizar los datos de los últimos 5 años de registro, para el caudal medio de diseño se tomó el caudal mínimo para el cual el programa puede diseñar.

Ilustración 8. Caudales totales y cargas orgánicas



Fuente: Elaboración propia

En esta ilustración se ve el análisis del agua residual que realiza el programa demostrándonos que las características introducidas corresponden a un agua residual doméstica.

Ilustración 9. Evaluación de características fisicoquímicas aguas residuales

Evaluación de características físico - químicas aguas residuales

Concentración de contaminantes - grado de contaminación

Parámetro	Promedio	u.	Grado de contaminación		
			bajo	medio	alto
Demanda química de oxígeno (DQO)	541	(mg/l)	-	x	-
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)	328	(mg/l)	-	x	-
Sólidos suspendidos totales (SST)	142	(mg/l)	x	-	-
Nitrógeno total Kjeldahl (NTK)*	33	(mg/l)	-	x	-
Sulfatos (SO4)	34	(mg/l)	-	-	x
Fósforo total	3	(mg/l)	x	-	-
Temperatura	19,00	(° C)	x	-	-
pH	7,00	-	-	nomal	-

* No se utiliza para el dimensionamiento de las estructuras en esta version del programa

Coefficientes de biodegradabilidad

Relación DBO/DQO [Aguas residuales biodegradables](#)

Relación DQO/SO4 Contenido SO4 no influencia negativamente producción de metano. Parte de H2S producido sera removido en el efluente, buena degradación de materia orgánica

Recomendaciones para el control del pH

[No es necesario la corrección del pH](#)

Fuente: Elaboración propia

En la ilustración 7 podemos notar el grado de contaminación de las características del agua residual introducida, además se puede observar que las aguas introducidas son aguas residuales biodegradables.

Ilustración 10. Calculo hidráulico desarenador

Cálculo hidráulico canal de aproximación a desarenador

Datos básicos		Tirante canal aproximación		Datos para dimensionamiento de desarenador	
	(m ³ /h)	(l/s)		t (m)	
Qmin	0,42	0,12	?	0,002	Número de canales: 2
Qmed	0,83	0,23	?	0,005	Velocidad máxima para Qmax: 0,30 (m/s)
Qmax	1,67	0,46	?	0,012	Diámetro de arena a remover: 0,10 (mm)
					Velocidad de caída de arena: 24 (m/h)

Resultados del cálculo		Canal recolector de arena	
Ancho de cada canal	0,100 (m)	Ancho máximo canal	0,20 (m)
Longitud de canal	2,00 (m)	Profundidad de canal	0,20 (m)
Volumen aprox. de arena	0,00 (m ³)	Producción específica de arena	30 (l/m ³)
Volumen canal arena	0,16 (m ³)		
Retirada de arena cada	268 (días)		

AVISO

Dimensiones de desarenador demasiado pequeñas. No se puede graficar

Aceptar

	Q (l/s)	t (m)	A (m ²)	V (m/s)
Min	0,12	0,002	0,000	0,300
Med	0,23	0,005	0,001	0,240
Max	0,46	0,012	0,001	0,177

Regresar

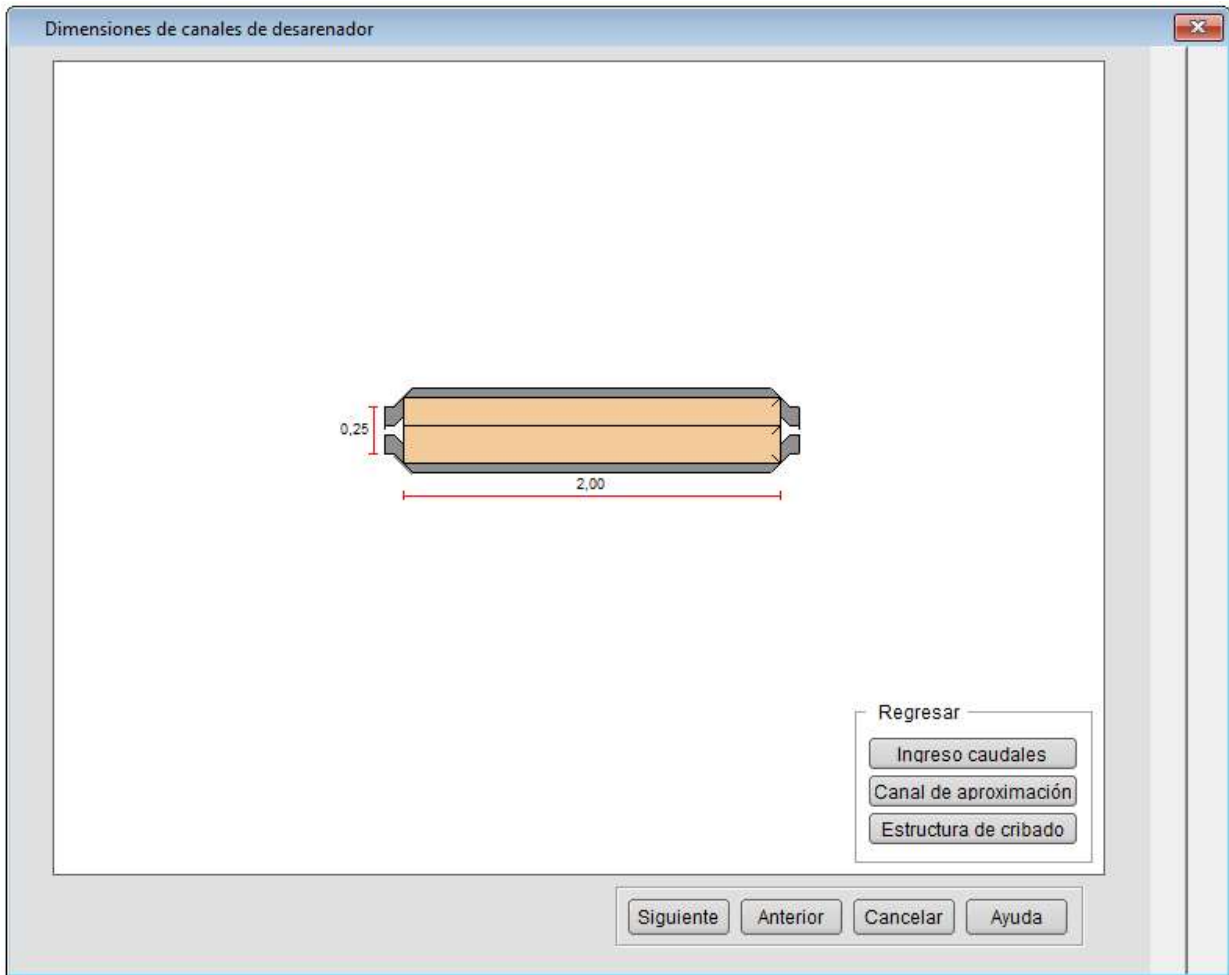
Ingreso caudales Ver cálculos hidráulicos

Siguiente Anterior Cancelar Ayuda

Fuente: Elaboración propia

Debido a que se utilizó un caudal pequeño para el diseño de la planta piloto de tratamiento de agua residual las dimensiones calculadas por el programa son muy pequeñas, es por ese motivo que no pudieron ser graficadas.

Ilustración 11. Dimensiones de canales de desarenador



Fuente: Elaboración propia

Tomando en cuenta que las dimensiones diseñadas por el programa, mediante el cálculo hidráulico son pequeñas se asumieron las siguientes dimensiones.

Ilustración 12. Ingreso parámetros diseño digester UASB

Ingreso parámetros diseño digester UASB Dimensiones de paredes

Parámetros de diseño digester UASB

Altura útil	?	4,0	(m)
Borde libre	?	0,5	(m)
Carga orgánica permisible (DQO)	?	2,5	(kgDQO/m ³ .d)
Coefficiente de producción de sólidos	?	0,18	(kg SST/kgDQO)
Concentraciones en lodo de descarte	?	4,00	(%)
Densidad de lodo	?	1020	(kg SST/m ³)

Parámetros de diseño digester UASB

	(l/s)	(m ³ /h)	(m ³ /d)
Qmin	0,12	0,42	10
Qmed	0,23	0,83	20
Qmax	0,46	1,67	40

Tiempo de retención hidráulica (TRH) ? 14,05 (h)

Resultados de cálculo digester UASB

Volumen de digester	11,66	(m ³)
Área total requerida	1,66	(m ²)
Altura total	4,50	(m)
Largo	2,10	(m)
Ancho	1,39	(m)

Verificaciones

Carga org. vol. para Qmed (COV)	?	0,94	(kgDQO/m ³)
Carga org. vol. para Qmax (COV)	?	1,86	(kgDQO/m ³)
Carga hidr. vol. para Qmed (CHV)	?	1,71	(m ³ /m ³ .d)
Carga hidr. vol. para Qmax (CHV)	?	3,44	(m ³ /m ³ .d)
Velocidad ascensional para Qmed	?	0,50	(m/h)
Velocidad ascensional para Qmax	?	1,01	(m/h)

Zona de clarificación

Velocidad de paso por aberturas a zona clarificación

Velocidad de paso para Qmed	?	1,00	(m/h)
Velocidad de paso para Qmax	?	2,00	(m/h)

