CReW+

Diseños para una planta de tratamiento de aguas residuales en Calle la Playa, Omoa, Cortes

Honduras

Financiado por

gef fondo para el medio ambiente mundial INVERTIMOS EN NUESTRO PLANETA

Co-implementado por

BID

ONU programa para el medio ambiente

Co-ejecutado por

PROGRAMA AMBIENTAL DEL CARIBE

giz Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH

OEA Más derechos para más gente

El desarrollo de los diseños para una planta de tratamiento de aguas residuales en Calle la Playa, Omoa, Cortes fue liderada por el Centro de Estudios y Control de Contaminantes (CESCCO) del Gobierno de Honduras y financiado por el Fondo para el Medio Ambiente Mundial (GEF) bajo el Proyecto GEF CReW+.

El GEF CReW+ es un proyecto de asociación financiado por el Fondo para el Medio Ambiente Mundial (GEF por sus siglas en inglés) que está siendo implementado conjuntamente por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID) y el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA) en 18 países de la Región del Gran Caribe (RGC).

Este proyecto se basa en su anterior fase exitosa del proyecto "El Fondo Regional del Caribe para la Gestión de Aguas Residuales (CReW)" (2011-2017). CReW+ está siendo ejecutado por Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, la Organización de los Estados Americanos (OEA) y la Secretaría del Convenio de Cartagena (CAR/RCU) en nombre del BID y el PNUMA, respectivamente.

Los 18 países participantes en el CReW+ (Barbados, Belice, Colombia, Costa Rica, Cuba, República Dominicana, Grenada, Guatemala, Guyana, Honduras, Jamaica, México, Panamá, Saint Kitts and Nevis, Saint Lucia, St. Vincent and the Grenadines, Surinam, Trinidad y Tobago) varían geográficamente, desde grandes países continentales hasta pequeños estados insulares con contextos políticos, lingüísticos y culturales significativamente diferentes.

Sobre el GEF: el Fondo para el Medio Ambiente Mundial (GEF por sus siglas en inglés) ha proveído de $22 millones en donaciones y blended finance y ha movilizado cerca de $120 billones en cofinanciamiento en más de 5200 proyectos y programas. El GEF es el fondo fiduciario más grande enfocado en permitir a países en desarrollo invertir en la naturaleza y apoya la implementación de convenios internacionales en biodiversidad, cambio climático, químicos y desertificación. Reúne 184 gobiernos, adicionalmente sociedad civil, organizaciones internacionales, sector privado y aliados.

Publicado por:	*Proyecto GEF CReW+* *Implementando soluciones para la gestión integrada del agua y las aguas residuales para un Caribe limpio y saludable*
Autores:	*INSERTEC*
Diseño:	*Proyecto GEF CReW+*
Fecha:	*Febrero 2024*
Encargado por:	*Grupo de Coordinación Inter-Agencial (IACG por sus siglas en Ingles)*

Las opiniones expresadas en esta publicación son de los/as autores/as y no necesariamente reflejan los puntos del Fondo para el Medio Ambiente Mundial (GEF por sus siglas en inglés), el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA), la Secretaría del Convenio de Cartagena (CAR/RCU), Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, la Organización de los Estados Americanos (OEA) o los países que representan.

El uso comercial no autorizado de los documentos está prohibido y puede ser sancionado según las políticas de las agencias y/o las leyes aplicables.

www.gefcrew.org

Contents

1. El Proyecto GEF CReW+ 4
2. Colaboración Honduras-GEF CReW+ 7
3. Implementación de las actividades 9
   3.1. Resumen ejecutivo 9
   3.2. Ejecución de las actividades 10
      Producto 3.1.2 Soluciones de baja tecnología de agua y saneamiento integrado e innovadoras a nivel rural y comunitario implementadas 10
   3.3. Resultados 12
   3.4. Lecciones aprendidas 12
4. Puntos Focales y Socios Nacionales 14
5. Estructura de Implementación del Proyecto 15
6. Anexos 17

Tablas

Tabla 1. Puntos Focales y Socios Nacionales 14
Tabla 2. Estructura de implementación 15

1. El Proyecto GEF CReW+

El GEF CReW + es un proyecto de colaboración financiado por el Fondo para el Medio Ambiente Mundial (FMAM / GEF por sus siglas en inglés) que está siendo implementado conjuntamente por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID) y el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA) en 18 países de la Región del Gran Caribe (WCR). El concepto fue aprobado en noviembre de 2017 por un monto de US$14,943,938 del Fondo Fiduciario del GEF. El GEF CReW + comenzó 2020 con una fase inicial.

Este proyecto innovador tiene como base la exitosa fase anterior llamada "El Fondo Regional del Caribe para la Gestión de Aguas Residuales (CReW)" (2011-2017). CReW + está siendo ejecutado por la Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, la Organización de los Estados Americanos (OEA) y la Secretaría de la Convención de Cartagena (UCR / CAR) en nombre del BID y el PNUMA respectivamente. Las agencias ejecutoras son responsables de lograr sus metas y resultados, dentro de los respectivos Acuerdos de Cooperación Técnica, y en consonancia con las políticas y procedimientos del FMAM, BID y PNUMA.

Los dieciocho países CReW + participantes (Barbados, Belice, Colombia, Costa Rica, Cuba, República Dominicana, Granada, Guatemala, Guyana, Honduras, Jamaica, México, Panamá, Saint Kitts y Nevis, Santa Lucía, San Vicente y las Granadinas, Surinam, Trinidad y Tobago) varían en tamaño, desde grandes países continentales hasta pequeños estados insulares, con contextos políticos, lingüísticos y culturales significativamente diferentes. Los especialistas técnicos de las agencias

implementadoras y ejecutoras están coordinando con los puntos focales CReW + para apoyar la implementación de las actividades del proyecto.

Sobre el GEF: el Fondo para el Medio Ambiente Mundial (GEF por sus siglas en inglés) ha proveído de $22 millones en donaciones y blended finance y ha movilizado cerca de $120 billones en cofinanciamiento en más de 5200 proyectos y programas. El GEF es el fondo fiduciario más grande enfocado en permitir a países en desarrollo invertir en la naturaleza y apoya la implementación de convenios internacionales en biodiversidad, cambio climático, químicos y desertificación. Reúne 184 gobiernos, adicionalmente sociedad civil, organizaciones internacionales, sector privado y aliados.

GEF CReW + coopera con las contrapartes nacionales, regionales y locales interesadas en tecnologías de saneamiento innovadoras y los esfuerzos para salvaguardar los recursos de agua dulce. Esto también incluye consultas con el sector privado.

A nivel institucional, GEF CReW + promueve el desarrollo de normas, estrategias y políticas relativas a los recursos hídricos y la gestión de aguas residuales. Con el objetivo de proporcionar servicios a largo plazo para todos, el proyecto identifica mecanismos de financiamiento sostenibles, como el pago por servicios de los ecosistemas, la creación de incentivos y los fondos rotatorios. Las actividades técnicas de GEF CReW + comprenden el diseño y la construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales naturales e instalaciones sanitarias, con base en los resultados de las evaluaciones específicas de cada país. Además, la gestión del conocimiento forma una parte crucial de GEF CReW +, incluido el desarrollo de una estrategia de comunicación. La estrategia incluye inventarios integrales de material sobre infraestructura de aguas residuales, reutilización, protección de cuencas hidrográficas y herramientas de financiamiento a nivel regional y nacional.

La Región del Gran Caribe enfrenta múltiples desafíos en la provisión de servicios de saneamiento y aguas residuales. Aproximadamente el 70% de la población de la región carece de acceso a instalaciones de saneamiento de gestión segura y servicios de

higiene adecuados.

Se estima que entre el 70% y el 80% de las aguas residuales domésticas se vierten al medio ambiente parcialmente tratadas o sin tratar. Los marcos legislativos, políticos y regulatorios débiles, así como la falta de recursos financieros para permitir niveles adecuados de tratamiento, agravan aún más el problema. Esto provoca una grave contaminación de las aguas subterráneas, los suelos, las cuencas hidrográficas y, en última instancia, el Mar Caribe, lo que genera importantes impactos ambientales, económicos y sociales.

El proyecto GEF CReW + proporciona soluciones innovadoras y basadas en la naturaleza para mitigar los efectos que, las aguas residuales parcialmente tratadas o sin tratar, causan a el medio ambiente y a la salud pública.

Al valorar el agua como un recurso escaso, el concepto de Gestión Integrada de los Recursos de Aguas Residuales (GIRH, IWWM en inglés) aplicado en el proyecto GEF CReW+ se basa en las cuatro R del enfoque de la economía circular: reducir, reutilizar, reciclar y recuperar. El proyecto considera las aguas residuales no como residuos, sino como un recurso valioso con potencial de reutilización en la agricultura, la industria, turismo y otros sectores comerciales. Con respecto al medio ambiente, el tratamiento de las aguas residuales de manera segura apoya los esfuerzos regionales para el desarrollo sostenible al reducir la contaminación, salvaguardar la biodiversidad marina y proteger la salud humana. GEF CReW + contribuye así directamente al logro de los ODS 3, 6, 11, 14 y 15.

2. Colaboración Honduras-GEF CReW+

La calle de La playa, ubicada en la municipalidad de Omoa, departamento de Cortes, tiene una población aproximada de 300 personas. Se encuentra zona rural con un alto potencial turístico gracias a sus playas que la rodean. En la zona se encuentran varios hoteles, restaurantes, pulperías, apartamentos y viviendas unifamiliares. Muy cercano a esta zona se encuentra la Fortaleza de Omoa, el cual es otro atractivo turístico de la zona y cual atrae a muchos turistas nacionales e internacionales.

La actividad comercial y residencial se encuentra concentrada en las cercanías de la Calle de la Playa con una densidad poblacional baja de aproximadamente 0.01 habitantes por metros cuadrado (área aproximada de 30,000 m2). La zona turística de Omoa recibe aproximadamente 150,000 turistas al año. En los fines de semana festivos se pueden recibir hasta 20,000 turistas en la zona Calle de la Playa.

El abastecimiento de agua es realizado por un sistema municipal constituido por tuberías de PVC con diámetros que varían entre 2 y 3 pulgadas. No se cuenta con mediciones de ningún tipo, lo que dificulta establecer la dotación de agua a la zona. Sin embargo, el suministro de agua es continuo y sólo se inhabilita 1 vez por mes, cuando se realizan los trabajos de mantenimiento en los tanques de almacenamiento. Este sistema es administrado por la Junta de Agua de Omoa.

Por otro lado, la disposición de excretas se realiza por medio de fosas séptica no lavables. El efluente de las fosas se descarga directamente en el subsuelo para luego infiltrase y llegar las aguas subterráneas. La limpieza de las fosas sépticas está a cargo de cada propietario y en promedio se realiza cada 6 meses. Tanto las aguas negras como las grises que se generan en las viviendas y comercios, son transportadas a las fosas sépticas. Todas las fosas sépticas de la zona fueron construidas sin fundación en el fondo, de manera que los líquidos se infiltran en el subsuelo y luego las aguas subterráneas. En la zona existe una amenaza potencial de la contaminación de las aguas

subterráneas ya que el nivel freático se encuentra muy cerca de la superficie (menos de 1 metros en algunos puntos). Adicionalmente, los suelos se van saturando de contaminantes en toda la zona, causando malos olores y una amenaza a la salud de la población y turistas. Muchas de las fosas sépticas están construidas en lugares inadecuados tales como debajo de cocinas, dormitorios, módulos sanitarios, viviendas y similares; por lo que no tienen acceso para realizar un mantenimiento regular.

La zona está compuesta por aproximadamente 35 viviendas, 5 hoteles, 20 restaurantes y 2 discotecas. El análisis de viabilidad técnica considera las cargas contaminantes y caudales calculados a máxima saturación de la zona y en base a literatura debido a las limitantes para la medición con precisión en el sitio del proyecto. El caudal de diseño de aguas residuales ha sido estimado durante el análisis de viabilidad técnica como 2.41 L/s = 207.87 m^3/d. La viabilidad técnica considera 7 diferentes tecnologías de saneamiento, y llega a la conclusión que tener un reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA) más un humedal es la mejor combinación de tecnologías para cumplir con los objetivos del proyecto y los estándares de calidad exigidos por la norma nacional.

3. Implementación de las actividades

3.1. Resumen ejecutivo

Este reporte sintetiza la actividad en la cual el proyecto GEF CReW+, a través Secretaria de Recursos Naturales y Ambiente (SERNA), brindó apoyo bajo el componente 3 de este proyecto, a saber:

Componente 3. ***Soluciones innovadoras a pequeña escala para la gestión integrada de recursos hídricos y aguas residuales a nivel local, periurbano y comunitario.***

+ Acelerar la inversión en el sector de saneamiento a través del diseño e implementación de un sistema de tratamiento de aguas residuales para dar servicio a los establecimientos comerciales y turísticos en la franja costera propiedad del municipio, la cual alberga restaurantes, hoteles y población residente.

3.2. Ejecución de las actividades

Producto 3.1.2 Soluciones de baja tecnología de agua y saneamiento integrado e innovadoras a nivel rural y comunitario implementadas

Actividad: Diseño e implementación de un sistema de tratamiento de aguas residuales en frente costero en la cabecera municipal Omoa.

Para el desarrollo de esta actividad, se definió originalmente su implementación en 4 etapas.

+ **Etapa I.** Estudios de pre-inversión y preparación de proyecto de tratamiento de aguas residuales.
+ **Etapa II** Diseño final y factibilidad técnica (Duración 4 meses)
+ **Etapa III.** Ejecución de obra civil (10 meses)
+ **Etapa IV.** Arranque de las unidades de tratamiento y entrenamiento (3 meses)

Sin embargo, debido a limitaciones de prespuesto, la ejecucion de la obra civil no pudo ser implementada. GIZ como Agencia Ejecutora, logro ejecutar la primera fase. Consquentemente, bajo la ejecucion de la OEA se prepararon los disenos para la constuccion.

Las actividades realizadas bajo la Etapa I y II comprendieron:

– Generar una línea de base de las tecnologías de tratamiento que se utilizan actualmente
– Elaborar un inventario de aguas residuales, para obtener una estimación del flujo esperado y la carga orgánica (y de nutrientes) para el sistema o los sistemas de tratamiento

- Evaluar la topografía del terreno identificando desafíos y riesgos, como posibles requerimientos de bombeo, entre otros
- Identificar los posibles destinos del efluente tratado (Reúso, vertido a un cuerpo de agua, otros), y biosólidos (uso en agricultura, relleno sanitario, etc.)
- Evaluar posibles riesgos para cada una de las ubicaciones seleccionadas, como mal olor (por casas cercanas), robo, vandalismo, entre otros
- Evaluar la viabilidad técnica del uso de diferentes opciones de tratamiento, basadas en tecnologías naturales y pasivas, incluyendo la realización de una estimación preliminar de dimensionamiento y costo de implementación (CAPEX)
- Realizar el dimensionamiento de los diferentes sistemas propuestos, incluyendo un presupuesto (CAPEX), al igual que costos de operación y mantenimiento
- Realizar un proceso participativo junto con la comunidad, y, usando un proceso multicriterio, realizar la selección de las opciones de tratamiento adecuadas
- Desarrollar el diseño detallado de las tecnologías a utilizar, actualizando los presupuesto y costos de operación y mantenimiento
- Desarrollar, junto con el Componente 2, el esquema de gestión para garantizar la sostenibilidad económica, financiera y ambiental, bajo un esquema APP con la participación de las Junta de Agua y la municipalidad

3.3. Resultados

Producto 3.1.2 Soluciones de baja tecnología de agua y saneamiento integrado e innovadoras a nivel rural y comunitario diseñadas (prefactibilidad o diseños finales) y/o implementadas
Desarrollo de diseño (1) para la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) en Calle La Playa, Omoa, Cortes

3.4. Lecciones aprendidas

+ El diseño modular garantiza operación continua y facilita el mantenimiento. Diseñar la planta de tratamiento con redundancia operativa (por ejemplo, dos unidades de tratamiento o filtros percoladores alternables) asegura la continuidad del servicio durante mantenimientos preventivos o correctivos.

+ Las tecnologías naturales son viables y sostenibles para contextos rurales y turísticos. La combinación de tecnologías como el RAFA (Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente) y filtros percoladores resultó adecuada técnica y económicamente para el contexto local, minimizando costos operativos y maximizando eficiencia de remoción de DBO.

+ El levantamiento de información técnica en sitios sin medición requiere metodologías adaptadas. Ante la ausencia de datos de caudal y consumo, se recurrió a estimaciones basadas en literatura y condiciones similares, lo que resalta la importancia de contar con datos básicos para mejorar el diseño.

+ Las restricciones presupuestarias afectan la continuidad de las etapas del Proyecto. Aunque el diseño preliminar y de factibilidad fue completado, la fase de ejecución de obra civil no se pudo implementar por limitaciones financieras. Esto resalta la

necesidad de asegurar un presupuesto suficiente desde la planificación inicial o identificar posibles fuentes de financiamiento desde etapas tempranas.

+ El enfoque de economía circular aplicado al saneamiento permite aprovechar subproductos. El diseño del lecho de secado de lodos considera la reutilización de los biosólidos como fertilizantes forestales, lo cual aporta a la sostenibilidad ambiental y económica del sistema.

El diseño técnico debe ir acompañado de procesos institucionales y sociales sólidos. La viabilidad técnica por sí sola no garantiza el éxito del proyecto. Es indispensable acompañarla de procesos de gestión local, fortalecimiento institucional, educación sanitaria y apropiación comunitaria.

4. Puntos Focales y Socios Nacionales

Tabla 1. Puntos Focales y Socios Nacionales

Nombre	Role en CReW+	Organización	Correo electrónico
Yaris Zabala	Punto Focal Técnico	Centro de Estudios y Control de Contaminantes (CESCCO)	yariszavala@gmail.com cescco.miambiente@yahoo.com
Víctor Pineda	Punto Focal Técnico	Centro de Estudios y Control de Contaminantes (CESCCO)	vpineda@miambiente.gob.hn pineda.alvarado@gmail.com
Aracely Mendreño	Punto Focal Técnico	Centro de Estudios y Control de Contaminantes (CESCCO)	aracelymembreno@gmail.com

5. Estructura de Implementación del Proyecto

Tabla 2. Estructura de implementación

Agencia	**Rol en el Proyecto**	**Contacto**	Correo electrónico
Banco Interamericano de Desarrollo (BID)	Agencia Implementadora Líder	Rodrigo Riquelme Especialista Líder de Agua y Saneamiento, INE/WSA	rodrigor@iadb.org
Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA)	Agencia Implementadora	Isabelle Van der Beck Directora Aguas Internacionales GEF División de Ecosistemas, Marina y Costera Unidad de Ecosistemas	isabelle.vanderbeck@un.org
	Grupo de Coordinación del Proyecto (PCG por sus siglas en Ingles)	Pedro Moreo Mir Coordinador Regional	pmoreo@oas.org

Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH	Agencia Ejecutora	Bärbel Schwaiger Directora del programa *Sanitation for Millions* División Medio Ambiente, Clima e Infraestructura	baerbel.schwaiger@giz.de
Secretaría de la Convención de Cartagena (CAR/RCU)	Agencia Ejecutora	Christopher Corbin Oficial de Programas Subprogramas de Contaminación y Comunicaciones Secretaría del Convenio de Cartagena División de Ecosistemas	christopher.corbin@un.org
Organización de los Estados Americanos (OEA)	Agencia Ejecutora	Andres Sanchez Especialista Programas de Agua Secretaría Ejecutiva para el Desarrollo Integral (SEDI) Departamento de Desarrollo Sostenible (DDS) Sección de Gestión Integrada de Recursos Hídricos (GIRH)	asanchez@oas.org

6. Anexos

6.1 Memoria de diseño

12 DE FEBRERO DE 2024

DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PTAR (DISEÑO FINAL)

CALLE LA PLAYA, OMOA, CORTES

DAVID MARQUEZ
Ingeniero Civil

INDICE

1. Introducción 4
2. Aspectos Generales 4
2.1. Abastecimiento de Agua Potable 5
2.2. Sistema de Alcantarillado Sanitario 5
3. Marco Teórico Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) 5
3.1. Aguas Residuales Ordinarias o Domésticas 5
3.2. Características físicas de las Aguas Residuales Ordinarias o Domésticas 5
3.3. Características químicas de las Aguas Residuales Ordinarias o Domésticas 7
3.4. Características biológicas de las Aguas Residuales Ordinarias o Domésticas 11
4. Memoria de Diseño, Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas (PTAR) 12
4.1. Normas y parámetros de diseño PTAR 12
4.2. Operaciones y procesos para el tratamiento de aguas residuales 12
4.3. Descripción de la PTAR diseñada. 15
4.4. Estimación del Caudal Hidráulico, PTAR 15
4.5. Estimación de la carga contaminante, PTAR 18
5. Componentes de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas (PTAR) 18
5.1. Tratamiento Preliminar, PTAR 19
5.2. Estación de Bombeo, PTAR 23
5.3. Tratamiento Primario, PTAR 26
5.4. Tratamiento Secundario, PTAR 32
5.4.1. Filtro Percolador 32
5.4.2. Sedimentador Secundario 37
5.4.3. Camara de Desinfección 39
5.4.4. Lecho de secado de Lodos 40
6. Cálculos Hidráulicos, componentes PTAR 41
6.1. Tratamiento Preliminar, PTAR 41
6.2. Estación de Bombeo, PTAR 50
6.3. Tratamiento Primario, PTAR 51
6.4. Tratamiento Secundario, PTAR 54
6.4.1. Filtro Percolador 54
6.4.2. Sedimentador Secundario 55

6.4.3. Camara de Desinfección 56
6.4.4. Lecho de Secado de Lodos 57
7. Sistema de Alcantarillado Sanitario 59
8. Conclusiones y Recomendaciones 64
9. Referencias Bibliográficas 64
10. Anexos 65
10.1. Anexo No. 1: Planos Finales 65

Resumen ejecutivo

El componente de saneamiento de Calle La Playa, consiste en el diseño del alcantarillado sanitario y de una planta de tratamiento de aguas residuales PTAR, el cual impactará de forma positiva en el mejoramiento de las condiciones de higiene y salud de los habitantes, el diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, consideró los siguientes criterios: i.) Tomar en cuenta la existencia de materiales locales como ser arena, grava, piedra etc.; ii.) Bajos costos de operación y mantenimiento; iii.) Disponibilidad del terreno. Se realizó visita al sitio del proyecto, se procedió a las actividades de levantamiento topográfico de la zona del proyecto. Partiendo de la viabilidad técnica donde se efectuó, un análisis de alternativas de tratamiento de aguas residuales, considerando factores importantes como OPEX y de calidad del efluente.

La planta de tratamiento de aguas residuales PTAR, prestará su servicio para un caudal medio de 548.17 m^3/día, y una carga orgánica contaminante media establecida de 383.72 kilogramos de DQO/día.

La alternativa de tratamiento seleccionada, comprende la **fase de pretratamiento**, la cual consiste en la separación de sólidos gruesos, se hace pasar el agua residual procedente del último pozo del colector de aguas residuales a través de rejas de barras, de igual forma se a diseñado un dispositivo que permita evacuar las aguas lluvias que sobrepasan la capacidad de la PTAR, además se estableció un bypass que permita circular el agua residual por alguna obstrucción en las rejas, seguido de un desarenador cuyo objetivo es separar arenas, gravas, cenizas y cualquier otro material pesado cuya velocidad de sedimentación o peso específico sea considerablemente superior al de los sólidos putrescibles presentes en el agua residual, se adopta un desarenador de flujo horizontal con dos (2) canales, con la finalidad que se utilicen de forma alterna al momento de realizar el mantenimiento de extracción de arenas y demás materiales sedimentados; se ha diseñado un canal Parshall para la medición de caudales, se colocará una trampa de grasas y seguidamente la estación de bombeo, que elevará el agua al tratamiento primario, es importante mencionar que la estación de bombeo recibirá el agua conocida como los lodos procedente de los sedimentadores secundarios y de la parte baja de los lechos de secado de lodos. **El tratamiento primario** consiste en la construcción de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA), con dos recamaras para que puedan operar de forma alterna en le momento de mantenimientos futuros, el RAFA, recibe el flujo procedente de la estación de bombeo, donde se recibe con una caja de distribución de caudales, para lograr mantener el flujo laminar al ingreso a los reactores, los RAFA estarán equipados con válvulas que permitirán revisar la calidad de los lodos, para luego ser trasladados a los **lechos de secado de lodos**, el agua tratada continuara su recorrido hacia **el tratamiento secundario** el cual está compuesto por dos (2) filtros percoladores con sus respectivos sedimentadores secundarios, además dos pequeños cárcamos de bombeo, para recircular un porcentaje de agua clarificada que será enviada de los sedimentadores secundarios a los filtros percoladores y el agua restante será

conducida a **la cámara de desinfección** donde se aplicará la respectiva dosis de desinfectante que en este caso se recomienda el uso de hipoclorito, el restante agua tratada por la PTAR se conducirá por un colector hasta el cuerpo de agua más cercano, garantizando el cumplimiento de la norma de vertidos de Honduras.

1. Introducción

El proyecto CReW+ co-ejecutado por el Programa Global de GIZ Sanitation For Millions, está colaborando con un proyecto de saneamiento en el litoral de la bahía de Omoa, específicamente en el Casco Urbano del Municipio de Omoa, en el sector denominado Calle La Playa.

El proyecto de saneamiento consiste en el **diseño de un sistema de alcantarillado sanitario y una planta de tratamiento de aguas residuales PTAR**, el cual impactará de forma positiva en el mejoramiento de las condiciones de higiene y salud de los habitantes de un sector del casco urbano de Omoa, pues la playa de Omoa es considerada como un sitio de visita de turistas locales y extranjeros.

La Ciudad de Omoa se ubica en el litoral de la bahía de Omoa y está situado a la orilla del mar, al oriente de la desembocadura del Río Motagua; los límites geográficos son: i.) Norte: Mar Caribe o de las Antillas; ii.) Sur: municipio de San Pedro Sula; iii.) Este: municipios de Puerto Cortés y Choloma; y iv.) Oeste: República de Guatemala.

Este documento presenta los resultados del **estudio final para la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), con su respectivo alcantarillado sanitario.** Para esto se ha realizado la recopilación de información como es el levantamiento topográfico, revisión de la situación actual, planteamiento de tecnologías adecuadas para implementar una planta de tratamiento de aguas residuales, que presenten adecuados beneficios técnicos y económicos.

2. Aspectos Generales

El presente documento contiene el dimensionamiento del sistema de alcantarillado sanitario y la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas (PTAR), para la calle la playa ubicada en el casco urbano de Omoa, Cortes.

El Municipio de Omoa, tiene una población total de aproximadamente 45 mil habitantes; de los cuales 22,329 son hombres, 22,849 son mujeres. (Ref. Instituto Nacional de Estadística, INE).

La ciudad de Omoa se caracteriza por presentar condiciones climáticas de tipo tropical, lo que provoca grandes cantidades de precipitación, principalmente en los meses de noviembre y diciembre, y los meses más secos son abril y mayo.

2.1. Abastecimiento de Agua Potable

El casco urbano de la Ciudad de Omoa está provisto de un sistema de agua potable, el cual funciona de manera eficiente, está siendo operado por una Junta de Agua. El sector conocido como calle la playa es parte de la cobertura del sistema de agua potable.

2.2. Sistema de Alcantarillado Sanitario

Actualmente la calle la playa no cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario, esta provisto de letrinas y tanques sépticos cuya estructura en su mayoría sin fondo sólido e impermeable, lo que permite que las aguas residuales se infiltren en el suelo.

3. Marco Teórico Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR)

3.1. Aguas Residuales Ordinarias o Domésticas

Las aguas residuales son todas aquellas que se han utilizado para cualquier proceso y se ha alterado su calidad. Pueden incluir todo tipo de aguas que vayan a parar al drenaje público (Sans Fonfría & Ribas, 1989).

Así que las aguas residuales de tipo ordinario o domésticas son las que provienen de los núcleos de la población, zonas comerciales, de lugares públicos y de lugares recreativos. Sin tomar en cuenta su procedencia, estas aguas normalmente tienen aproximadamente la misma composición. Estas aguas pueden ir acompañadas de aguas residuales industriales, si se tienen industrias que viertan sus aguas al drenaje público, entonces; ya cambia la composición de las mismas y ya no se incluyen dentro de la clasificación de aguas residuales ordinarias (Sans & Ribas, 1989).