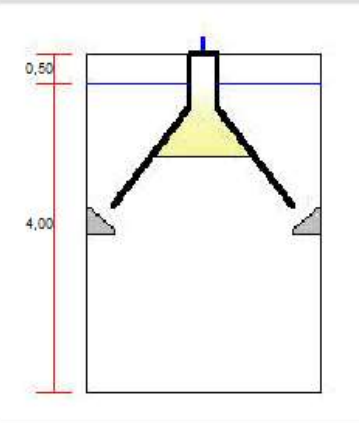
Tasa de aplicación superficial en zona de clarificación

Tasa para Qmed	?	0,37	(m/h)
Tasa para Qmax	?	0,75	(m/h)

Volumen zona de clarificación

Volumen zona de clarificación	2,30	(m ³)	
Volumen zona de clarificación	?	19,73	(%)

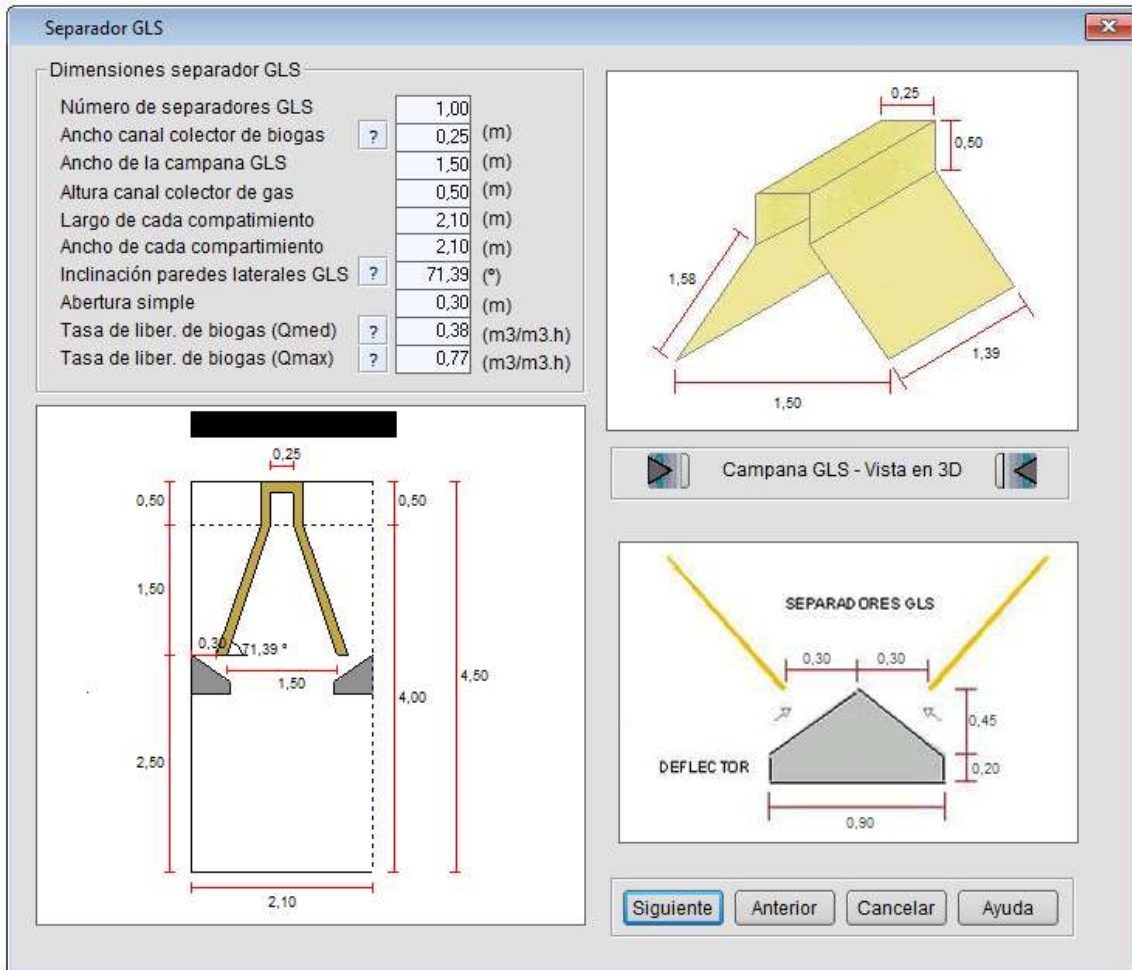
Siguiente Anterior Cancelar Ayuda



Fuente: Elaboración propia

Para el diseño del UASB se tomó en cuenta una altura útil de 4 metros y un borde libre de 0,5 metros, un tiempo de retención hidráulica de 14,05 horas, teniendo como resultado un tanque de 2,10 m*1,39m y 4,5 m de altura.

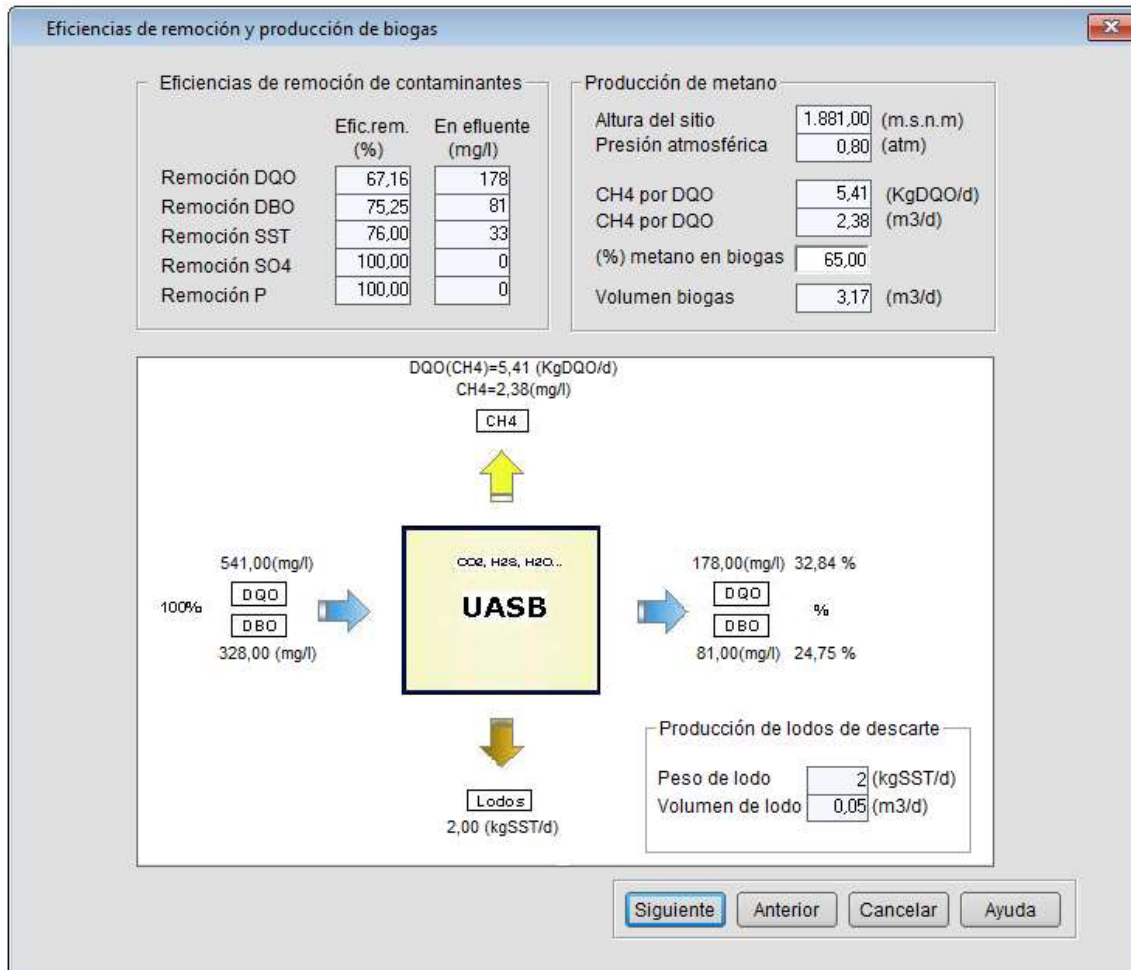
Ilustración 13. Separadores GLP



Fuente: Elaboración propia

Se tendrá un separador de gases, líquido y sólido (GLS), con ancho de 1,39 y una cámara para la recolección de gas de 0,5m*0.25m.

Ilustración 14. Eficiencias de remoción y producción de biogás



Fuente: Elaboración propia

Tomando en cuenta el diseño del tanque UASB se tiene una eficiencia de remoción de 67% en DQO, 75% en DBO₅, 73% en SST y un 100% de remoción en sulfatos y fósforos.

Ilustración 15. CO2 equivalente

CO2 equivalente

Estimación de toneladas CO2 equivalentes

Producción de biogás	?	3,17	(m3/d)	1.157	(m3/año)
Producción de metano CH4	?	2,38	(m3/d)	869	(m3/año)
Producción de metano CH4	?	0,00	(t/d)	0	(t/año)
Toneladas equivalentes CO2	?			0	(t/año)

Producción de energía total

Producción de biogás		3,17	(m3/d)
Porcentaje de gas metano	?	65,00	(%)
Grado de eficiencia total unidad de generación	?	85	(%)
Producción de energía total bruta		11	(kWh/día)

Producción de energía eléctrica

Grado de eficiencia eléctrica sistema de generación	?	35	(%)
Generación de energía eléctrica por día		4	(kWh/día)
Generación de energía eléctrica por mes		117	(kWh/mes)
Generación de energía eléctrica por año		1.405	(kWh/año)
Horas de operación por día		24	(horas) *
Potencia eléctrica nominal unidad de generación		0	(kWel)

Energía calorífica

Grado de eficiencia calorífica sistema de generación	?	65	(%)
Producción de energía calorífica		7	(kWh/día)
Potencia calorífica		0	(kW)

(*) Se recomienda que se instale una unidad de generación con una potencia del 20% mayor que la nominal: en éste caso: 0 (kW)

Nota: todos los valores de éste formulario se encuentran redondeados

Siguiente Anterior Cancelar Ayuda

Fuente: Elaboración propia

En esta ilustración se nos muestra la producción de biogás que se tendría en la planta piloto y la energía que se podría producir.