Las aguas residuales ordinarias incluyen residuos que provienen de por ejemplo baños, cocinas, regaderas, lavanderías, que normalmente van al drenaje público y se envían a algún sitio de disposición final. Son una mezcla compleja con contaminantes orgánicos e inorgánicos tanto en material en suspensión como disueltos. La concentración que presentan es pequeña y se expresan en mg/L. La relación es de peso/volumen para poder indicar concentraciones de componente en aguas residuales, aunque se pueden considerar en relación peso/peso como mg/kg o ppm (Glynn & Heinke, 1999).

3.2. Características físicas de las Aguas Residuales Ordinarias o Domésticas

3.2.1. Sólidos:

El agua residual contiene distintos tipos de materiales sólidos que van desde hilachas hasta materiales coloidales, en la caracterización de las aguas, los materiales más gruesos son removidos usualmente antes de analizar los sólidos (Crites & Tchobanoglous, 2000).

Sólidos totales (ST):

Son los residuos remanentes después que la muestra ha sido evaporada y secada a una temperatura específica (103 a 105 ºC)

Sólidos suspendidos totales (SST): Son una fracción de los ST retenidos en un filtro con un tamaño específico de filtro medida después de que se ha secado a una temperatura específica.

Sólidos disueltos totales (SDT): son aquellos que pasan a través del filtro, que son evaporados y secados a una temperatura específica, la medida comprende coloides y SD.

Sólidos sedimentables: Son sólidos suspendidos que se expresan como milímetros por litros, los cuales se sedimentan fuera de la suspensión dentro de un rango de tiempo específico (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.2.2. Turbiedad:

Se toma como una medida de las propiedades de la dispersión de la luz en el agua, usualmente se utiliza para indicar la calidad de las aguas naturales y las aguas residuales tratadas haciendo relación al material en suspensión. La medición se realiza por comparación entre la intensidad de luz dispersa en una muestra y la luz dispersa por suspensión de contraste en las mismas condiciones (Crites & Tchobanoglous, 2000).

El material suspendido impide el paso de luz, ya que esta la absorbe o dispersa, un factor clave es el tamaño de la partícula sobre la turbiedad, donde la mayor turbiedad está relacionada a partículas de tamaño inferior a 3 µm y con partículas de tamaño entre 0.1 y 1.0 µm (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.2.3. Color:

El color en las aguas residuales es causado por los sólidos suspendidos, material coloidal y sustancias en solución. El color causado por los sólidos suspendidos es llamado color aparente y el que es causado sustancias disueltas y coloidales se denomina color verdadero, este último se obtiene al filtrar la muestra. El color se determina comparando el color de la muestra y el color que se produce por soluciones de diferentes concentraciones de cloroplatinato de potasio (K_2PtCl_6) (Crites & Tchobanoglous, 2000)

De forma cualitativa el color es usado para estimar la condición general en la que se encuentra el agua residual. Por ejemplo, si se tiene un color café claro aproximadamente son seis (6) horas después de haber una descarga, caso contrario de un color gris claro es

cuando el agua residual ya ha sufrido un grado de descomposición o que tienen un tiempo corto en los sistemas de recolección (Crites & Tchobanoglous, 2000)

3.2.4. Olor:

El olor del agua residual se genera por una gran variedad de compuestos malolientes que son liberados cuando se produce degradación biológica bajo condiciones anaerobias de las aguas. El principal compuesto es el sulfuro de hidrógeno, aunque se generan otros compuestos que producen olores más fuertes como indol, eskatol y mercaptanos (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.2.5. Temperatura:

Generalmente la temperatura del agua residual es mayor que a la del abastecimiento, esto como consecuencia de la incorporación de agua caliente proveniente de las descargas domésticas. Esta medición es importante ya que en los sistemas de tratamiento de aguas residuales hay procesos biológicos que dependen de la temperatura. También afecta directamente las reacciones químicas y las velocidades de reacción, la vida acuática y procesos biológicos de los sistemas (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.2.6. Conductividad:

Es la medida de la capacidad de una solución para transmitir la corriente eléctrica. Actualmente la importancia de este parámetro es para determinar la posibilidad de uso de una para riego. Esta se expresa en microohms por centímetro (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.3. Características químicas de las Aguas Residuales Ordinarias o Domésticas

Los constituyentes químicos dentro de las aguas residuales frecuentemente se clasifican en inorgánicos y orgánicos. Los compuestos inorgánicos incluyen elementos individuales y una variedad de nitratos y sulfatos. Los constituyentes inorgánicos de mayor interés comprenden nutrientes, compuestos no metálicos, metales y gases. En el caso de los compuestos orgánicos no pueden ser clasificados de forma separada; son de vital importancia en el tratamiento, vertido y reutilización de aguas residuales de la misma manera los compuestos orgánicos específicos (Crites & Tchobanoglous, 2000).

<u>Características químicas inorgánicas:</u>

3.3.1. PH:

El intervalo adecuado de pH para que se desarrolle la vida tiene un margen estrecho, en un rango de pH 5 y 9, las aguas residuales con valores menores a 5 y superiores a 9 tienen un

tratamiento más complicado mediante agentes biológicos. Si dicho pH del agua residual tratada no es ajustado antes de ser vertido nuevamente al cuerpo de agua, el pH de este cuerpo receptor será alterado; de allí la necesidad de que los efluentes de las plantas de tratamiento deben ser descargados dentro de los límites específicos para descargas a cuerpos receptores (Crites & Tchobanoglous, 2000)

3.3.2. Alcalinidad:

Esta se define como la capacidad del agua para neutralizar ácidos. En aguas residuales, la alcalinidad estará ligada a la presencia de hidróxidos (OH-), carbonatos (CO_3 -2) y bicarbonatos (HCO_3 -) de elementos como el calcio, magnesio, sodio, potasio y del ion amonio, la alcalinidad en las aguas residuales ayuda a regular las variaciones en el pH causado por la adición de ácidos. Las aguas residuales comúnmente poseen cierta alcalinidad que se obtiene por el origen mismo de las aguas (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.3.3. Cloruros:

Los cloruros en las aguas residuales son un parámetro importante relacionado con la reutilización de esta, estos en condiciones naturales provienen de los cloruros lixiviados de las rocas y los suelos con los que se tienen contacto. En las aguas residuales los cloruros son añadidos como consecuencia del uso, las heces humanas tienen un aporte aproximado de 6g de cloruros por persona/ día (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.3.4. Gases:

Se determinan gases disueltos tales como amoniaco, dióxido de carbono, sulfuro de hidrógeno, metano y oxígeno, esto con la finalidad de ayudar en la operación de sistemas de tratamiento de aguas residuales. Las mediciones de oxígeno disuelto y amoníaco se realizan para monitorear y controlar los procesos que tengan un tratamiento biológico aerobio (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.3.5. Oxígeno disuelto:

Es uno de los parámetros clave de la medición de la calidad del agua, los valores de oxígeno varían de 7 a 9 mg/L. La principal fuente de oxígeno es el aire en difusión con el agua, por la turbulencia en los cuerpos de agua y por el viento. Por ejemplo, en los lagos la fotosíntesis es la fuente más importante y en los ríos el nivel de turbulencia que estos posean, determinará tanto la producción primaria como su grado de eutrofización (Roldán, 2003). Así que la estimación de la contaminación orgánica del agua es compleja, ya que la oxidación de la materia orgánica conduce a un agotamiento del oxígeno disuelto disponible en el cuerpo de agua. Al medir la concentración de oxígeno disuelto, se puede obtener una estimación de cuál es la cantidad de sustancias orgánicas oxidables dentro de ésta (Llorca & Bautista, 2006).

3.3.6. Metales:

Los metales tienen interés en la parte de tratamiento, reutilización y vertimiento de los lodos y efluentes ya tratados, ya que todos los organismos necesitan para su adecuado desarrollo elementos tales como hierro, cromo, cobre, zinc en diferentes cantidades.

Aunque los metales estén en cantidades micro o macro y sean necesarios para el desarrollo biológico, estos pueden convertirse en tóxicos cuando se presentan en cantidades elevadas (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.3.7. Nitrógeno:

La importancia del nitrógeno radica en que es esencial para la síntesis de proteínas, necesitan conocer sobre la presencia de este nutriente para evaluar el tratamiento del agua residual mediante procesos biológicos. El contenido total de nitrógeno está compuesto por nitrógeno amoniacal, nitritos, nitratos y nitrógeno orgánico (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.3.8. Fosforo:

Este elemento tiene relevancia en el crecimiento y desarrollo de distintos organismos en un cuerpo de agua, pero ya en cantidades excesivas provoca una proliferación de algas y otros organismos biológicos perjudiciales. Las formas más comunes en las que se puede encontrar el fósforo son los ortofosfatos, polifosfatos y fósforo orgánico. Los ortofosfatos más comunes de las aguas residuales están disponibles para el metabolismo biológico sin necesidad de que los organismos tengan que realizar una ruptura posterior del mismo (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.3.9. Azufre:

Este se puede encontrar de forma natural tanto en las aguas naturales como en las aguas residuales. Es un elemento indispensable para la síntesis de proteínas en los organismos, por este motivo se libera cuando existe degradación de las mismas, los sulfatos reducen biológicamente a sulfuros en condiciones anaerobias y forman sulfuro de hidrógeno (H_2S) al combinarse con el hidrógeno (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.3.10. Grasas y Aceites:

El contenido de estas en aguas residuales se determina por una extracción de muestra de residuo con triclorotrifluoroetano, químicamente tanto las grasas y aceites de origen vegetal o animal son similares, ya que básicamente son ésteres compuestos de ácidos grasos, alcohol y glicerina. Aquellos que se encuentran en estado líquido a temperatura ambiente denominados aceites y los que se han convertido en sólido llamados grasas. La presencia de estas causa muchos problemas en tanque sépticos, en sistemas de recolección y en el tratamiento de aguas residuales (Crites & Tchobanoglous, 2000).

<u>Características químicas orgánicas:</u>

Cerca del 75% de los sólidos en suspensión y 40% de los sólidos filtrables de un agua residual de concentración media son de naturaleza orgánica (Spellman, 2003). Los compuestos orgánicos están formados por combinaciones de carbono, hidrógeno y oxígeno, con la presencia, en algunos casos de nitrógeno; también pueden estar presentes otros elementos

como azufre, fósforo o hierro. “Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas (40-60)%, hidratos de carbono (25-50)%, las grasas y aceites (8 a 12)%”. (Crites y Tchobanoglous, 20007)

Otros compuestos orgánicos importantes en las aguas residuales son la urea, las proteínas, carbohidratos, grasas, aceites, agentes tensoactivos, los contaminantes orgánicos prioritarios, compuestos orgánicos volátiles y los pesticidas de uso agrícola (Metcalf & Eddy, 1996).

Los métodos para medir el contenido orgánico pueden clasificarse en dos grupos. Los empleados para determinar altas concentraciones de contenido orgánico, mayores a 1 mg/L y los empleados para determinar las concentraciones de 0.001 mg/L a 1 mg/L. En el primer grupo se incluye los siguientes ensayos: 1) Demanda bioquímica de oxígeno (DBO), 2) Demanda química de oxígeno (DQO) y 3) Carbono orgánico total (COT). En el segundo grupo se emplean métodos instrumentales que incluyen la cromatografía de gases y la espectroscopia de masa (Metcalf & Eddy, 1996).

3.3.11. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO):

La DBO es uno de los parámetros más utilizados en la caracterización de los contaminantes orgánicos. Este parámetro brinda un estimado del oxígeno disuelto requerido por los microorganismos en la degradación de los compuestos biodegradables (Menéndez y Pérez, 2007).

El mecanismo empleado en la prueba de laboratorio de la DBO es esencialmente biológico y depende del oxígeno presente, la temperatura, la velocidad a la que el oxígeno se consume, y por tanto, del tiempo (Metcalf & Eddy, 1996)

Durante el proceso de descomposición de materia orgánica, se pueden presentar tres actividades más o menos diferenciadas, estas son oxidación, síntesis y respiración endógena (Crites y Tchobanoglous, 2000).

Los resultados de los ensayos de DBO se emplean para: 1) determinar la cantidad aproximada de oxígeno que se requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente, 2) dimensionar las instalaciones de tratamiento de aguas residuales y 3) medir la eficacia de algunos procesos de tratamiento y 4) controlar el cumplimiento de las limitaciones a que están sujetos los vertidos. (Menéndez y Pérez, 2007)

La prueba DBO es aceptable como parámetro de regulación, ya que indica el consumo potencial de oxígeno que las aguas residuales puedan demandar y el grado de tratamiento al que ha sido sometida cierta agua residual. (Crites y Tchobanoglous, 2000)

3.3.12. Demanda química de oxígeno (DQO):

La prueba DQO es usada para medir el material orgánico presente en las aguas residuales, capaz de ser oxidado químicamente con una solución de dicromato en medio ácido (Metcalf

& Eddy, 1996, p.93). El valor de la DBO carbonácea difiere de la DQO, algunos motivos son las siguientes (Crites y Tchobanoglous, 2000, p. 68):

1. Muchas sustancias orgánicas difíciles de oxidar biológicamente, pueden ser oxidadas químicamente
2. Las sustancias que se oxidan con dicromato, aumentan la cantidad de contenido orgánico de la muestra
3. Algunas sustancias orgánicas pueden ser tóxicas para los microorganismos de la DBO
4. Valores altos de DQO se pueden obtener por sustancias inorgánicas que reaccionan con el dicromato

La ventaja de la prueba DQO frente a la DBO, es el tiempo que lleva ejecutarla, que puede ser de 2.5 horas e inclusive existe una prueba rápida de 15 minutos. (Crites y Tchobanoglous, 2000)

3.4. Características biológicas de las Aguas Residuales Ordinarias o Domésticas

Las características biológicas tienen una alta importancia en el control de enfermedades que sean causadas por organismos patógenos de origen humano y por la proliferación o desarrollo de bacterias y otros microorganismos dentro de la descomposición y estabilización de la materia orgánica tanto en el medio natural como en una planta de tratamiento de aguas residuales (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.4.1. Bacterias:

Muchas bacterias son inofensivas en el tracto intestinal pero al estar un individuo infectado al momento de excretar en las heces se encuentran una gran cantidad de bacterias patógenas, contaminando de esta manera las aguas residuales domésticas. Los grupos de bacterias más comunes que se pueden encontrar en las aguas residuales domésticas son del género Salmonella, del género Shigella y Escherichia coli (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.4.2. Protozoos:

Entre los organismos causantes de enfermedades los protozoarios Cryptosporidium parvum, Cyclospora y Giardia lamblia son de gran interés ya que tienen un alto impacto sobre la población especialmente las personas con deficiencias en el sistema inmunológico y de este tipo de microorganismos son los más comunes encontrarlos en las aguas residuales (Crites & Tchobanoglous, 2000).