Ilustración 16. Dimensionamiento biofiltro

Dimensionamiento biofiltro

Parámetros de diseño biofiltro

DBO efluente de digestor UASB	?	81,00	(mg/l)
Carga orgánica DBO para Qmax	?	3,25	(kgDBO/d)
Carga orgánica volumétrica DBO	?	0,44	(kgDBO/m3.d)
Tasa de aplicación superficial	?	17,35	(m3/m3.d)
Medio filtrante: área volumétrica específica	?	100,00	(m2/m3)
Coefficiente producción de lodos	?	0,75	(kgSST/kgDBO)

Resultados de cálculo biofiltro

No hay necesidad de recirculación de caudales para cumplir norma: DBO efluente <= 150 (mg/l). Ver nota

Volumen total biofiltro		7,39	(m3)
Área biofiltro		2,31	(m2)
Largo biofiltro		2,10	(m)
Ancho biofiltro		1,10	(m)
Altura medio filtrante		3,20	(m)
Eficiencia de remoción DBO	?	0,75	(%)
DBO en efluente de biofiltro		20,56	(mg/l)
Carga DBO medio filtrante para Qmax	?	4,40	(gDBO/m2.d)
Carga DBO medio filtrante para Qmed	?	2,19	(gDBO/m2.d)
Producción de lodos		1,82	(kg/d)
Volumen de lodos		0,19	(m3/d)

Nota:
Deberá verificar los caudales mínimos al biodigestor. En caso de que no se garantice el caudal mínimo, es necesario recircular para mantener un flujo mínimo al biofiltro. De esta manera se evita la proliferación de moscas y que se seque el biofilme.

Siguiente Anterior Cancelar Ayuda

Fuente: Elaboración propia

Para el dimensionamiento del biofiltro se tiene las características del efluente del reactor UASB, para esto se debe tomar en cuenta también tasa de aplicación superficial del biofiltro y esto lo determina el material con el cual estará relleno, para este diseño se tomó una tasa de $17.35 \text{ m}^3/\text{m}^3\cdot\text{d}$, teniendo en cuenta un material granular de ripio seleccionado.

Ilustración 17. Dimensionamiento clarificador

Dimensionamiento clarificador

Valores asumidos para el cálculo

DBO afluente al clarificador (mg/l)

Norma DBO efluente de clarificador (mg/l)

Factor de recirculación

	(l/s)	(m3/h)
Q min	0,12	0,42
Q med	0,23	0,83
Q max	0,46	1,67

Resultados del cálculo

Volumen total requerido (m3)

Área total requerida (m2)

Pozo de lodos

Producción de lodos BF (m3)

Volumen pozo de lodos (m3/d)

Parámetros de diseño

Tasa de aplicación superficial (m3/m2.d)

Tiempo de retención hidráulica (h)

Forma geométrica

Rectangular

Circular

Relación largo/ancho

Borde libre (m)

Dimensiones clarificador rectangular

Largo (m)

Ancho (m)

Profundidad media (m)

Parámetros hidráulicos				
Q (m3/h)	V (cm/s)	Fr * 1000	Tasa apl. sup. (m/h)	TRH (h)
0,42	0,005	0,002	7,54	7,95
0,83	0,009	0,004	14,91	4,02
1,67	0,019	0,008	30,00	2,00

Fuente: Elaboración propia

Para el clarificador se tomó en cuenta un tiempo de retención de 2 horas, y la concentración de la DBO afluente al clarificador. Para lo cual se optó por un clarificador en forma rectangular tomando en cuenta que es más fácil construir una estructura rectangular que una estructura circular.

Ilustración 18. Dimensionamiento Lecho de secado de lodos

Lecho de secado de lodos

Valores asumidos para el cálculo		Parámetros de diseño	
Producción diaria de lodos en digester UASB	2 (kg/día)	Productividad de lechos de secado	25 (kgSST/m ² .día)
Retorno de lodos de clarificador a digester UASB	2 (kg/día)	Períodos de descarte de lodos cada	21 (días)
Peso diario de lodos	4 (kg/día)	Número min. de celdas por módulo	3
Volumen diario de lodos	0,24 (m ³ /día)	Profundidad min. de celdas	0,5

DESCARTE DE LÓDOS

AFLUENTE

LÓDOS

LÓDOS

LECHO SECADO DE LÓDOS

UASB

BIOFILTRO

CLARIFICADOR

EFLUENTE

Fondo de hormigón
 Fondo de geomembrana

Resultados del cálculo

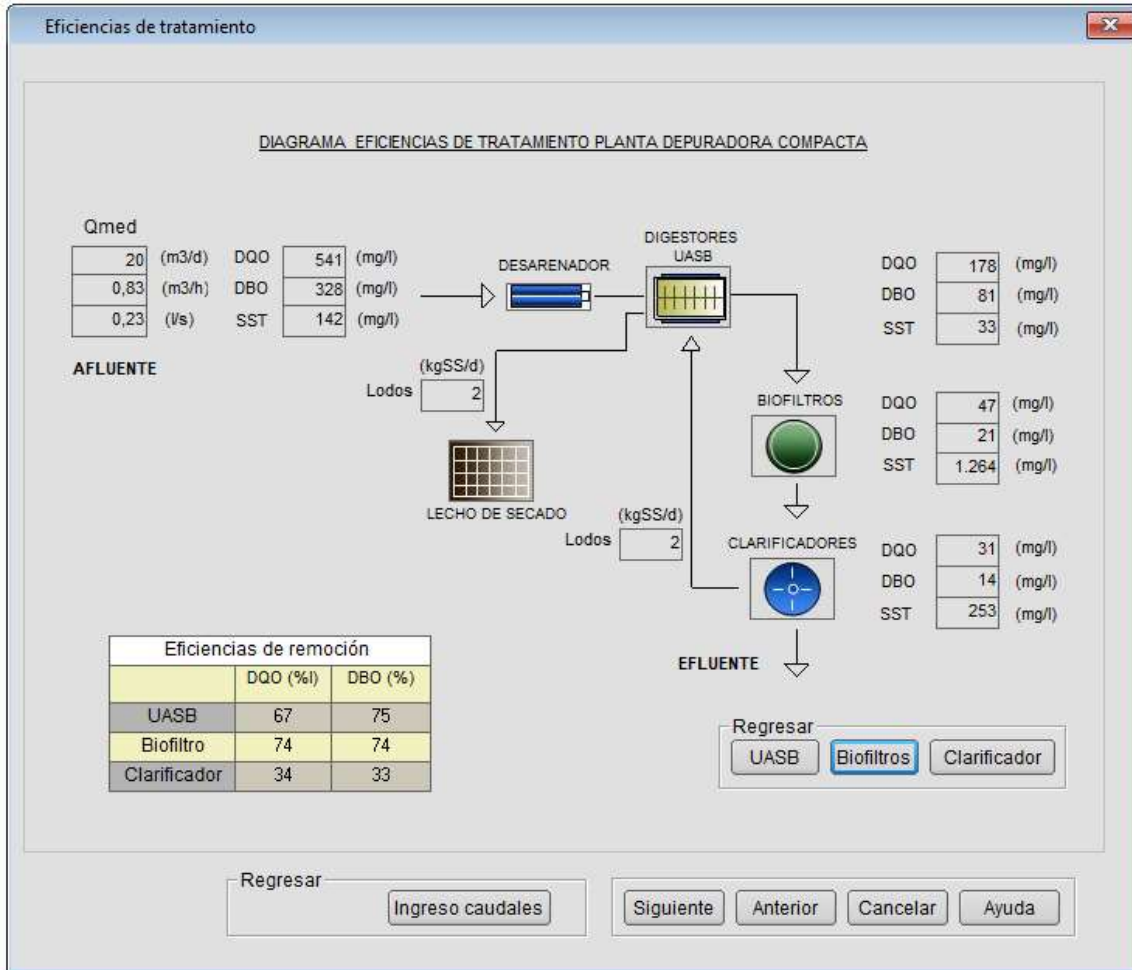
Peso lodos de descarte cada 21 días	84 (kg)
Área total requerida con con 0 % de seguridad	3 (m ²)
Largo total de lecho de secado	3 (m)
Ancho total de lecho de secado	1 (m)
Número de módulos	1
Área por módulo	3 (m ²)
Área de cada celda	1 (m ²)
Ancho de cada celda	1 (m)
Largo de cada celda	1 (m)
Estimado de prod. de lixiviados	0 (m ³ /d)

Siguiente Anterior Cancelar Ayuda

Fuente: Elaboración propia

Para el tratamiento de los lodos generados se aplicó un lecho de secado de lodos de 6 m², mismo que cuenta de 3 celdas de 1 m * 1 m y una profundidad de 0.5. Se tiene estimado que el descarte de lodos se realizara cada 21 días.