3.4.3. Helmintos:

Los parásitos de esta categoría que pueden encontrarse en las aguas residuales son las lombrices intestinales, por ejemplo, Ascaris lumbricoides, la tenia solitaria Taenis saginata y Taenia solium. La etapa infecciosa de estos varía, en algunos se presentan en el estado

mayor adulto o de larva y en otros su etapa infecciosa se presenta en el estado de huevo, muchas especies resisten condiciones ambientales adversas y llegan a sobrevivir a distintos tipos de tratamientos convencionales (Crites & Tchobanoglous, 2000)

3.4.4. Virus:

En las aguas residuales se pueden presentar las condiciones adecuadas para la proliferación de estos, se han detectado más de 100 clases diferentes de virus entéricos que pueden ser capaces de transmitir algún tipo de infección o enfermedad que provienen de las excretas. La mayoría de estos se reproducen en el tracto intestinal de individuos infectados y luego de ser expulsado en las heces se produce su desarrollo masivo (Crites & Tchobanoglous, 2000).

4. Memoria de Diseño, Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas (PTAR)

Toda comunidad genera residuos tanto sólidos como líquidos, la fracción líquida de los mismos es conocida como las aguas residuales, es esencialmente el agua de que se desprende la comunidad una vez ha sido contaminada durante los diferentes usos para los cuales ha sido empleada. Si se permite la acumulación y estancamiento de agua residual, la descomposición de la materia orgánica que contiene puede conducir a la generación de grandes cantidades de gases malolientes. A este hecho cabe añadir la frecuente presencia en el agua residual bruta, de numerosos microorganismos patógenos y causantes de enfermedades que habitan en el aparato intestinal humano. También suele contener nutrientes, que pueden estimular el crecimiento de plantas acuáticas. Es por todo ello que la evacuación inmediata y sin molestias del agua residual de sus fuentes de generación, seguida de su tratamiento y eliminación, es no solo deseable sino también necesaria en toda sociedad.

En este apartado se presentan los resultados finales para la solución de saneamiento técnica ambiental del proyecto. La solución consiste como punto de partida en recoger las aguas residuales del último pozo del colector sanitario, hasta su ingreso a la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR).

4.1. Normas y parámetros de diseño PTAR

La PTAR se ha diseñado con el propósito de cumplir con los valores máximos permisibles de descarga establecidos en la norma de vertidos de Honduras, y la norma de diseño para el Tratamiento de Aguas Residuales del Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA).

4.2. Operaciones y procesos para el tratamiento de aguas residuales

La denominación que se adoptado para designar a los diferentes métodos de tratamiento de aguas residuales está en función del fundamento empleado en la remoción de los contaminantes. Es así, que aquellos métodos de tratamiento en los que predomina la

aplicación de fuerzas físicas se conocen como operaciones unitarias y los métodos de tratamiento en los que la remoción de contaminantes es inducida por reacciones químicas o biológicas se denominan procesos unitarios.

La aplicación secuencial combinada de estas operaciones y procesos unitarios da lugar a la generación de los diferentes niveles de tratamiento, que generalmente son conocidos como: 1) preliminar, 2) primario o físico, 3) secundario o biológico, 4) terciario y 5) avanzado; el Cuadro 1, muestra el nivel de tratamiento y su descripción, Además, todo buen sistema de tratamiento de aguas residuales, debe incluir un proceso de tratamiento de fangos.

Nivel de Tratamiento	Descripción
Preliminar	Remoción de constituyentes de aguas residuales tales como: trapos, ramitas, elementos flotantes, piedras y grasas que puede causar problemas de mantenimiento u operacionales. Proteger los procesos aguas abajo.
Primario	Remoción de una porción de sólidos suspendidos y materia orgánica.
Secundarios	Remoción de materia organica biodegradable (en solución o suspensión) y sólidos suspendidos. Un proceso de desinfección típica también puede ser incluido en el nivel secundario de tratamiento.
Terciario	Remoción de residuos de sólidos suspendidos (después del tratamiento secundario), usualmente por medio de filtración granular, filtración superficial y membranas. La desinfección también es un proceso común del tratamiento terciario. La remoción de nutrientes es incluida a menudo en esta fase.
Avanzado	Remoción de sólidos totales disueltos y constituyentes traza como lo requieran o lo especifiquen las aplicaciones de rehúso del agua.

Cuadro 1: Niveles de tratamiento de aguas residuales, (Fuente: ASANTO, Taashi et at. Water Reuse, Technologies, and Applications. 2007)

En el Cuadro 2, se presenta un resumen de los diferentes sistemas, operaciones, y procesos unitarios empleados en el tratamiento y remoción de contaminantes de las aguas residuales.

Contaminante	Operación unitaria, proceso unitario o sistema de tratamiento
Sólidos en suspensión	Desbaste y dilaceración
	Desarenado
	Sedimentación

	Filtración
	Flotación
	Adición de polímeros
	Coagulación/sedimentación
	Sistemas naturales (vertidos al terreno)
Materia orgánica biodegradable	Variantes de fangos activados
	Película fija: filtros percoladores
	Película fija: biódiscos (RBC)
	Variantes de lagunaje
	Filtración intermitente en arena
	Sistemas físico-químicos
	Sistemas naturales
Compuestos orgánicos volátiles (COV's)	Arrastre por aire
	Tratamiento de gas
	Adsorción en carbón
Patógenos	Cloración
	Hipocloración
	Cloruro de bromo
	Ozonación
	Radiación UV
	Sistemas naturales (vertido al terreno)
Nutrientes: Nitrógeno	Variantes de sistemas de cultivo en suspensión con nitrificación y desnitrificación
	Variantes de película fija con nitrificación y desnitrificación
	Arrastre de amoniaco
	Intercambio iónico
	Cloración al breakpoint
	Sistemas naturales
Fosforo	Adición de sales metálicas
	Coagulación y sedimentación con cal
	Eliminación biológica de fósforo
	Eliminación biológica-química de fósforo
	Sistemas naturales
Nitrógeno y fósforo	Eliminación biológica de nutrientes
Materia orgánica refractaria	Adsorción de carbón
	Ozonación terciaria
	Sistemas naturales
Metales pesados	Precipitación química
	Intercambio iónico
	Sistema de evacuación al terreno
Sólidos orgánicos disueltos	Intercambio iónico
	Osmosis inversa
	Electrodiálisis

Cuadro 2: Resumen de operaciones y procesos de tratamiento de aguas residuales, (Fuente: METCALF & EDDY. Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento vertido y reutilización. 1996.

4.3. Descripción de la PTAR diseñada.

La Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR), consta de: i.) Pretratamiento, este está compuesto por un canal de entrada, desarenador, medidor de caudal y trampa de grasas; ii.) Estación de Bombeo, integrado por un cárcamo de bombeo con su respectivo panel de control, donde se instalarán dos (2) bombas que funcionarán de forma alterna, con la capacidad de impulsar el caudal de diseño a el tratamiento primario; iii.) Tratamiento Primario, compuesto por dos reactores anaeróbicos de flujo ascendente (RAFA/UASB) con sus respectivos patios de secado de lodos; iv.) Tratamiento Secundario cuyos componentes son dos (2) filtros percoladores con dos (2) sedimentadores secundarios y dos (2) cárcamos de bombeo, cuya finalidad es recircular un porcentaje de agua hacia el filtro percolador; v.) Sistema de desinfección consta de una cámara de desinfección, donde se aplicará la dosificación correspondiente de cloro; y vi.) Colector de sálida de agua tratada hacia su descarga final. En la Imagen 1, se presenta el diagrama de flujo de la PTAR.

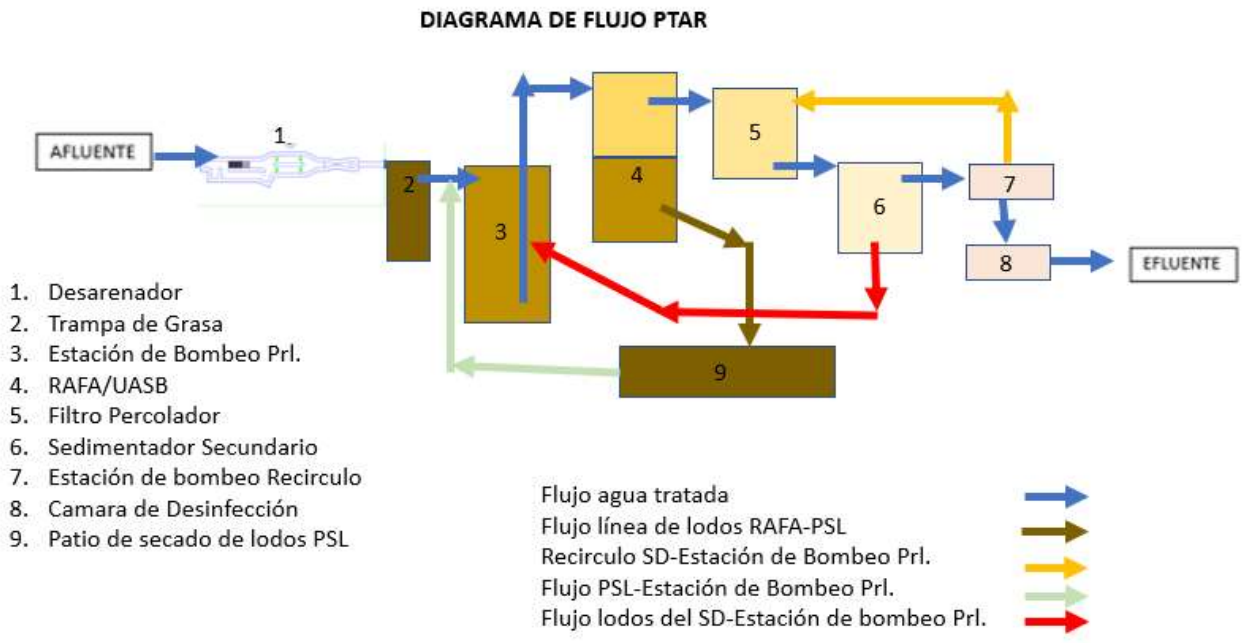

Imagen 1: Diagrama de Flujo de la PTAR

4.4. Estimación del Caudal Hidráulico, PTAR

De acuerdo a la información proporcionada para el desarrollo del Diseño como ser número de viviendas, densidad poblacional, dotaciones de consumo variable importante en el cálculo del caudal hidráulico, además se ha utilizado literatura como ser Metcalf & Eddy

(Ingeniería de Aguas Residuales, Tratamiento, vertido y reutilización), así como la Norma de Diseño de Alcantarillado Sanitario del Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA).

Como resultados de la recopilación de información en campo. Se presenta el Cuadro 3, que contiene el caudal estimado en metros cúbicos por día y su equivalente en litros por segundo, así como la estimación de los caudales de infiltración por tuberías y pozos/cajas, parámetros establecidos en la Norma de Diseño para proyectos de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales.

No.	HOTELES	habitaciones	No camas	Dotacion (l/cama.dia)	Gasto (l/dia)	No. empleados	Dotacion(l/empleado)	Gasto (l/dia)	Total (l/dia)
7	Orlin Geovany Reyes (HOTEL ORLIN)	20	50	190.00	9,500.00	5	40	200.00	9,700.00
15	Juan Bautista Cardozo "Hotel y Rest. Flamingo"	11	28	190.00	5,320.00	5	40	200.00	5,520.00
31	Dionisia Reyes "El Botín del Suizo"	7	18	190.00	3,420.00	4	40	160.00	3,580.00
37	Gregory Royce Bevis "Sunset Playa Resort"	4	8	190.00	1,520.00	5	40	200.00	1,720.00
50	Hotel	5	10	190.00	1,900.00	2	40	80.00	1,980.00
52	Hospedaje	4	6	190.00	1,140.00	2	40	80.00	1,220.00
53	Hospedaje Tatiana	19	30	190.00	5,700.00	2	40	80.00	5,780.00
57	Hotel	4	7	190.00	1,330.00	2	40	80.00	1,410.00
									30,910.00

No.	RESTAURANTES	No sillas	No Comidas/silla.dia	Dotacion	Gasto	No. empleados	Dotacion(l/empleado)	Gasto (l/dia)	Total (l/dia)
10	Orlin Reyes "Mirador"	0	0	35.00	0.00	0	40	0.00	0.00
11	Abrahan Rodriguez "Rest. Mar Brisas"	200	4	35.00	28,000.00	8	40	320.00	28,320.00
14	Victor Noe Mendoza Iscoa "Rest. Mar y Sol"	70	4	35.00	9,800.00	6	40	240.00	10,040.00
15	Juan Bautista Cardozo "Hotel y Rest. Flamingo"	60	4	35.00	8,400.00	5	40	200.00	8,600.00
18	Rosa Brocato "Rest. Scapate"	240	4	35.00	33,600.00	20	40	800.00	34,400.00
20	Jorge Alberto Cover	72	4	35.00	10,080.00	2	40	80.00	10,160.00
21	Alma Aracely Henriquez "Inversiones Alma"	120	4	35.00	16,800.00	6	40	240.00	17,040.00
23	Ramón Mejia	90	4	35.00	12,600.00	4	40	160.00	12,760.00
25	Sira Maria Maldonado "Rest. Fisherman"	130	4	35.00	18,200.00	10	40	400.00	18,600.00
26	Rosa Brocato "Rest. Atrevete"	40	4	35.00	5,600.00	2	40	80.00	5,680.00
27	Axel Argueta "Champa Jhonson"	170	4	35.00	23,800.00	15	40	600.00	24,400.00
28	Sandra Hernandez "Rest. Brisa Marina"	155	4	35.00	21,700.00	13	40	520.00	22,220.00
29	Idania Marisela Martinez "Rest. Iguanas"	180	4	35.00	25,200.00	16	40	640.00	25,840.00
30	Rene Martinez "Rest. El Kiosko"	145	4	35.00	20,300.00	14	40	560.00	20,860.00
31	Dionisia Reyes "El Botín del Suizo"	80	4	35.00	11,200.00	3	40	120.00	11,320.00
33	Leopoldo Lunati Cartagena "Kiosko Popays"	120	4	35.00	16,800.00	5	40	200.00	17,000.00
37	Gregory Royce Bevis "Sunset Playa Resort"	45	4	35.00	6,300.00	10	40	400.00	6,700.00
39	Alquiler de duchas y sanitarios	0	4	35.00	0.00	2	40	80.00	80.00
41	TIKI BAR Glen Stacy	30	4	35.00	4,200.00	2	40	80.00	4,280.00
48	Restaurante Anclate	40	4	35.00	5,600.00	4	40	160.00	5,760.00
51	Merendero Francias Angle Arita	30	4	35.00	4,200.00	3	40	120.00	4,320.00
54	Angelina Arita "Merendero Francis"	35	4	35.00	4,900.00	3	40	120.00	5,020.00
58	Café San Bernardo	20	4	35.00	2,800.00	2	40	80.00	2,880.00
60	comedor Henry Montes	20	4	35.00	2,800.00	2	40	80.00	2,880.00
61	venta de bebidas	30	4	35.00	4,200.00	2	40	80.00	4,280.00
62	Comedor Piedras Grandez	150	4	35.00	21,000.00	5	40	200.00	21,200.00
									324,640.00