Ilustración 19. Eficiencias de tratamiento



Fuente: Elaboración propia

5.2. VERIFICACIÓN DE LAS ECUACIONES UTILIZADAS POR EL PROGRAMA

5.2.1. SISTEMA DE BOMBEO INGRESO A LA PLANTA

Se diseñó un sistema de bombeo para darles las condiciones hidráulicas al ingreso de la planta y poder vencer el desnivel existente entre el canal parshall y el terreno:

- Diámetro asumido

$$Q_{\max} = 0,463 \text{ l/s} = 0,0005 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$k = 1,5 \text{ (asumido)}$$

$$D = k * \sqrt{Q_{\max}}$$

$$D = 1,5 * \sqrt{0,0005 \text{ m}^3}$$

$$D = 0.0335m$$

Asumimos un diámetro de 1 pulgada y media.

- Número de Reynolds

$$Q_{\max} = 0,463 \text{ l/s} = 0,0005 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 0.407 \text{ m/s}$$

$$\text{Viscosidad} = 1,40E-06 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$D = 1.5 \text{ plg} = 0.038 \text{ m}$$

$$Re = \frac{D * v}{\nu}$$

$$Re = 11052$$

- Pérdida de carga

Estimamos el coeficiente de fricción (f)

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log}_{10} \left(\frac{\epsilon}{3,7} + \frac{5,1286}{Re^{0,89}} \right)$$

$$f = 0,0363$$

Pérdida de carga por fricción

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2 * g}$$

$$f = 0.0363$$

$$L = 7m$$

$$D = 0.0381m$$

$$v = 0.407m/s$$

$$hf = 0.0363 * \frac{8}{0.038} * \frac{0.407^2}{2 * 9.81}$$

$$hf = 0.06m$$

Para las pérdidas localizadas asumimos un 20% de las pérdidas por fricción...

$$hl = 0.06 * 0.2 = 0.01m$$

- Altura de bombeo

$$Hb = \text{Desnivel} + \text{pérdida de carga}$$

Desnivel=3m

Perdida de carga total= 0,07m

$$Hb = 3m + 0,07m$$

$$Hb = 3,07m$$

- Potencia de la bomba

$$Pb = \frac{Q * Hb * \gamma}{76 * \varepsilon}$$

Caudal (Q)=0,0005 m³/s

Altura de bombeo (Hb)=3,07m

Eficiencia (ε)=0.6

$$Pb = \frac{0,0005m^3 * 3,06m * 1000kg/m^3}{76 * 0,6}$$

$$P = 0.033hp$$

Asumimos una bomba de 1 hp de potencia.

5.3. TRATAMIENTOS PRELIMINARES

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

En nuestro caso al tener un caudal pequeño:

- El gradamiento 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.

5.3.1. DIMENSIONAMIENTO DEL DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL

Tomando en cuenta que el caudal de diseño es 20 m³/d se procedió a diseñar una sola cámara para el desarenador y la cámara de rejillas.

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/m³.

- Condiciones de diseño

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

Longitud del desarenador (L) = de 2 a 25 m

Base del desarenador = Base del canal de entrada = 0,1 metros

- Tirante máximo (y_{max})

$$y_{max} = \frac{Q}{V_h * B}$$

$$y_{max} = \frac{0,0005 \text{ m}^3/\text{s}}{0,3 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0,1 \text{ m}}$$

$$y_{max} = 0,016 \text{ m} \approx 0,02 \text{ m}$$

Asumo un borde libre mínimo de:

BL= 0,029 m

- Longitud del desarenador (L)

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

Tabla 62. 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: Mendieta Sivila, 2016

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

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

$$L = \frac{0,3 \text{ m/s}}{0,0067 \text{ m/s}} * 0,044 \text{ m}$$

$$L = 2 \text{ m}$$

La longitud debe estar entre 2 a 25 metros por lo cual cumple.

- Tiempo de retención (t)

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

$$t = \frac{2 \text{ m}}{0,3 \text{ m/s}}$$

$$t = 6,667 \text{ segundos}$$

- Canal colector de arena

L= 2 metros

Asumo:

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

Profundidad de canal de arena (h) = 0,10 m

- ✓ Volumen de canal de arena.

$$V = b * L * h$$

$$V = 0,15 \text{ m} * 2 \text{ m} * 0,10 \text{ m}$$

$$V = 0,03 \text{ m}^3$$

✓ Volumen producido de arena.

Se estima que el volumen de arena será de $0,03 \text{ m}^3$, por cada 1000 m^3 de agua residual tratada.

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$0,03 \text{ m}^3 \text{ arena} \text{-----} 1000 \text{ m}^3 \text{ agua residual}$$

$$X \text{ m}^3 \text{ arena} \text{-----} 20 \text{ m}^3/\text{día} \text{ agua residual}$$

$$V = \frac{20 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 0,03 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3}$$

$$V = 0,006 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \text{ de arena}$$

✓ Número de días en que se llena el canal.

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

$$N^{\circ} \text{ de dias} = \frac{0,03 \text{ m}^3}{0,006 \text{ m}^3}$$

$$N^{\circ} \text{ de dias} = 5 \text{ dias}$$

5.3.2. TANQUE DE REGULACION

Tomando en cuenta que el caudal de ingreso a tanque de regulación es $20 \text{ m}^3/\text{d}$ se procedió a diseñar el tanque en base un tiempo de retención hidráulica de 1 día.

- Volumen del tanque (V)

$$\text{Caudal (Q)}=20 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\text{Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)}= 1 \text{ día}$$

$$V = Q * TRH$$

$$V = 20 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} * 1 \text{ d}$$

$$V = 20\text{m}^3$$

- Dimensiones del tanque

Asumimos que el tanque será un tanque cuadrado:

$$a = 3\text{m}$$

$$b = 3\text{m}$$

- Profundidad del tanque (h)

$$V = a * b * h$$

$$h = \frac{V}{a * b}$$

$$h = \frac{20\text{m}^3}{3\text{m} * 3\text{m}}$$

$$h = 2,22\text{m} \approx 2.5 \text{ m}$$

5.3.3. SISTEMA DE BOMBEO

Se diseñó un sistema de bombeo para darles las condiciones hidráulicas:

- Diámetro asumido

$$Q_{\text{max}}=0,463 \text{ l/s}=0,0005 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$k=1,5$$

$$D = k * \sqrt{Q_{\text{max}}}$$

$$D = 1,5 * \sqrt{0,0005\text{m}^3}$$

$$D = 0.0335\text{m}$$

Asumimos un diámetro de 1 pulgada y media.

- Número de Reynolds

$$Q_{\text{max}} = 0,463 \text{ l/s} = 0,0005 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 0.407 \text{ m/s}$$

$$\text{Viscosidad} = 1,40\text{E-}06 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$D = 1.5 \text{ plg} = 0.038 \text{ m}$$

$$Re = \frac{D * v}{\nu}$$

$$Re = 11052$$

- Pérdida de carga

Estimamos el coeficiente de fricción (f)

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log}_{10} \left(\frac{\epsilon}{3,7} + \frac{5,1286}{Re^{0,89}} \right)$$

$$f = 0,0363$$

Pérdida de carga por fricción

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2 * g}$$

$$f = 0.0363$$

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

$$D = 0.0381\text{m}$$

$$v = 0.407\text{m/s}$$

$$hf = 0.0363 * \frac{15}{0.0381} * \frac{0.407^2}{2 * 9.81}$$

$$hf = 0.12\text{m}$$

- Para las pérdidas localizadas asumimos un 20% de las pérdidas por fricción.

$$hl = 0.12 * 0.2 = 0.024\text{m}$$

- Altura de bombeo

$$Hb = \text{Desnivel} + \text{perdida de carga}$$

Desnivel=6m

Perdida de carga total= 0,14m

$$Hb = 6m + 0,14m$$

$$Hb = 6,14m$$

- Potencia de la bomba

$$Pb = \frac{Q * Hb * \gamma}{76 * \varepsilon}$$

Caudal (Q)=0,0005 m³/s

Altura de bombeo (Hb)=6,14m

Eficiencia (ε)=0.6

$$Pb = \frac{0,0005m^3 * 6,14m * 1000kg/m^3}{76 * 0,6}$$

$$P = 0.06hp$$

Asumimos una bomba de 1 hp de potencia.

5.4. TRATAMIENTO PRINCIPAL

5.4.1. REACTOR UASB

Para caudales iguales o menores $Q = 6$ L/s se diseña una unidad compacta para el digestor UASB y el Biófiltró. 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

$$Q = 0,23 \frac{L}{s} = 20 \frac{m^3}{dia}$$

Del caudal medio se puede encontrar el caudal máximo que es el doble y el caudal mínimo que es la mitad

$$Q_{min} = 0,11 \frac{L}{s} = 10 \frac{m^3}{dia}$$

$$Q_{max} = 0,46 \frac{L}{s} = 40 \frac{m^3}{dia}$$

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 (ver anexo 2) para tener un parámetro de la concentración de agua residual.