No.	DISCOTEC	No sillas	No Clientes/silla.dia	Dotacion	Gasto	No empleados	Dotacion(l/empleado)	Gasto (l/dia)	Total (l/dia)
32	Discotec Impacto	216	4	40.00	34,560.00	10	40	400.00	34,960.00
47	Discotec Fantasy	200	4	40.00	32,000.00	8	40	320.00	32,320.00
									67,280.00

	VIVIENDAS + PULPERIAS	No. Residencias	personas/casa	POBLACION	Dotacion	Litros/dia	FH	ficiente de ret	Total (l/dia)
		33	6	198	200	39,600.00	1.00	0.8	31,680.00

	Infiltracion en tuberia	Long (Km)	caudal (l/s)	Total (l/s)
	Longitud de red	1	1	1
	Infiltracion pozos	No Pozos	Dotacion	Total (l/s)
	Pozos (Aproximados)	21	0.004	0.084
		Cadual Medio	% ilicitas	Caudal (l/dia)
	Gastos por Ilicitas	39,600.00	30	11,880.00

	Caudal Total	l/dia	l/s						
	Caudal de hoteles	30,910.00	0.36						
	Caudal de restaurantes	324,640.00	3.76	59.22276326					
	Caudal de Discotec	67,280.00	0.78						
	Caudal Residencial	31,680.00	0.37						
	Caudal por infiltraciones tuberia	86,400.00	1.00						
	Caudal por infiltraciones Pozos	7257.6	0.08						
	Caudal por Ilicitas		0.000						m3/dia
		CAUDAL	6.34						548.17

Cuadro 3: Estimación del Caudal Hidráulico, PTAR

Se ha considerado de manera muy importante el aporte por Infiltración. Se refiere al agua que entra tanto de manera directa como indirecta en la red de alcantarillado. La infiltración hace referencia al agua que penetra en el sistema a través de juntas, fracturas y grietas, o paredes porosas, drenes de cimentaciones y tapas de pozos de registro. A continuación, se presenta el Cuadro 4, que contiene los caudales mínimos, medios y máximos, que serán

utilizados para el prediseño de los componentes de las alternativas de tratamiento de aguas residuales.

Descripción	Datos (m3/día)	Unidad	Datos	Unidad	Datos	Unidad
Caudal Medio (Q_{med})	548.17	m3/dia	22.84	m3/h	6.34	l/s
Caudal Max-d	564.01	m3/dia	23.50	m3/h	6.53	l/s
Caudal Max-h	579.85	m3/dia	24.16	m3/h	6.71	l/s
Caudal Mínimo	274.08	m3/dia	11.42	m3/h	3.17	l/s

Cuadro 4: Caudales mínimos, medios y máximos

4.5. Estimación de la carga contaminante, PTAR

En este apartado se estima la carga contaminante con el propósito de realizar el dimensionamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales PTAR. Es importante mencionar que las normas que regulan los tratamientos de aguas residuales están basadas en su mayoría en las tasas de eliminación de la materia orgánica.

Para la estimación de la carga orgánica, se utilizó información procedente de literatura especializada en estos temas como ser Metcalf & Eddy (Ingeniería de Aguas Residuales, Tratamiento, vertido y reutilización), se determina que el valor de carga orgánica dado por la Demanda Química de Oxigeno (DQO) para fines de este estudio es de 383.72 kilogramos DQO/día.

El Cuadro 5, presenta la estimación de la carga contaminante utilizada para el diseño de la planta de tratamiento, con la carga hidráulica de 548.17 m^3/d

No.	Parámetro	Carga contaminante
1	Demanda Bioquímica de Oxigeno (DBO)	213.79 kgDBO/d
2	Demanda Química de Oxigeno (DQO)	383.72 kgDQO/d

Cuadro 5: Estimación de la carga contaminante del proyecto para efectos del presente estudio.

5. Componentes de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas (PTAR)

Este apartado tiene la finalidad de describir los componentes de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR)

5.1. Tratamiento Preliminar, PTAR

Los componentes que se utilizan para preparar las aguas residuales para el inicio del tratamiento, con ellas se logra la remoción de sólidos y arenas para proteger las bombas y otros equipos que forman parte del sistema de tratamiento, así como mejorar el aspecto estético de las aguas. El agua residual procedente del Influente (sistema de alcantarillado sanitario), pasa por el primer componente en el tratamiento preliminar de aguas residuales propuesto, que es el Área de Rejillas, donde se detienen materiales gruesos tales como: latas, trapos, trozos de madera, plástico o cualquier otro material grueso; el segundo componente es la Trampa de Grasas, donde se eliminan los materiales tales como aceites, grasas o cualquier otra sustancia de menor densidad que el agua ya que por su peso específico flotan y se quedan atrapados en el dispositivo; por la topografía se ha diseñado una estación de bombeo, la cual traslada las aguas residuales al tratamiento primario.

Rejilla de limpieza manual:

El Pretratamiento tiene como objetivo separar, del agua residual, material orgánico y/o inerte de cierto tamaño y características, entre los cuales se reconocen los sólidos gruesos, consisten principalmente de papel, plástico, trapos y madera, así como los otros desechos sólidos finos que pueden entrar al alcantarillado sanitario, de menor tamaño pero que no pueden ser degradados biológicamente, tales como arena, rocas de menor tamaño y otros pequeños objetos que son retenidos en el desarenador.

La instalación de rejillas, antes del desarenador, también facilita la remoción de arena y la limpieza de los canales de desarenado.

La rejilla de Limpieza Manual: Utilizada para la remoción de gruesos, se instalarán rejillas que serán ubicadas en la entrada al desarenador, se presenta la Imagen 1, donde se muestra detalle de rejillas.

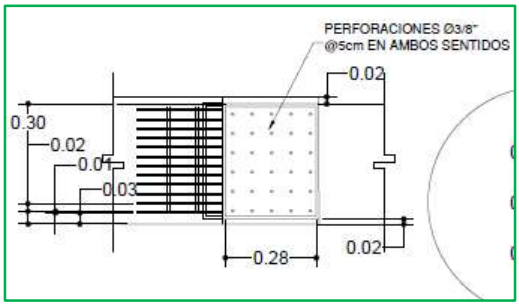

Imagen 1: Detalle de Rejillas

Tubería de Demasías y By-Pass: Se presenta la Imagen 2 la ubicación de la tubería de demasías y el by-pass.

Tubería de demasías: El pretratamiento o tratamiento preliminar cuenta con una tubería de demasías la cual tiene como objetivo transportar los caudales de precipitaciones mayores al caudal máximo diario (Q_{md}=23.50m^3/h.)

By-Pass: El pretratamiento o tratamiento preliminar en su canal de entrada, se a instalado un by-pass, cuya finalidad consiste en transportar las aguas residuales una vez que las rejillas por falta de mantenimiento diario se obstruyan.

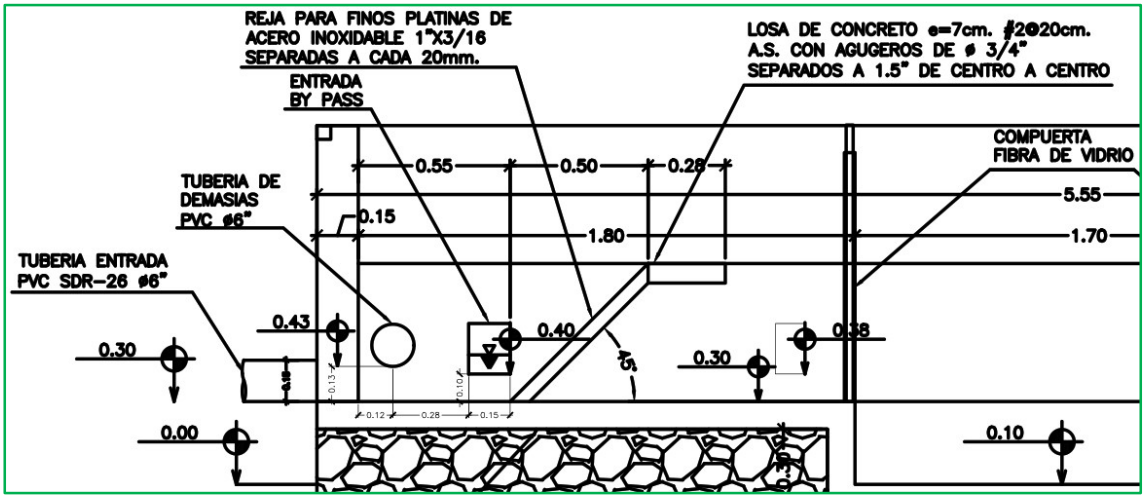

Imagen 2: Tubería de demasías y By-Pass:

Desarenador:

Los desarenadores en tratamiento de aguas residuales, se usan para remover arena, grava, partículas u otro material sólido pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico bastante mayor que el de los sólidos orgánicos degradables de las aguas residuales. Los desarenadores de flujo horizontal, para aguas residuales, se diseñan para una velocidad horizontal de flujo aproximadamente igual a 30 cm/s; dicha velocidad permite el transporte de la mayor parte de partículas orgánicas del agua residual a través de la cámara y tiende a suspender el material orgánico sedimentado, pero permitiendo el asentamiento del material pesado inorgánico.

La PTAR contara con dos (2) canales desarenadores horizontales que funcionarán en paralelo, los cuales serán aislados mediante compuertas para la limpieza de cada uno de manera alterna. Se muestra la Imagen 3, donde se presenta perfil de desarenador.

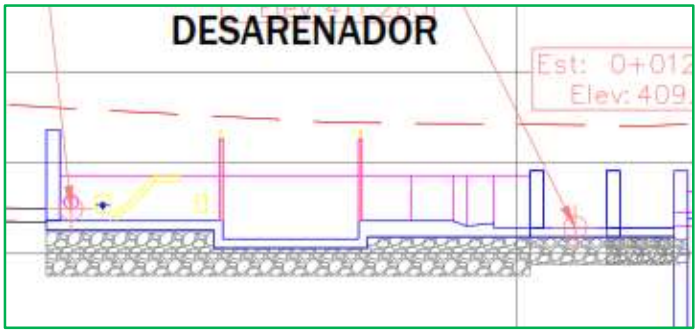

Imagen 3: Perfil del desarenador

Canal Parshall:

La canaleta Parshall es una estructura hidráulica utilizada comúnmente para la medición del caudal en canales abiertos y para la mezcla rápida de sustancias. Muy usada en plantas de potabilización de agua, plantas de tratamiento de aguas residuales, fue inventada por Ralph Parshall en 1920, quien establecido sus dimensiones a partir de ecuaciones que ajustan el diseño a los requisitos de quien las aplica.

Entre las ventajas de su uso está la conversión de energía de posición en energía de velocidad, perdidas mínimas de energía y que no permite la sedimentación como si pasa con otras estructuras de medición (Chow, 2003).

Su diseño contiene una contracción del flujo y una elevación de su base, de tal manera que dentro o cerca de ella se produzca flujo crítico. Posteriormente el descenso en el nivel de su base produce flujo supercrítico y ocasiona un resalto hidráulico en su parte más baja, donde el flujo pasa a subcrítico. Las alturas del flujo que se miden para calcular el caudal se conocen como Ha y Hb que se ubican antes y después de la cresta de flujo respectivamente. Así mismo, el área donde se ocasiona el flujo supercrítico es la misma donde se suelen añadir sustancias que se mezclan en el resalto hidráulico (Molina, 1988; Monroy, 2010).
La canaleta Parshall es utilizada generalmente para la medición del flujo de líquidos en canales abiertos. La textura lisa de su superficie interior evita obstrucciones al flujo por acumulación de sedimentos, lo que la hace más eficiente para las mediciones en comparación de otras estructuras como los vertederos (Water Resources Engineering, Larry W. Mays, 1976). Adicionalmente presenta gran eficiencia, pues se requiere una sola medida de carga para determinar el caudal.

Considerando el Caudal Máximo (Q_{max}=564.01 m^3/d). Se verifica en el Cuadro 6, que el menor medidor aplicable es el de W=7.6 cm.

W		Capacidade (l/s)	
Polegadas/pés	Centímetros	Mínima	Máxima
3	7,6	0,85	53,80
6	15,2	1,52	110,40
9	22,9	2,55	251,90
1	30,5	3,11	455,60
1 ½	45,7	4,25	696,20
2	61,0	11,89	936,70
3	91,5	17,26	1426,30
4	122,0	36,79	1921,50
5	152,5	62,8	2422,00
6	183,0	74,40	2929,00
7	213,5	115,40	3440,00
8	244,0	130,70	3950,00
10	305,0	200,00	5660,00

Cuadro 6: Medidas de garganta de canal Parshall

La geometría básica de la canaleta Parshall consta de tres (3) secciones principales, a continuación, se presenta la Imagen 4:

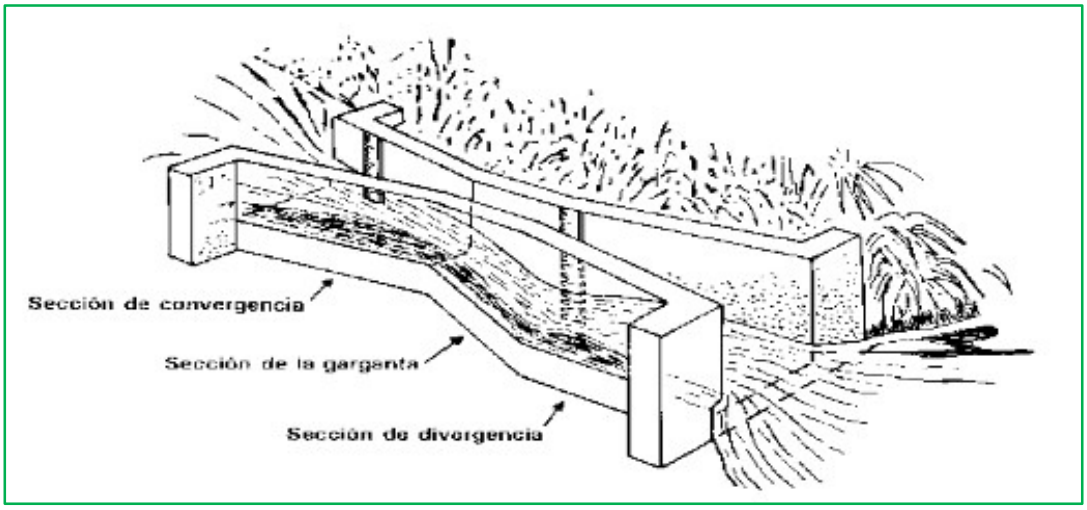

Imagen 4: Secciones básicas de una canaleta Parshall

Trampa de Grasas:

En la actualidad, el uso de las trampas de grasas en el pretratamiento de aguas residuales se ha convertido en un elemento integral, haciendo que su disposición final tenga el menor impacto negativo al medio ambiente, mediante la reducción de la carga orgánica que se le suministra al tratamiento primario, ya que son dispositivos fundamentalmente diseñados

para evitar que las grasas, los aceites y demás sustancias lleguen a los siguientes componentes de tratamiento evitando el taponamiento de las tuberías y el efecto deletéreo que puedan tener ellas sobre la acción bacterial y la sedimentación en la parte baja del siguiente componente de la PTAR.

5.2. Estación de Bombeo, PTAR

El objetivo del bombeo del agua o agua residual es su transporte de un punto a otro, generalmente desde una cota más baja a otra más elevada, a continuación, se describen los conceptos principales relativos al análisis y diseño del sistema de bombeo y se definen algunos de los términos más corrientes utilizados en las bombas y sistemas de bombeo.

Capacidad: La capacidad (caudal) de una bomba es el volumen de líquido bombeado por unidad de tiempo y se expresa, generalmente, en litros por segundo o metros cúbicos por segundo.

Altura: El término altura expresa la distancia vertical existente entre una superficie libre de agua y una cota de referencia. En los sistemas de bombeo, el término altura se refiere tanto a una bomba como a un sistema de bombeo incluyendo una o varias bombas y el conjunto de tuberías. La altura de una bomba es la distancia a la que puede elevar un líquido y se mide en metros de columna del líquido bombeado. La altura necesaria para vencer las pérdidas que se producen en las conducciones de un sistema a un caudal dado es la altura del sistema.

Altura manométrica total: La altura manométrica total, es aquella contra la que trabaja la bomba durante su funcionamiento. Su determinación se realiza teniendo en cuenta las alturas geométricas de aspiración y elevación, las perdidas por rozamiento, la altura de velocidad y las perdidas singulares

Rendimiento y potencia absorbida: La eficiencia de una bomba se mide en fase al caudal que descarga contra una altura dada y con un rendimiento determinado. El caudal de la bomba es función del diseño de proyecto. La información sobre el diseño de la bomba viene suministrada por medio de una serie de curvas características, el rendimiento de la bomba Ep el cociente entre la potencia útil y la absorbida por la bomba, viene dada por:

$$Ep = potencia\ útil/Pi$$

$$Ep = (\Upsilon QHt)/Pi$$

Donde:

Ep = rendimiento de la bomba, adimensional

Pi = potencia absorbida, kW, kN*m/s

ϒ = peso específico del agua, kN/m3

Q = caudal, m3/s

Ht = altura manométrica total, m.

Las Estaciones de Bombeo (EB) son uno de los puntos más vulnerables de la instalación hidráulica. Su falla manifestada como salida de servicio puede causar un daño muy grande no solo a la instalación en sí misma, sino a los propios beneficiarios.

Una EB que deja de funcionar por una falla puede anegar con líquidos residuales toda un área cercana a la estación, con riesgo cierto de contaminación.

En síntesis, la falta de confiabilidad en el funcionamiento de una EB desbarata todos los beneficios que el proyecto de la instalación sanitaria o hidráulica pretendía traer a esa población. Consecuentemente, la primera consideración a tener en cuenta en el diseño de una EB es - precisamente - su confiabilidad de funcionamiento.

Las bombas normalmente empleadas en el campo de las aguas residuales (centrifugas, de tornillo y de desplazamiento positivo), así como algunas bombas especiales de aplicación en ciertos casos.

Es importante aquí distinguir que servicio habrá de cumplir la EB. Si el servicio es continuo, como por ejemplo en la EB para aguas residuales, prevalece el criterio del mejor rendimiento de los equipos de bombeo.

Otro aspecto también importante considerado en el diseño de la EB es la posibilidad de que en el mercado existan los proveedores de los equipos de bombeo por temas de operación y mantenimiento a lo largo del tiempo, la “capacidad de reserva”. Esto es: la cantidad de equipos en reserva que la EB debe poseer, a fin de garantizar que ante la salida intempestiva o programada de un equipo haya otro en condiciones de poder sustituirlo.

Para definir las dimensiones generales, es necesario conocer los siguientes parámetros:

A. La cota del fondo de la estación de bombeo;
B. El número de bombas;
C. El área de la estación de bombeo.

La cota del fondo de la estación de bombeo, debemos conocer los niveles de operación; en particular, el nivel mínimo, que configura la situación más crítica respecto de la seguridad de las bombas respecto de dos condiciones, una asociada a la cavitación, y la otra a la formación de vórtices. Resta, no obstante, definir las condiciones de admisión de la bomba. Las condiciones que se deben tener en cuenta sobre la cavitación y la vorticidad son comunes a todas las estaciones de bombeo.

El número de bombas de las estaciones de bombeo de aguas residuales, se debe considerar la disponibilidad de bombas que pueden ser obtenidas para el proyecto en cuestión. Si existiera la posibilidad de que con una bomba se alcanzase el caudal máximo, se debería contemplar las consecuencias de que ésta fallase. Todo ello conforma las razones por las cuales la cantidad de bombas es, como mínimo, de dos (2).

El área de la estación de bombeo está vinculada a la frecuencia con que las bombas prenden y apagan al hacer frente al ingreso de caudales. El análisis del número diario de encendidos admisible por las bombas es la resultante del balance de volúmenes de agua que se opera dentro de la dársena de bombeo. Las variables involucradas en el análisis están dadas por los caudales ingresantes, los caudales egresantes (caudales bombeados) y el volumen de regulación comprendido por el área de la dársena y el desnivel permitido. La frecuencia de los ciclos de encendido y apagado a la que se encuentre sometido el equipamiento hidromecánico es una variable restrictiva en el diseño de las estaciones de bombeo por cuanto que, de ser muy elevada, es capaz de poner en peligro la vida de los motores. El cálculo del número de encendidos se basa en un esquema relativamente simple. Sea el siguiente gráfico, en el cual se representan, en abscisas, los niveles en el cárcamo y, en ordenadas, el tiempo.

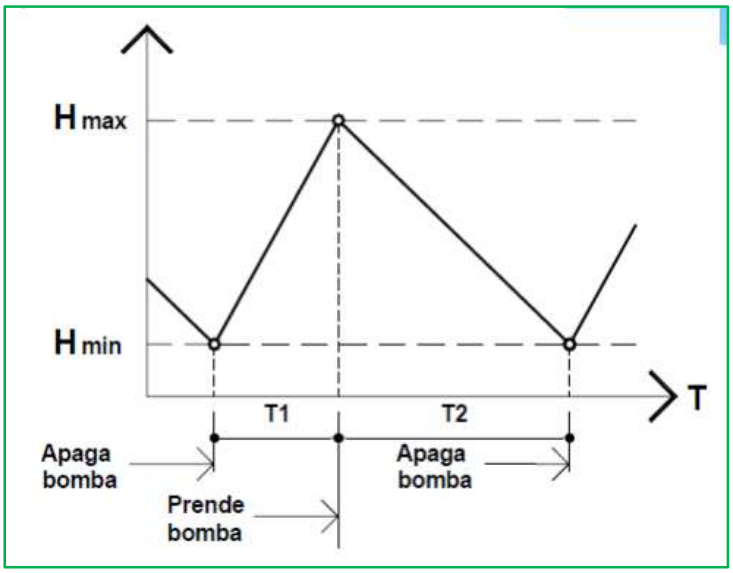

Imagen 5: Abscisas los niveles en el cárcamo y, en ordenadas el tiempo

Durante el período T1 el nivel asciende porque el gasto ingresante al cárcamo, es superior al de bombeo. Dicho de otro modo, la cantidad de máquinas encendidas es insuficiente para evacuar los volúmenes de agua provenientes de los desagües en la misma proporción con que estos son aportados. Como consecuencia de ello, el nivel en las dársenas aumenta. Por su parte, T2 indica el período durante el cual la capacidad de la estación de bombeo supera al caudal. Cada T = T1 + T2 se produce el encendido o el apagado de una bomba.

El tiempo necesario para colmar el volumen disponible para la regulación en la estación de bombeo está dado entonces por la siguiente expresión:

$$Vdisponible = (\mathrm{Q}entrante - \mathrm{Q}saliente)x\ T1$$

$$T1 = \mathrm{V}disponible/(\mathrm{Q}entrante - \mathrm{Q}saliente)$$

$$T2 = \mathrm{V}disponible/(\mathrm{Q}saliente - \mathrm{Q}entrante)$$

$$Numero\ de\ Arranques = \frac{\mathrm{Tdia}}{\mathrm{T1} + \mathrm{T2}} \mathrm{x}\ \frac{1}{\mathrm{Nbombas}}$$

Entonces, hemos podido deducir que el tamaño de los cárcamos puede afectar la selección de los tamaños y el número de las bombas, y viceversa, si se respeta el mínimo ciclo operativo deseable, (o el número máximo de arranques, puesto que se trata de una expresión equivalente).

5.3. Tratamiento Primario, PTAR

Los procesos anaeróbicos empleando reactores UASB presentan varias ventajas respecto a los procesos aeróbicos convencionales. En general, un reactor UASB presenta las siguientes características:

- Sistema compacto, con bajos requerimientos de espacio
- Bajos costes de construcción y operación
- Baja producción de lodos
- Bajo consumo energético (solamente para el bombeo del influente, si es necesario)
- Buenas eficacias de eliminación de materia orgánica, entre el 65 y 75%
- El lodo en exceso presenta una concentración elevada y buenas características de deshidratación

La digestión anaerobia es un proceso microbiológico complejo que se realiza en ausencia de oxígeno, donde la materia orgánica se transforma a biomasa y compuestos orgánicos, la mayoría de ellos volátiles. Aunque es un proceso natural, sólo en los últimos veinticinco años ha llegado a ser una tecnología competitiva en comparación con otras alternativas. Esto ha sido posible gracias a la implementación de sistemas que separan el tiempo de retención hidráulico (TRH), del tiempo de retención celular (TRC) los cuales han sido denominados reactores de alta tasa. Durante este proceso también se obtiene un gas combustible (Biogás) y lodos con propiedades adecuadas para ser usados como bio-abonos. (Bermúdez,et. al.,2011)

La puesta en marcha del sistema puede ser lenta (entre 4 y 6 meses), pero solamente en situaciones donde no se lleve a cabo la inoculación con lodo anaerobio. En los últimos años, con el uso de metodologías basadas en una buena puesta en marcha y el establecimiento de rutinas de operación apropiadas, se han alcanzado significativos progresos en la reducción del tiempo de puesta en marcha de los sistemas y en la minimización de los problemas operacionales en esta fase. En situaciones donde se usaron pequeñas cantidades de lodo para la inoculación (menos del 4% del volumen del reactor), el periodo de puesta en marcha se redujo a 2 ó 3 semanas. En algunos casos, la calidad de la biomasa que debe ser desarrollada en el sistema depende de una rutina de operación apropiada y, consecuentemente, de la estabilidad y eficacia del proceso de tratamiento. El diseño de los reactores UASB es muy simple y no necesita la instalación de ningún equipamiento sofisticado ni medio de relleno para la retención de la biomasa.

5.3.1. Criterios de diseño Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA/UASB):

Uno de los aspectos más importantes de los reactores UASB es su capacidad para desarrollar y mantener un lodo con una actividad elevada y con excelentes características de sedimentación. Para lograr esto, se deben tomar varias medidas en relación al diseño y operación del sistema. Los principales criterios de diseño de los reactores que tratan residuos orgánicos se muestran a continuación.

Carga hidráulica volumétrica y tiempo de retención hidráulico

La carga hidráulica volumétrica es el volumen de agua residual que recibe diariamente el reactor, por unidad de volumen.

El tiempo de retención hidráulico es el recíproco de la carga hidráulica volumétrica.