Por lo tanto:

DQO = 541,06 mg/l Demanda química de oxígeno

DBO = 328,38 mg/l Demanda biológica de oxígeno

SST = 142,17 mg/l Solidos suspendidos totales

N = 33,08 mg/l Nitrógeno total de KJELDAHL

SO₄ = 33,60 mg/l Sulfatos

P = 3,19 mg/l Fosforo Total

Para el caso de la temperatura se adoptara el valor:

T = 19 °C

pH = 7 está dentro del rango (6,5 a 7,5) pH optimo

✓ 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 4 m y un borde libre de 0,5 m

Altura total del reactor:

$$H_T = h + BL$$

$$H_T = 4 \text{ m} + 0,5 \text{ m}$$

$$H_T = 4,5 \text{ metros}$$

✓ Carga orgánica volumétrica (COV)

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

Donde:

COV = Carga orgánica volumétrica, oscila entre 2,5 – 3 Kg DQO/ m³*d

Para agua residual domestica COV= 2,5 Kg DQO/ m³*d

Q = Caudal de diseño (m³/d)

C = Concentración de contaminantes DQO afluente (Kg DQO/ m³)

V = Volumen útil del digestor (m³)

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

$$V = \frac{20 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 1,38 \frac{\text{Kg DQO}}{\text{m}^3}}{2,5 \frac{\text{Kg DQO}}{\text{m}^3 * \text{d}}}$$

$$V = 11,04 \approx 11,06 \text{ m}^3$$

✓ Área de un reactor superficial

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

$$A = \frac{11,06 \text{ m}^3}{4 \text{ m}} = 2,765 \text{ m}^2$$

✓ Dimensiones del Reactor UASB

Asumo un ancho de 1,39 m.

$$Largo = \frac{Area}{Ancho}$$

$$Largo = \frac{2,765 \text{ m}^2}{1,39 \text{ m}} = 1,99 \text{ m} \approx 2,1 \text{ m}$$

Por lo tanto las dimensiones del reactor serán:

Ancho = 1,39 m

Largo = 2,10 m

✓ Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)

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

Donde:

V = Volumen útil del reactor (m³)

Q = Caudal de diseño (m³/d)

$$TRH = \frac{11,06 \text{ m}^3}{20 \text{ m}^3/\text{d}}$$

$$TRH = 0,553 \text{ dias} = 13,272 \approx 14,05 \text{ horas}$$

Para el caudal medio con una temperatura 19 °C de agua residual el tiempo de retención hidráulica debe tener un valor mayor a 12 o 16 horas por lo que en nuestro caso cumple.

✓ Carga hidráulica Volumétrica (CHV)

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

$$CHV = \frac{20 \text{ m}^3/\text{dia}}{11,06 \text{ m}^3}$$

$$CHV = 1,80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3 * \text{dia}}$$

La carga hidráulica volumétrica debe tener un valor menor a $5 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3 * \text{dia}}$, lo cual cumple.

✓ Carga Biológica o carga de lodo (CB)

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

Donde:

Q = caudal de diseño (m³/día)

C = Concentración de DQO (Kg DQO/m³)

M = Masa de microorganismos presentes en el reactor (Kg SVT/m³)

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

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

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

$$M = \frac{20 \frac{m^3}{\text{día}} * 1,38 \frac{Kg DQO}{m^3}}{0,3 \frac{Kg DQO}{Kg SVT * \text{día}}}$$

$$M = 92 Kg SVT/m^3$$

✓ Velocidad superficial de flujo o velocidad ascensional.

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

$$V = \frac{4 m}{14,05 h}$$

$$V = 0,28 m/h$$

La velocidad ascensional debe tener un valor menor 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/m³*d y tipo de lodo granular

$$A_d = 0,167 m^2$$

✓ Número de distribuidores.

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

$$N_d = \frac{2 m^2}{0,167 m^2}$$

$$N_d = 11,97 \approx 12 \text{ Distribuidores}$$

4 filas y 3 columnas

✓ Eficiencia DQO

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * TRH^{-0,27})$$

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * 14,05 \text{ horas}^{-0,27})$$

$$DQO(\%) = 67\%$$

$$DQO_{salida} = (1 - 0,67) * 541,06 \text{ mg/l}$$

$$\mathbf{DQO_{salida} = 178 \text{ mg/L}}$$

✓ Eficiencia DBO

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * TRH^{-0,39})$$

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * 14,05 \text{ horas}^{-0,39})$$

$$DBO(\%) = 75 \%$$

$$DBO_{salida} = (1 - 0,75) * 328,38 \text{ mg/l}$$

$$\mathbf{DBO_{salida} = 81 \frac{mg}{l}}$$

✓ Eficiencia de Sólidos en suspensión (SS)

$$SS = \frac{142,17}{TRH (h)} + 23$$

$$SS = \frac{142,17}{14,05 h} + 23$$

$$\mathbf{SS = 33 \frac{mg}{L}}$$

SS ingreso = 142,17 mg/l

SS salida = 33 mg/l

$$Eficiencia = \frac{(142,17 - 33)mg/L}{142,17 mg/l}$$

$$Eficiencia = 0,776 = 78 \%$$

✓ Estimación de la producción de Biogás

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

Donde:

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

Y_{Lodo} = 0,11 a 0,23 Kg DQO_{lodo}/Kg DQO aplicada = 0,2

DQO_{Aflu} = Demanda química de oxígeno del afluente (Kg/m³)

DQO_{Eflu} = Demanda química de oxígeno del efluente (Kg/m³)

Q = Caudal de diseño (m³/día)

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

$$DQO_{CH_4} = 20 (1 - 0,3081) - (0,2 * 20 * 1)$$

$$DQO_{CH_4} = 9,839 Kg DQO_{H_4}/dia$$

✓ Producción volumétrica del metano

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

Donde:

K_t = Factor de corrección para temperatura

P = Presión atmosférica

$K = \text{DQO de 1 mol CH}_4 = 64 \text{ g DQO/mol}$

$R = \text{Constante de gases} = 0,08206 \text{ at.L/mol. K}$

$T = \text{Temperatura en el digestor}$

La cota de salida del alcantarillado se encuentra a 1881 m.s.n.m

Por lo tanto su presión atmosférica para esa cota es 0,8 atmosferas.

$$K_{(t)} = \frac{0,8 * 64}{0,08206 * (273 + 19)}$$

$$K_{(t)} = 2,13 \text{ Kg DQO/m}^3$$

$$V_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K_{(t)}}$$

Donde:

$V_{CH_4} = \text{Producción volumétrica de metano (m}^3/\text{día)}$

$$V_{CH_4} = \frac{9,838 \frac{DQO_{CH_4}}{\text{día}}}{2,13 \text{ Kg DQO/m}^3}$$

$$V_{CH_4} = 4,62 \text{ m}^3/\text{día}$$

✓ Producción de Sólidos

$$P_{sólido} = Y * Q * DQO_{apl}$$

$$P_{sólido} = 0,18 \frac{\text{Kg SST}_{lodo}}{\text{Kg DQO}_{apl}} * 20 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 0,94 \frac{\text{Kg DQO}}{\text{m}^3}$$

$$P_{sólido} = 2,02 \frac{\text{Kg SST}}{\text{día}}$$

$P_{sólido} = \text{Producción de sólidos en el sistema (Kg SST/d)}$

V_{lodo} = Producción volumétrica de lodo (m³/día)

γ = Densidad del lodo = 1020 Kg/m³

C = Concentración de lodo (3 - 5 %) = 4%

$$V_{\text{lodo}} = \frac{P_{\text{solido}}}{\gamma * C}$$

$$V_{\text{lodo}} = \frac{2,02 \frac{\text{Kg SST}}{\text{día}}}{1020 \text{ Kg/m}^3 * \frac{4}{100}}$$

$$V_{\text{lodo}} = 0,05 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

✓ Separador trifásico GLS

Ancho de cada reactor= 2 m.

Nº de separadores GLS = 1

Ancho de cada compartimiento= 2 m.

Largo de cada compartimiento = 2m

Ancho del canal colector de biogás = 0,25 m.

Abertura simple = 0,3 m.

Ancho de campana GLS (a)

$$a = 2 \text{ m} - 2(0,5 - 0,15 \text{ m}) = 1,4 \text{ m}$$

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.

$$\varphi = 73^{\circ}$$

Verificación de velocidad entre las aberturas

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

$$V = \frac{0.8333 \text{ m}^3/\text{h}}{(2 * 0,3 * 2)\text{m}^2}$$

$$V = 0.694 \text{ m/h}$$

La velocidad para caudal medio se aconseja que sea menor a 2,3 m/h

5.5. TRATAMIENTO SECUNDARIO

5.5.1. BIÓFILTRO 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 63. Eficiencia de remoción del efluente

Parámetro	% Reducción	Efluente Final (mg/l)
Sólidos en suspensión	85-95	15-35
DBO	85-95	15-25
DQO	80-90	60-120
N-NH4	60-65	10-15
N	20-35	30-40
P	10-35	6-9

Parámetro	% Reducción	Efluente Final (mg/l)
Coliformes Fecales	90-95	$5 \cdot 10^5 - 5 \cdot 10^6$

Fuente: Norma alemana atv-281

Para el diseño del biófiltró percolador se recomienda que el DBO que ingresa al Biófiltró 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:

$$Q_{max} = 0,463 \frac{L}{s} = 40 \frac{m^3}{d}$$

Como datos de entrada se necesita asumir los siguientes valores:

Carga Orgánica Volumétrica.- Esta carga varía entre 0,4 a 0,8 Kg DBO/m³*d

COV= 0,64 Kg DBO/m³*d

Tasa de aplicación superficial o carga hidráulica (Qa).- Depende del material de relleno a utilizar varia de 10 a 30 m³/m²*d, 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= 10 m³/m²*d (grava)

DBO de salida del reactor UASB = 0,23 Kg/m³

✓ Volumen del Biófiltró

$$V = \frac{Q_{med} * DBO}{COV}$$

$$V = \frac{20 \frac{m^3}{dia} * 0,23 Kg/m^3}{0,64 Kg DBO/m^3 * d}$$

$$V = 7,04 \text{ m}^3$$

✓ Área del Biófiltró

$$A = \frac{Q}{Qa} * (1 + Rc)$$

Donde:

$$Qa = \text{Carga Hidráulica} = 10 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{d}$$

Rc = Factor de recirculación, para DBO menor a 150 mg/l son de baja carga por lo tanto Rc=0

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

$$A = \frac{20 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{10 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{día}}$$

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

✓ Dimensiones del Biófiltró

La base tienes que ser la misma que el reactor UASB, por lo tanto:

$$b = 2.1 \text{ m}$$

Largo:

$$L = \frac{2 \text{ m}^2}{2,1 \text{ m}}$$

$$L = 0,95 \text{ m} \approx 1.10 \text{ m}$$

✓ Altura del material dentro del Biófiltró

$$H = \frac{\text{Volumen}}{\text{Area}}$$

$$H = \frac{7,04 \text{ m}^3}{2,2 \text{ m}^2}$$

$$H = 3,20 \text{ m}$$

5.5.2. CLARIFICADOR

Se tiene las siguientes condiciones de diseño:

TRH \geq 2,00 horas

Carga Hidráulica (Qa) (0,8 m/h – 1 m/h) = 0.8 m/h=19.2 m/día

Caudal (Q)= 20 m³/día

✓ Área del Clarificador

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

$$A = \frac{20 \text{ m}^3/\text{día}}{19.2 \text{ m}/\text{día}}$$

$$A = 1,04 \text{ m}^2$$

✓ Volumen del Clarificador

$$V = Q_{max} * TRH$$

$$V = 40 \text{ m}^3/\text{día} * 0.08 \text{ día}$$

$$V = 3.33 \text{ m}^3$$

✓ Altura del Clarificador

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

$$H = \frac{3,33 \text{ m}^3}{1,04 \text{ m}^2}$$

$$H = 2,5 \text{ m}$$

La altura mínima es de 2 metros por lo cual cumple

✓ Dimensiones

a=1 m

b=1.34 m

✓ Carga sobre el vertedero

$$h = \frac{Q_{max}}{a}$$

$$h = \frac{1,67 \text{ m}^3/h}{1,00 \text{ m}}$$

$$h = 1,67 \frac{\text{m}^3}{\text{ml} * h}$$

La carga sobre el vertedero debe mantenerse por debajo de los $15 \frac{\text{m}^3}{\text{ml}*h}$

5.5.3. LECHO DE SECADO DE LODOS

Peso de los sólidos = 4 Kg SST/ día

Volumen de lodo = 0,24 m³/día

Productividad de lecho de secado de lodo (1 a 1,5 Kg SST/m²*día) = 1,3 Kg SST/m²*día

Nº mínimo de celdas = 3 (Valor recomendable)

Profundidad de celdas = 0,5 m (asumido)

✓ Área mínima

$$A_{min} = \frac{\text{Peso de lodo producido}}{\text{Productividad de lecho de secado de lodos}}$$

$$A_{min} = \frac{4 \text{ Kg SST/ día}}{1,3 \text{ Kg SST/m}^2 * \text{ día}}$$

$$A_{min} = 3.08 \text{ m}^2$$

✓ Área del lecho (Al)

$$Al = 3 \text{ m}^2$$

✓ Área de la celda (Ac)

$$Ac = \frac{Al}{N^{\circ} \text{ de celdas}}$$

$$Ac = \frac{3 \text{ m}^2}{3}$$

$$Ac = 1 \text{ m}^2$$

✓ Altura de lodo en el lecho

$$hl = \frac{V_{lodo}/N^{\circ} \text{ de celdas}}{Al}$$

$$hl = \frac{0,24 \text{ m}^3/3}{3 \text{ m}^2}$$

$$hl = 0,0267 \text{ m/día}$$

✓ Periodo de descarte de lodos

$$t = \frac{\text{Profundidad de celda}}{\text{Altura de lodo}}$$

$$t = \frac{0,5 \text{ m}}{0,0267 \text{ m/día}}$$

$$t = 18,72 \text{ días} \approx 21 \text{ días}$$

5.6. EFICIENCIA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Tabla 64. Eficiencias del sistema

TABLA DE RESULTADOS DE EFICIENCIAS							
PARÁMETROS	ENTRADA	UASB		BIÓFILTRO		CLARIFICADOR	
	mg/l	mg/l	%	mg/l	%	mg/l	%
DQO	541.06	178	67	47	74	31	34
DBO	328.38	81	75	21	74	14	23
Sólidos suspendidos totales	142.17	33	78	0	100	0	100

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VI

6. 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 65 se muestran los microorganismos que más comúnmente se pueden encontrar en las aguas residuales domésticas, así como las enfermedades que producen.

Tabla 65. Microorganismos comúnmente encontrados en el agua residual municipal

ORGANISMOS	ENFERMEDAD CAUSADA
Bacterias	
<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
Protozoarios	
<i>Balantidium coli</i>	Balantidiasis
<i>Cryptosporidium Parvum</i>	Cryptosporidiasis
<i>Entamoeba histolytica</i>	Amebiasis (disentería amoebica)
<i>Giardia Lamblia</i>	Giardiasis
Helmintos	
<i>Áscaris lumbricoides</i>	Ascariasis

ORGANISMOS	ENFERMEDAD CAUSADA
<i>T. solium</i>	Teniasis
<i>Trichuris trichiura</i>	Tricuriasis
Virus	
Enterovirus(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 66.métodos de desinfección

Métodos químicos	Comentarios	Ejemplos
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
Métodos Físicos	Comentarios	
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 67. Tabla comparativa

Desinfectante	Microorganismos	Dosis (mg/L)	T (min)	log	Referencia
Desinfectantes convencionales					
Cloro	Coliformes fecales	10 a 20	15- 30	4	US EPA, 1999a
UV	Coliformes fecales	100-260 mWs/cm ²	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
Desinfectantes no convencionales					
Ácido peracético	Coliformes fecales	400	20	5.2	Liberti et al.,
Peróxido de Hidrógeno (H ₂ O ₂)	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⁻¹

Si “ N_0 ” es el número de organismos en el instante inicial, $t=0$, la ecuación anterior se puede integrar para obtener:

$$\int_{N_0}^N \frac{dN}{N} = - \int_0^t kCdt$$

Entonces si resolvemos:

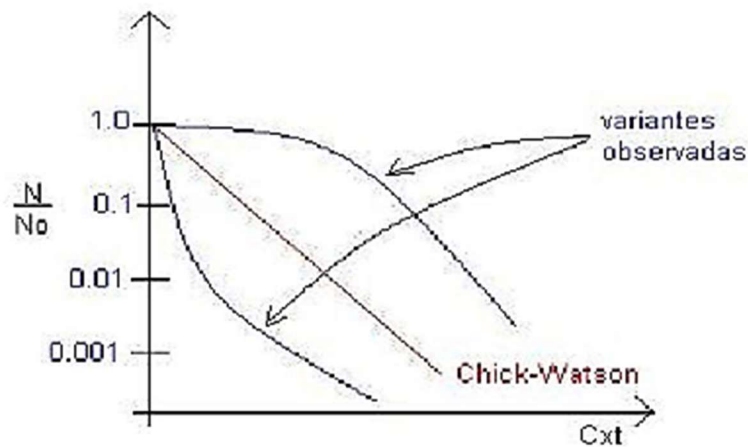
$$\ln \frac{N}{N_0} = -kCt$$

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_0 y Ct) no siempre sigue la ecuación propuesta por Chick-Watson. Algunas desviaciones típicas se muestran en la Gráfica 21

Gráfica 21. 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 representando 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 al 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.

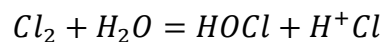
- La desinfección con cloro es confiable y efectiva para un amplio espectro de organismos patógenos.
- El cloro es efectivo en la oxidación de ciertos compuestos orgánicos e inorgánicos.
- La cloración permite un control flexible de la dosificación.

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 otocistos 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:

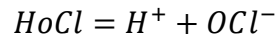


La constante de Henry K_h para esta reacción es

$$K = \frac{(HOCl)(H^+)(Cl^-)}{(Cl_2)} \approx 4.5 \times 10^{-4} \text{ a } 25^\circ C$$

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:

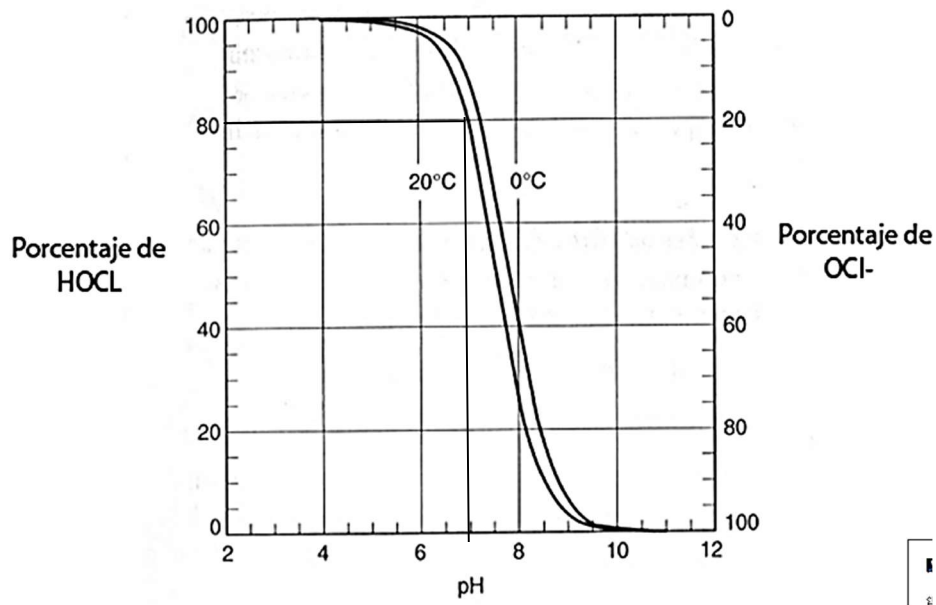


La constante de la reacción de ionización es:

$$K_i = \frac{(\text{H}^+)(\text{OCl}^-)}{(\text{HOCl})} = 2.9 \times 10^{-8} \text{ a } 25^\circ\text{C}$$

A la cantidad total de Cloro, OCl^- y Cl_2 presente en el agua se denomina “cloro libre”. La distribución relativa de estas dos especies (que se muestra en la siguiente grafica) 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 Grafica 22.