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

Dónde: CHL = carga hidráulica volumétrica (m3 /m3. d)

Q = caudal (m^3 /d)

V = volumen total del reactor (m^3)

$$t = \frac{1}{CHL}$$

Dónde: t = tiempo de retención hidráulico

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

Por lo tanto, conociendo el caudal de la corriente de entrada y asumiendo un cierto tiempo de retención hidráulico de diseño, el volumen se puede calcular del siguiente modo:

$$V = Q * t$$

Velocidad de carga orgánica

La velocidad de carga orgánica se define como la cantidad de materia orgánica aplicada diariamente al reactor, por unidad de volumen:

$$Lv = \frac{Q * So}{V}$$

Dónde:

Lv = velocidad de carga orgánica (kg DQO/m^3 .d)

Q = caudal (m^3 /d)

So = concentración de sustrato en el influente (kg DQO/m^3)

V = volumen total del reactor (m^3)

Así, conociendo el caudal y la concentración de agua residual en el influente, y asumiendo una velocidad de carga orgánica de diseño (Lv), el volumen del reactor puede calcularse del siguiente modo:

$$V = \frac{Q * So}{M}$$

Velocidad ascendente y altura del reactor

La velocidad ascendente del líquido se calcula a partir de la relación entre el flujo del influente y la sección transversal del reactor, según sigue:

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

Dónde:

v= velocidad ascendente (m/hora)

Q = caudal (m^3 /hora)

A = área transversal de la sección del reactor, en este caso el área superficial (m^2) o alternativamente, de la relación entre la altura y el TRH:

$$v = \frac{Q * H}{V} = \frac{H}{t}$$

Dónde:

H = altura del reactor (m)

La velocidad máxima de la corriente ascendente en el reactor depende del tipo de lodo presente y de las cargas aplicadas.

Eficiencia del reactor

La eficiencia de eliminación de DQO y DBO se encuentran sustancialmente afectadas por el tiempo de retención hidráulico del sistema, variando entre el 40 y el 70% la eliminación de COD y entre el 45 y el 90% la eliminación de DBO. Las concentraciones de DQO y DBO en el efluente final pueden ser estimadas mediante la siguiente forma:

$$Ceffl = \frac{Ex * So}{100}$$

Dónde:

Ceffl=Concentración total de DQO o DBO en el efluente (mg/L)

So = Concentración total de DQO o DBO en el influente (mg/L)

Ex= Eficiencia de eliminación de DQO o DBO (%)

Sistema de distribución del Influente

Para obtener un buen funcionamiento en los reactores UASB, es esencial que el sustrato del influente esté bien distribuido en la parte baja del reactor, para asegurar un buen contacto entre la biomasa y el sustrato. Para ello y por tanto para el máximo aprovechamiento de la biomasa presente en los reactores, es esencial que los caminos preferenciales (corto circuito hidráulico) se eviten a través del lecho de lodo en la medida de lo posible. Esto es particularmente importante cuando el proceso se usa en el tratamiento de aguas residuales de baja concentración y/o baja temperatura. En estas situaciones la producción de biogás puede ser muy baja para permitir el mezclado apropiado en la digestión. Otros riesgos potenciales para la aparición de cortocircuitos son:

- ✓ Baja altura del lecho de lodo
- ✓ Pequeño número de distribuidores del influente
- ✓ Aparición de lodos muy concentrados con elevadas velocidades de sedimentación

Compartimientos de distribución

Una distribución uniforme del influente es muy importante en los reactores UASB para asegurar un buen régimen de mezcla y para reducir la aparición de zonas muertas en el lecho de lodo.

Tubos de distribución El agua residual se dirige desde los compartimentos de distribución al fondo del reactor a través de tubos de distribución.

El número de tubos de distribución se determina de acuerdo al área de la sección transversal del reactor y de la influencia del área adoptada por cada distribuidor, según:

$$Nd = \frac{A}{Ad}$$

Dónde:

Nd = Número de tubos de distribución

A= Área de la sección transversal del reactor (m^2)

Ad= Área de influencia de cada distribuidor (m^2)

Separador de tres (3) fases

El separador de gas, sólido y líquido es un dispositivo esencial que necesita ser instalado en la parte superior del reactor. El principal objetivo de este separador es mantener el lodo anaeróbico dentro del reactor, permitiendo al sistema ser operado con un elevado tiempo de retención de sólidos (elevada edad de lodo). Esto es inicialmente logrado separando el gas contenido en la mezcla líquida, permitiendo como consecuencia, el mantenimiento de las condiciones óptimas de sedimentación. Una vez que el gas es efectivamente eliminado, el lodo puede ser separado del líquido en la zona de sedimentación, y luego devuelto a la zona de digestión.

Separación de gases El diseño del dispositivo de separación de gas, sólido y líquido depende de las características del agua residual, 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.

Buscando evitar la flotación del lodo y la consecuente pérdida de biomasa del reactor, las dimensiones del separador deberían ser aquellas que permitieran la formación de una interfase líquido gas dentro del colector que permitiera la fácil eliminación del gas atrapado en el lodo.

Recogida de efluentes

El efluente se recoge del reactor por su parte superior, y es trasladado al siguiente componente que es un filtro percolador con su respectivo sedimentador secundario.

Sistema de recolección y quema de gas

El biogás producido en el reactor es recogido y trasladado al quemador de gases. El sistema de eliminación de biogás de la interfase líquido-gas dentro del reactor consiste en:

- Tubería de recolección
- Compartimento sellado hidráulicamente y purga de biogás
- Depósito de biogás Cuando el biogás no es usado, el depósito de gas se reemplaza por una válvula de seguridad y un quemador, preferentemente localizado a una distancia segura del reactor.

Toma de muestra de lodos y sistema de descarga

Se han colocado un grupo de válvulas y tuberías que permita tanto la toma de muestras como la descarga de sólidos presentes en el reactor. El sistema de toma de muestras normalmente consiste en una serie de válvulas instaladas a lo largo de la altura de la zona de digestión, lo que permite monitorizar el crecimiento y la calidad de la biomasa en el reactor. Una de las rutinas operacionales más importante en el sistema de tratamiento es la evaluación de la cantidad y actividad de la biomasa presente en el reactor, según dos básicos mecanismos:

- Determinación del perfil de sólidos y masa de los microorganismos presentes en el sistema
- Evaluación de la actividad específica metanogénica de la biomasa La descarga del sistema de lodos está destinado para la eliminación periódica del exceso de lodos producidos en el reactor, permitiendo también la eliminación de materia inerte que se pueda acumular en el fondo del reactor.

5.4. Tratamiento Secundario, PTAR

El tratamiento secundario consiste en dos filtros percoladores, con su respectivo sedimentador secundario y finalizando con una cámara de desinfección, donde se utilizará hipoclorito.

El filtro percolador presenta un sistema de tratamiento biológico de aguas residuales conocido como de película fija, en el que la oxidación de la materia orgánica se produce al hacer circular, a través de un soporte sólido, agua residual. La materia orgánica contenida en el agua residual es degradada por una película biológica compuesta por microorganismos, que se desarrolla alrededor de los elementos constitutivos del soporte sólido. La película se forma por adherencia de los microorganismos a un soporte, como se presenta en la imagen 6 y a las partículas orgánicas formando una capa biológica:

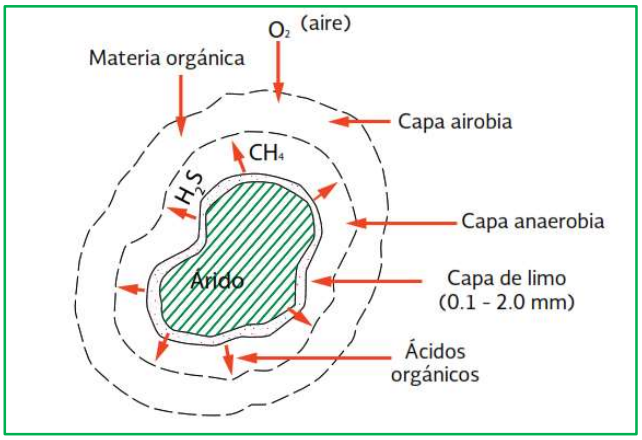

Imagen 6: Forma típica de las bacterias.
(Fuente: Procesos de oxidación bioquímica con biomasa fija, pag. 17)

Al aumentar el espesor de la bacteria, entra en anaerobiosis la parte profunda, al no contar con oxígeno. Se produce conjuntamente una etapa anaerobia con desprendimiento de gases y rotura de la película, perdiendo la capacidad de adherencia al medio poroso, se desprende la película, y es arrastrada por el agua residual a la sedimentación secundaria.

5.4.1. Filtro Percolador

Filtro Percolador: Los filtros deben localizarse aguas abajo del tratamiento primario y aguas arriba de la desinfección. Un filtro percolador (FP) consiste en un tanque que contiene un lecho de material grueso, compuesto en la gran mayoría de los casos de materiales sintéticos ó piedras de diversas formas, de alta relación área/volumen, sobre el cual son aplicadas las aguas residuales por medio de brazos distribuidores fijos o móviles. Alrededor de este lecho se encuentra adherida una población bacterial que descompone las aguas residuales a medida que éstas percolan hacia el fondo del tanque. Después de cierto tiempo, la capa bacterial adquiere un gran espesor y se desprende hidráulicamente del

lecho de piedras para pasar luego a un sedimentador secundario (SS) en donde se efectúa la separación de los lodos formados.

El reactor o filtro consta de un recipiente cilíndrico o rectangular con diámetros variables, hasta de 60 m y con profundidades entre 1.50 y 12 m. ver Imagen 7.

El medio filtrante puede ser piedra triturada o un medio plástico manufacturado especialmente para tal fin. El medio debe ser durable, resistente al resquebrajamiento, insoluble, y no debe aportar sustancias indeseables al agua tratada.

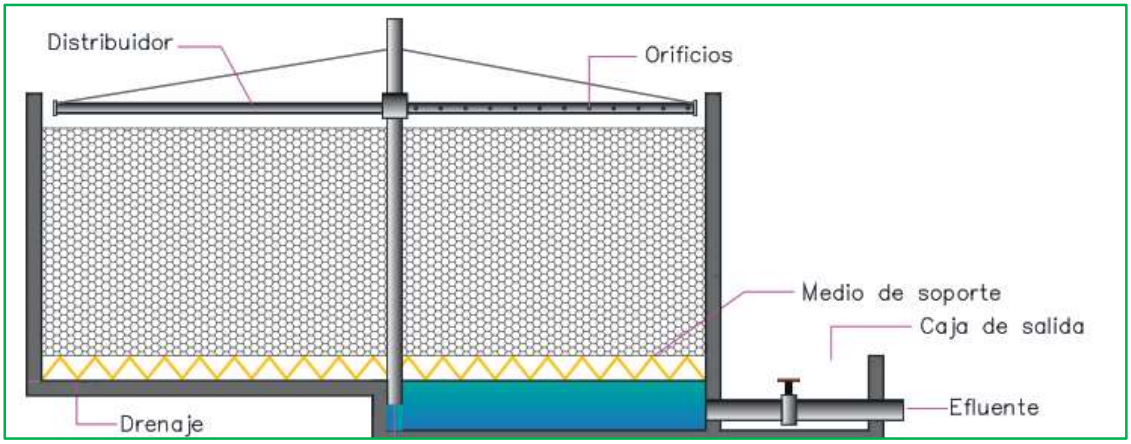

Imagen 7: Forma típica de un filtro percolador.

Material de Relleno: El material de relleno juega un papel fundamental en la tecnología de filtros percoladores ya que es donde se desarrolla la biopelícula y por tanto los microorganismos que intervienen en los procesos de depuración.

El relleno debe permitir un buen contacto entre el agua a tratar y el aire circulante con la biopelícula fijada sobre el mismo y, al mismo tiempo, la evacuación de los lodos que se va desprendiendo del soporte para evitar la colmatación del filtro.

Características físicas y geométricas del medio filtrante: Rocas y medios similares. La escoria de roca o cualquier medio filtrante no debe contener más de un 5% por peso de materia cuya dimensión mayor sea tres veces su dimensión menor. No contendrá material delgado alargado y achatado, polvo, barro, arena o material fino. Deben estar conforme a los tamaños y granulometría presentados en el Cuadro 7 cuando se clasifiquen mecánicamente a través de tamices vibratorios con aberturas cuadradas.

Tamiz	Porcentaje por peso
Pasando tamiz de 11.4cm (4 ½)	100% por peso
Retenido en tamiz de 7.62 cm (3")	95 – 100% por peso
Pasando por tamiz de 5.08cm (2")	0 - 2% por peso
Pasando por tamiz de 2.54 cm (1")	0 - 1% por peso

Cuadro 7: Granulometrías de los medios de roca o similares

Piedra colocada a mano. Las dimensiones máximas de la piedra serán 12.7 cm (5") y las dimensiones mínimas de piedra, 7.62 cm (3").

Manejo y colocación del medio filtrante: El material entregado en la obra debe almacenarse sobre superficies de madera u otras áreas duras y limpias. Ningún material similar debe ser pasado por tamices nuevamente en el lugar de la obra. Este material se coloca a mano cuidadosamente hasta una profundidad de 30cm (12") sobre los desagües de manera que no causen daños a éstos. El material restante puede ser colocado por medio de correas conductoras o cualquier otro medio aprobado por el interventor. Camiones, tractores o cualquier otro equipo no pueden ser manejados sobre el filtro durante o después de la construcción.

Debe proveerse un espacio libre mínimo de 15 cm entre los brazos distribuidores y el medio filtrante.

Los filtros se clasifican según su carga:

1. Filtros de baja carga Filtros lentos en los cuales el agua hace un solo paso a través del filtro, con cargas volumétricas bajas, permitiendo además una nitrificación relativamente completa. Este tipo de filtro es seguro y simple de operar. Producen una composición del efluente bastante estable, pero crean problemas de olores y moscas.
2. Filtros de alta carga Emplean la recirculación para crear una carga hidráulica más homogénea, diluyendo por otra parte la DBO5 influente. El porcentaje de recirculación puede llegar a 400%. Este sistema de filtración tiene una eficiencia tan buena como la de los filtros de baja carga, y evita en gran medida el problema de moscas y de olores.

Tasa de carga orgánica volumétrica: Los filtros percoladores operan con cargas volumétricas entre 0.1 y 8.0 kg DBO5/m^3/día. En el Cuadro 8 se presentan los valores que se deben usar para cada tipo de filtro.