Gráfica 22. Porcentajes de HOCl y OCl^- con respecto a su pH



Fuente: Metcalf & Eddy

6.4.2. DETERMINACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN Y TIEMPO DE CONTACTO

Para determinar los porcentajes de HOCl y OCl⁻ del cloro total que se aplicara, 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 utilizara para calcular los porcentajes de HOCl y OCl⁻.

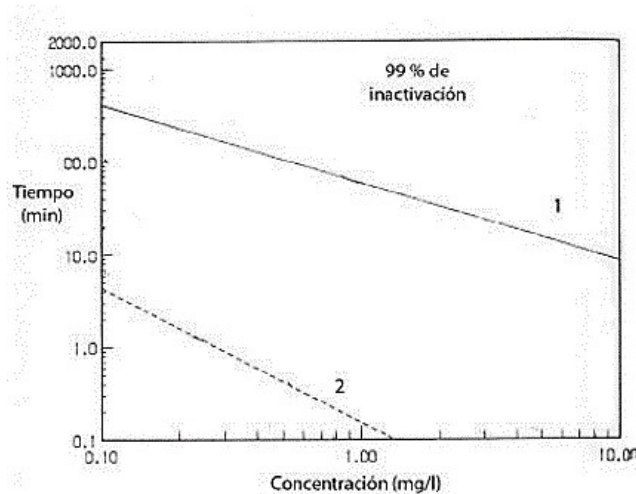
Para determinar las fracciones de HOCl y OCl⁻ que corresponden al pH del agua, se observa la Gráfica 22 y se leen los siguientes porcentajes para un pH de 7:

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 gráfica 23, la cual indica que:

Gráfica 23. Concentración de cloro por tiempo



En donde la línea 2 representa 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 Grafica 22 se observa que a un pH de 8.5, los porcentajes de HOCl y OCl⁻ son de 10% y 90% respectivamente. Por lo que se necesita saber qué cantidad de C_{HOCl} 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_{HOCl}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:

$$C_{total} = \frac{0.02mg * \frac{\text{min}}{l}}{(0.82 \times 30 \text{ min})} = 0,0008 \text{ mg}/l$$

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 realizara el mismo procedimiento para inactivar el 99% de *Giardia Lamblia*. En la misma grafica 23, 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 Grafica 22 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.

$$C_{\text{HOCl}t} = 0.82 \left(\frac{10 \text{ mg}}{\text{l}} \right) \times 30 \text{ min}$$

$$C_{\text{HOCl}t} = 246 \text{ mg} - \text{min/l}$$

$$\frac{246 \text{ m} * \frac{\text{min}}{\text{l}}}{3500 \text{ mg} * \frac{\text{min}}{\text{l}}} = 0.07$$

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

7. PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO PILOTO “SAN LUIS”

7.1. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Se realizó el análisis de precios unitarios por actividades, tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- Costo en obra de materiales
- Costos de mano de obra calificada y no calificada
- Costos de equipos y herramientas
- Gastos generales
- Impuestos al Valor Agregado y a las Transacciones.

El detalle del análisis precios unitarios se presenta en el Anexo 5 (Presupuesto de construcción)

7.2. PRESUPUESTO GENERAL

En el caso en que el presupuesto significa el compromiso de la ejecución, es necesario determinar el costo con la mayor aproximación, en este caso es recomendable el sistema analítico por el cual el calculista en base a los pliegos de condiciones, especificaciones y a los planos a diseño final, calcula los precios unitarios de cada una de las actividades que forman parte de la obra como así mismo los correspondientes volúmenes de obra. Este método permite establecer el costo total de la obra como resultado de la suma de los costos parciales por ítems, además de facilitar la determinación de las cantidades de materiales y mano de obra a emplearse en la obra.

El presupuesto general para la construcción de la PTAR piloto en las lagunas de oxidación de “San Luis” se lo detalla a continuación.

Tabla 68. Presupuesto general

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
>	M01 - ACTIVIDADES PRELIMINARES				3.302,30
1	Instalación de Faenas	glb	1,00	2.281,30	2.281,30
2	Limpieza de terreno y deshierbe	m ²	100,00	10,21	1.021,00
>	M02 - BOMBEO DE INGRESO				7.819,70
1	Prov. y coloc. tubería pvc. d=1 1/2"	m	4,00	62,05	248,20
2	Prov. y coloc. bomba de lodos 1 hp	pza	1,00	5.341,65	5.341,65
3	Prov. y coloc. de variador de frecuencia	pza	1,00	2.229,85	2.229,85
>	M03 - CRIBADO-DESARENADOR				976,48
1	Excavación	m ³	0,82	20,42	16,74
2	hormigón simple	m ³	0,30	2.067,31	620,19
3	hormigón simple relleno	m ³	0,10	663,14	66,31
4	Hierro estructural	kg	18,00	10,48	188,64
5	Encofrado	m ²	0,19	90,36	17,17
6	Enlucido de mortero impermeabilizante	m ²	0,24	162,87	39,09
7	Rejilla	m ²	0,03	944,63	28,34
>	M04 - TANQUE DE REGULACIÓN				28.195,30
1	Excavación	m ³	34,68	20,42	708,17
2	hormigón simple	m ³	7,68	2.067,31	15.876,94
3	Hierro estructural	kg	20,50	10,48	214,84
4	Encofrado	m ²	45,00	90,36	4.066,20
5	Enlucido de mortero impermeabilizante	m ²	45,00	162,87	7.329,15
>	M05 - SISTEMA DE BOMBEO				8.005,85
1	Prov. y coloc. Tubería pvc. d=1 1/2"	m	7,00	62,05	434,35
2	Bomba de lodos 1 hp	pza	1,00	5.341,65	5.341,65
3	Prov. y coloc. de variador de frecuencia	pza	1,00	2.229,85	2.229,85
>	M06 - UASB+FILTRO				65.721,70
1	Excavación	m ³	3,43	20,42	70,04
2	hormigón	m ³	13,30	1.746,47	23.228,05
3	Hierro estructural	kg	13,30	10,48	139,38
4	Encofrado	m ²	115,56	90,36	10.442,00
5	Enlucido de mortero impermeabilizante	m ²	129,43	162,87	21.080,26
6	Separadores GLP hormigón	m ³	0,74	2.067,31	1.529,81
7	Tubería captación biogás	glb	1,00	277,84	277,84
8	Tubería de alimentación	m	54,00	36,11	1.949,94
9	Tuberías descarte de lodos	glb	1,00	5.260,49	5.260,49
10	Tubería de descarga	m	12,35	36,11	445,96
11	Medio filtrante biofiltro	m ³	7,48	173,52	1.297,93
>	M07 - CLARIFICADOR				32.149,71

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	Excavación	m³	1,47	20,42	30,02
2	Hormigón	m³	4,28	1.746,47	7.474,89
3	Hierro estructural	kg	256,96	10,48	2.692,94
4	Encofrado	m²	15,34	90,36	1.386,12
5	Enlucido de mortero impermeabilizante	m²	17,10	162,87	2.785,08
6	Tuberías y accesorios	glb	1,00	61,12	61,12
7	Bombas	pza	2,00	8.859,77	17.719,54
>	M08 - LECHO SECADO DE LODOS				33.219,26
1	Excavación	m³	6,30	20,42	128,65
2	Hormigón simple	m³	3,58	2.067,31	7.400,97
3	Hormigón simple relleno	m³	0,60	663,14	397,88
4	Hierro estructural	kg	143,04	10,48	1.499,06
5	Encofrado	m²	22,68	90,36	2.049,36
6	Enlucido de mortero impermeabilizante	m²	11,88	162,87	1.934,90
7	Compuertas	pza	3,00	346,68	1.040,04
8	Tubería de drenaje	m	3,00	36,11	108,33
9	Medio filtrante (grava)	m³	0,66	124,74	82,33
10	Medio filtrante (arena)	m³	0,60	74,84	44,90
11	Piso ladrillo	m²	6,00	135,55	813,30
12	Bombas	pza	2,00	8.859,77	17.719,54
>	M09 - CASETA DE CLORACION				26.128,06
1	Excavación	m³	3,36	20,42	68,61
2	Hormigón simple	m³	0,46	2.067,31	950,96
3	Cimiento de hormigón ciclópeo (50% piedra)	m³	0,97	453,89	440,27
4	Mesón hºaº revestido con cerámica	m²	0,96	5.519,50	5.298,72
5	Muro de ladrillo 6 huecos	m²	29,96	141,53	4.240,24
6	Cubierta calamina + maderamen	m²	11,32	237,15	2.684,54
7	Contrapiso de piedra y cemento	m²	6,25	139,42	871,37
8	Piso cerámico	m²	6,25	282,56	1.766,00
9	Zócalo cerámico	m	9,00	50,89	458,01
10	Revoque cal cemento	m²	31,42	203,68	6.399,63
11	Toma corriente	pto	1,00	139,92	139,92
12	Prov. y coloc. de hipoclorador	pza	1,00	2.809,79	2.809,79
	Total presupuesto:				205.518,36

Son: Doscientos Cinco Mil Quinientos Dieciocho con 36/100 Bolivianos

Fuente: Elaboración propia

7.3. PRESUPUESTO DE MATERIALES

Los materiales son los recursos que se utilizan en cada una de las actividades o ítems de la obra. Este componente tiene su importancia en la estructura de costos, su magnitud y cantidad depende de la definición técnica y las características propias de cada uno de los materiales que integran el ítem.

El presupuesto de los materiales se detalla a continuación:

Tabla 69. Presupuesto de materiales

Nº	Descripción insumos	Und.	Cant.	Unit.	Parcial (Bs)
1	Alambre de amarre	kg	99,48	10,00	994,80
2	Angular 1 1/2" * 3/16"	ML	0,06	25,00	1,50
3	Angular 1(1/4)"x1/8"	ML	0,09	30,00	2,70
4	Arena común	m ³	18,17	60,00	1.090,20
5	Arena común	m ³	0,63	65,70	41,39
6	Arena fina	m ³	12,68	57,95	734,81
7	Arena seleccionada	m ³	1,26	19,70	24,82
8	Bomba	pza	4,00	6.175,42	24.701,68
9	Bomba eléctrica 1 hp	pza	2,00	2.500,00	5.000,00
10	Cable aislado monopolar # 10	m	4,00	2,10	8,40
11	Caja plástica	pza	0,80	1,30	1,04
12	Cal	kg	157,10	0,50	78,55
13	Calamina plana # 26	m ²	13,38	28,50	381,33
14	Cemento blanco	kg	2,24	4,20	9,41
15	Cemento portland	kg	15.236,71	1,02	15.541,44
16	Cerámica esmaltada nal. 20*30	m ²	7,88	61,10	481,47
17	Cinta aislante	rollo	0,80	4,10	3,28
18	Clavos	kg	41,55	10,00	415,50
19	Clavos para calamina	kg	2,26	15,60	35,26
20	Codos	pza	4,00	5,04	20,16
21	Electrodos	kg	0,30	22,00	6,60
22	Fierro corrugado	kg	454,20	8,40	3.815,28
23	Grava	m ³	30,06	100,00	3.006,00
24	Hipoclorador	pza	1,00	2.000,00	2.000,00
25	Ladrillo 6h (25x18x12)	pza	803,12	0,77	618,40
26	Ladrillo gambote (24*11*6)	pza	38,40	0,70	26,88
27	Madera de encofrado	m3	6,62	1.000,00	6.620,00
28	Madera semidura para cubiertas	pie ²	113,20	3,90	441,48

Nº	Descripción insumos	Und.	Cant.	Unit.	Parcial (Bs)
29	Niple	pza	4,00	10,91	43,64
30	Pegamento para pvc	kg	0,55	33,00	18,15
31	Piedra manzana	m ³	0,94	67,00	62,98
32	Piedra para cimientos	m ³	0,58	59,70	34,63
33	Plancha metálica 4mm	m ²	3,00	218,50	655,50
34	Plancha metálica de 1/16"	m ²	1,92	58,40	112,13
35	Platinos 1 1/2" * 3 /16"	ML	0,09	10,00	0,90
36	Reducción	pza	4,00	5,88	23,52
37	Sika 1 impermeabilizante	kg	101,83	0,56	57,02
38	Tablero electrónico	pza	4,00	529,72	2.118,88
39	Tees	pza	4,00	3,78	15,12
40	Tubería captación de gas	glb	1,00	222,74	222,74
41	Tubería descarte de lodos	glb	1,00	4.217,20	4.217,20
42	Tubería pvc d= 4"	m	71,43	19,13	1.366,10
43	Tubería pvc d=1 1/2"	m	12,10	17,60	212,96
44	Tubería y accesorios	glb	1,00	49,00	49,00
45	Tubo bergman	m	2,50	1,90	4,75
46	Unión universal	pza	2,00	400,00	800,00
47	Variador de Frecuencia	pza	2,00	1.500,00	3.000,00
48	Varios de inst. faenas (nacionales)	glb	1,00	800,00	800,00
49	Zócalo cerámica nacional (esmaltada)	m	9,45	13,90	131,36
	Total:				80.048,96

Son: Ochenta Mil Cuarenta y Ocho con 96/100 Bolivianos

Fuente: Elaboración propia

7.4. PRESUPUESTO DE MANO DE OBRA

Este componente presenta una gran importancia en su aplicación, siendo la primera el tiempo de ejecución de la unidad de obra expresada en rendimiento, este factor es difícil de determinarse, el mismo que se halla ligado a la experiencia de la empresa, la metodología de trabajo y la parte más importante, la educación de los obreros en el campo constructivo.

Tabla 70. Presupuesto de mano de obra

Nº	Descripción insumos	Und.	Cant.	Unit.	Parcial (Bs)
1	Albañil	hr	1.394,18	18,75	26.140,88
2	Ayudante	hr	1.725,66	8,75	15.099,53
3	Ayudante (plomero)	hr	69,90	8,75	611,63

N°	Descripción insumos	Und.	Cant.	Unit.	Parcial (Bs)
4	Electricista	hr	6,00	20,00	120,00
5	Especialista	hr	29,50	25,00	737,50
6	Plomero	hr	73,82	14,97	1.104,94
7	Soldador	hr	3,15	15,00	47,25
Total:					43.861,73

Son: Cuarenta y Tres Mil Ochocientos Sesenta y Uno con 73/100 Bolivianos

Fuente: Elaboración propia

7.5. PRESUPUESTO DE MAQUINARIA

En lo que refiere a obras de mayor magnitud el equipo que se utilizará en un determinado ítem toma una gran importancia en los precios unitarios, dado que como se tratan de obras más grandes, desde el punto de vista ingenieril, se tendrá una serie de movimientos de tierra en el transcurso de la obra, lo que quiere decir, que en la obra se hará una serie de transportes, excavaciones, compactaciones, etc. Para la ejecución de la obra.

Tabla 71. Presupuesto de maquinaria

N°	Descripción insumos	Und.	Cant.	Unit.	Parcial (Bs)
1	Hormigonera	hr	10,62	71,91	763,63
2	Máquina de soldar	hr	3,15	15,00	47,25
3	Mezcladora	hr	0,35	20,00	7,00
4	Vibradora	hr	10,83	169,86	1.839,53
Total:					2.657,41

Son: Dos Mil Seiscientos Cincuenta y Siete con 41/100 Bolivianos

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VIII

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. CONCLUSIONES

Después de finalizado el proyecto se pueden llegar a las siguientes conclusiones:

- Se diseñó la planta de tratamiento piloto para las lagunas de San Luis, con los siguientes procesos:
 - ✓ Tratamiento Preliminar (desarenador)
 - ✓ Tratamiento principal (Reactor UASB)
 - ✓ Tratamiento secundario (Biofiltro Percolador y Clarificador)
 - ✓ Tratamiento de Lodos (Lecho Secado de Lodos)
- La planta de tratamiento piloto se diseñó bajo la tecnología de un reactor anaerobio de flujo ascendente UASB, para las aguas residuales generadas por la ciudad de Tarija 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 reúso.
- De acuerdo a los parámetros de remoción del Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente de 95,73% de DB0₅, 94,27% de DQO, y luego una desinfección en los límites permisibles establecidos en la nueva guía para reúso 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 el presente Trabajo fin de grado, 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.

- El costo total de la planta de tratamiento piloto es de 205.518,36 Bs, lo cual se puede llegar a la conclusión que es factible la construcción de pequeñas plantas de tratamiento piloto para verificar la adaptación de la tecnología a nuestro medio.

8.2. RECOMENDACIONES

- Fomentar y concientizar a la población de la necesidad, para la ciudad, de las plantas de tratamiento piloto.
- Ser un poco más abiertos y realizar investigaciones sobre el tema de construcción de plantas de tratamiento piloto, así como el reúso de las aguas residuales para el uso agrícola, muchos dicen que sería malo para la población, siendo que todos los frutos y verduras que comemos son regados por nuestros ríos que cada vez están más contaminados, también mucha gente prefiere comprar frutas como la manzana y la uva que se trae de la Argentina cuando no saben que muchas de esas frutas son regados por agua residual tratada, ya que en la Argentina muchos reúsan el agua, es por eso que la productividad en este país es mayor y el costo menor.
- 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.
- Para la construcción del Biofiltro Percolador es importante que siempre vaya acompañado del clarificador.
- Para caudales de diseño menores a 6 l/s se recomienda la construcción de una planta compacta es decir el reactor UASB junto con el Biófiltró Percolador, en caso de ser mayor estos procesos deben ir separados.

- El personal de operación y mantenimiento debe ser capacitado constantemente para que se garantiza el funcionamiento correcto del sistema de tratamiento.
- La eficiencia del reactor UASB, es mayor para zonas cálidas por lo que a mayor temperatura mayor eficiencia, es por eso que se lo recomienda para zonas cálidas y templadas, para zonas frías también funciona pero muchas limitaciones.