	Tasa baja	Tasa intermedia	Tasa alta	Super alta tasa	Rugoso	Dos etapas
Medio filtrante	Roca, escoria	Roca, escoria	Roca	Plástico	Plástico, madera roja	Roca, plástico
Carga hidráulica, $m^3/(m^2 \cdot d)$	0.9 - 3.7	3.7 - 9.4	9.4 - 37.4	14.0 - 84.2	46.8 - 187.1 (no incluye recirculación)	9.4 - 37.4 (no incluye recirculación)
Carga orgánica, $kgDBO_5/(m^3 \cdot d)$	0.1 - 0.4	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	0.5 - 1.6	1.6 - 8.0	1.0 - 1.9
Profundidad, m	1.8 - 2.4	1.8 - 2.4	0.9 - 1.8	3.0 - 12.2	4.6 - 12.2	1.8 - 2.4
Tasa de recirculación	0	0 – 1	1 - 2	1 - 2	1 - 4	0.5 -2
Eficiencia de remoción de DBO_5, %	80 - 90	50 – 70	65 - 85	65 - 80	40 - 65	85 - 95
Efluente	Bien nitrificado	Parcialmente nitrificado	Poca nitrificación	Poca nitrificación	No nitrificación	Bien nitrificado
Desprendimiento	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continuo	Continuo	Continuo

Cuadro 8: Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores

Alimentación y Geometría: La alimentación al filtro puede realizarse por un sistema fijo, a través de tuberías perforadas, o canalones con vertederos, o por un sistema móvil.

En el presente diseño la alimentación al filtro estará constituido por una columna central giratoria de la que salen unos brazos con orificios. Los sistemas móviles se utilizan en reactores cilíndricos, donde el giro puede lograrse por carga hidráulica sin necesidad de motores.

El sistema de distribución se mantendrá a una distancia al lecho filtrante en el rango de 15-50 cm, para permitir que el agua se distribuya uniformemente. En función del presente diseño la distribución en relación a la altura desde el relleno será de 0.35 m.

Los dos objetivos fundamentales de mantener una intensidad acorde al tipo de relleno se centran en mantener húmeda toda la superficie del mismo y en conseguir la carga hidráulica suficiente para poder arrastrar la biopelícula sobrante que se va generando.

Recirculación: Para mantener los parámetros de diseño de carga orgánica e hidráulica, es necesario una recirculación del efluente. Se utilizará el agua clarificada en el sedimentador secundario, se recircula para conseguir un determinado grosor de la biopelícula, o para modificar temperaturas entre medio y agua, lo que repercute directamente en la eficiencia de la ventilación del sistema. En función del objetivo al que se quiera llegar con esta recirculación y tipo de filtro, ésta puede ser de 0.5 a 4 veces el caudal medio de entrada al filtro.

La recirculación se ha propuesto en el presente diseño, como una vez el caudal medio de entrada al filtro, con el propósito de mantener el relleno mojado, en caso de no alcanzar suficiente caudal, como por ejemplo en horario nocturno. La recirculación se realizará desde la salida del sedimentador secundario hasta la entrada del filtro, se ha colocado un cárcamo

de bombeo, entre el sedimentador y la cámara de desinfección, se presenta la Imagen 8 recirculación de agua clarificada al ingreso del filtro percolador.

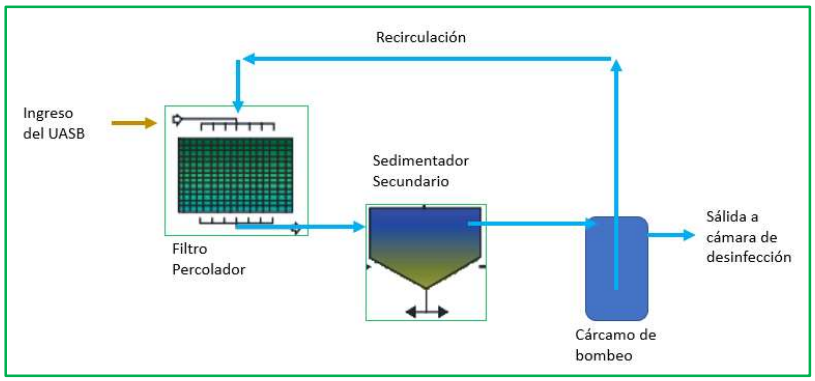

Imagen 8: Recirculación de agua clarificada al ingreso del Filtro Percolador

La recirculación mejora el funcionamiento de los brazos distribuidores y reduce la tendencia al taponamiento, ayuda al control de moscas. Lo más importante es que la recirculación incrementa la eficiencia de la humidificación de la biomasa (la perdida de humedad de la biomasa afecta sensiblemente al proceso biológico de tratamiento de las aguas residuales). También, se controlaron los olores, probablemente debido a la reducción en la acumulación de lodos. El flujo intermitente (periodicidad de dosificación) y de lavado ha mejorado la operación del distribuidor lento sin importar si la carga es alta o baja.

Bombas de recirculación: La recirculación de cada bomba no debe ser menor que la mitad del caudal usado para el diseño de la planta. Deben proveerse dos bombas de recirculación en cada pozo las cuales operarán alternadamente. En total deben ser cuatro bombas. Debe proveerse a las bombas de recirculación con vertederos ajustables mecánicos, u otro mecanismo similar, para poder variar el factor de recirculación cuando sea necesario. La cámara de succión de las bombas de recirculación debe construirse de manera que el piso tenga forma de tolva, con inclinación de 45° hacia la succión de las bombas, para evitar puntos muertos en las orillas y esquinas. Relación de recirculación Los rangos de recirculación son de 0.5 a 4.0. lo cual en la puesta en marcha y operación de la planta se va ajustando.

Ventilación Es de gran importancia, para mantener el filtro en condiciones aerobias. Para que la ventilación se produzca, proporcionando el oxígeno suficiente para producir la metabolización de la materia orgánica, es necesario dejar un falso fondo con ventanas de ventilación en la parte inferior del reactor. La superficie total de estas ventanas será de al menos un 10% de la superficie transversal del filtro. Para que exista ventilación natural debe haber una diferencia de temperatura entre el agua y el aire de al menos 2-3ºC. Este requisito a veces se ve compensado por la acción del viento en la superficie del filtro y por el efecto

Venturi, que crea el agua al pasar por los huecos del material de relleno, por lo que normalmente no hay problemas de ventilación.

Filtros percoladores propuestos: Para conseguir los rendimientos exigidos en la normativa vigente, y teniendo en cuenta la disponibilidad de materiales en la zona donde se ejecutará el proyecto, se recomienda utilizar filtros percoladores de tasa intermedia y relleno de piedra. La línea de agua se compone de: pretratamiento (rejas, desarenado y trampa de grasas), tratamiento primario (Reactor anaerobio de flujo ascendente con su respectivo lecho de lodos), tratamiento secundario compuesto por filtro percolador y sedimentador secundario con recirculación y desinfección al final del tratamiento.

5.4.2. Sedimentador Secundario

La función de los tanques de sedimentación que reciben el agua tratada de los filtros percoladores, es la producción de un efluente clarificado; en la Imagen 9 se muestra una esquematización de un sedimentador secundario, es importante recalcar, que se ha diseñado un cárcamo de bombeo, ubicado entre el sedimentador secundario y la cámara de desinfección, con el propósito de recircular agua clarificada hasta el filtro percolador, que nos permita evitar turbulencia en el sedimentador al momento de operar las bombas de recirculación.

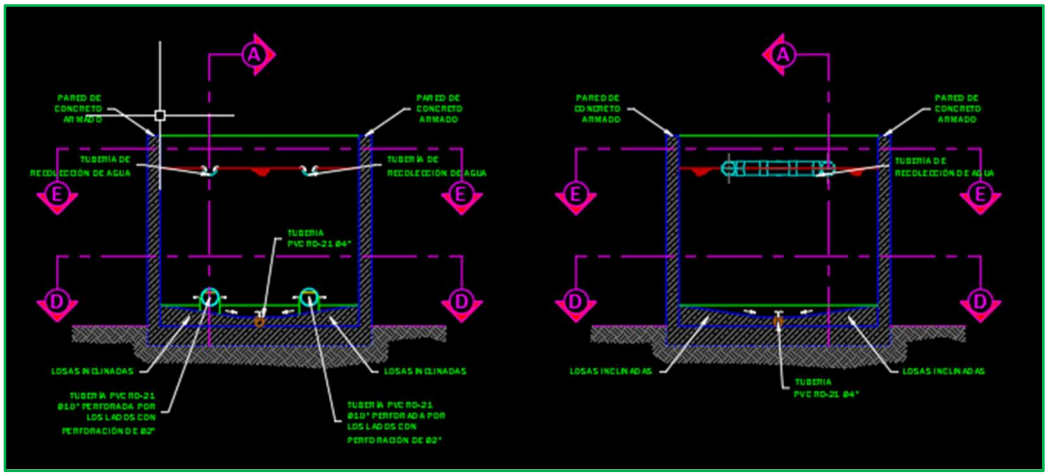

Imagen 9: Sedimentador secundario

El efluente más difícil de sedimentar es el que proviene de los filtros percoladores, ya que el agua contiene principalmente sólidos sin metabolizar y células biológicas jóvenes. Todo el fango extraído en los tanques de sedimentación, se conduce por gravedad a la estación de bombeo, ver Imagen 10, donde se esquematiza la salida de los lodos del sedimentador secundario 1, hacia estación de bombeo.

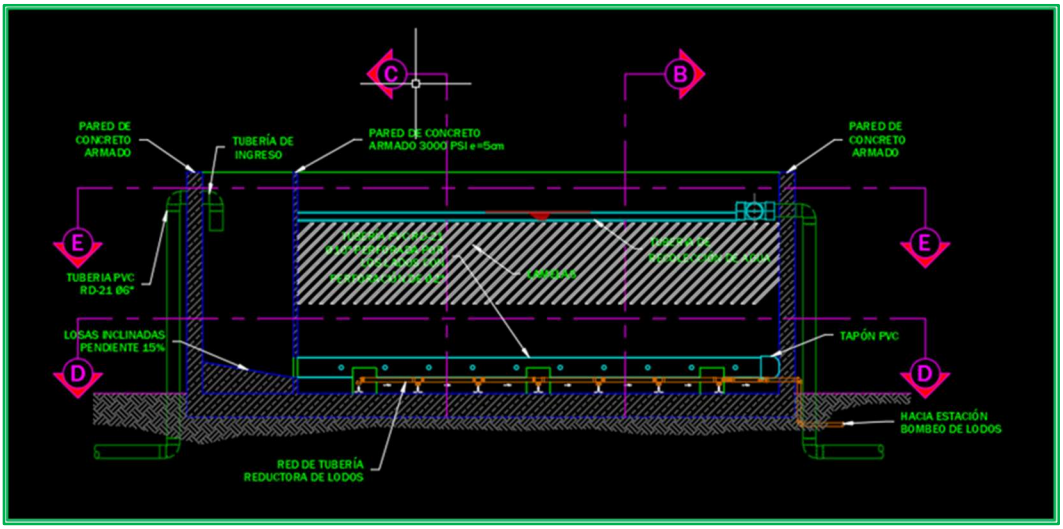

Imagen 10: Salida de lodos sedimentador secundario 1, hacia estación de bombeo.

El diseño de estos tanques es similar al de los tanques de sedimentación primaria, con la excepción de que la carga de superficie se basa en el caudal de la planta más el caudal de recirculación y menos el flujo de solidos hacia el fondo del tanque (a menudo considerado despreciable). En el Cuadro 9 se indican valores recomendados de la carga de superficie de los tanques de sedimentación de filtros percoladores.

Tipo de tratamiento	Carga de superficie, m^3/m^2		Carga de sólidos, $kg/m^2 \cdot h$		Profundidad, m
	Media	Punta	Media	Punta	
Sedimentación a continuación del proceso de fangos activados (excepto en la aireación prolongada)	0,678-1,356	1,695-2,035	3,90-5,85	9,76	3,6-6,0
Sedimentación a continuación del proceso de fangos activados con oxígeno	0,678-1,356	1,695-2,035	4,88-6,83	9,76	3,6-6,0
Sedimentación a continuación del proceso de aireación prolongada	0,339-0,678	24,42-1,356	0,97-4,88	6,83	3,6-6,0
Sedimentación a continuación de filtros percoladores	0,678-1,017	1,695-2,035	2,93-4,88	7,81	3,0-4,5
Sedimentación a continuación de biodiscos:					
Efluente secundario	0,678-1,356	1,695-2,035	3,90-5,85	9,76	3,0-4,5
Efluente nitrificado	0,678-1,017	1,356-1,695	2,93-4,88	7,81	3,0-4,5

Cuadro 9: Información Típica de Diseño para Decantadores Secundarios (Metcalf & Eddy, 1995)

5.4.3. Camara de Desinfección

El cloro es el elemento de mayor uso como desinfectante en las plantas de tratamiento de aguas residuales, la clave de su éxito es la accesibilidad, a continuación, algunas de sus ventajas dentro de las cuales se encuentran: i.) Su capacidad bactericida es muy alta; ii.) Es adecuado el método de transporte, almacenamiento, manejo y aplicación; iii.) Está disponible como gas, líquido y solido; iv.) Su solubilidad en el agua es alta; del orden de 7,000 mg/L a 20 °C a 1 atmosfera; v.) Tiene un costo razonable; y vi.) Poderoso agente oxidante.

Tras una búsqueda rápida en la red puede averiguar que una solución de cloro puede matar una población entera de E. coli en poco más de un minuto, lo que es posible en agua cristalina. Sin embargo, en agua residual, la desinfección es más complicada y el cloro necesita más tiempo para reaccionar. Algunos factores que influyen en ello son:

1. El agua residual doméstica contiene materia orgánica en buena cantidad que también es susceptible de oxidarse. El cloro no discrimina entre bacterias y materia orgánica corriente, así que reaccionará y se consumirá con ambos: si la materia orgánica abunda, el cloro se desperdiciará reaccionando con ella y una cantidad significativa de bacterias sobrevivirá para hacer sentir su presencia en el resultado de coliformes fecales.
2. Los sólidos suspendidos representan una barrera física: si los microorganismos están resguardados en el interior de las partículas suspendidas, el cloro tardará en penetrar a través de las ellas para poder matar a los patógenos, y eso si es que persiste en el agua por el tiempo suficiente.
3. La radiación ultravioleta de la luz solar cataliza la conversión de las formas activas de cloro en ion cloruro, por lo que una parte del cloro se consume sin reaccionar.
4. Una parte del cloro añadido al agua termina por difundirse a la atmósfera como cloro gaseoso por lo que se pierde sin reaccionar.

Entonces, si hay cloro en el agua residual tratada al momento del muestreo de la descarga, ¿se garantiza la ausencia de patógenos en el análisis microbiológico? de acuerdo a los puntos anteriores, la respuesta que debe esperar es no. Para asegurar un agua desinfectada hace falta tomar en cuenta factores como el tiempo de exposición, condiciones del agua, etc.

En la descarga a un cuerpo receptor, el agua descargada se mezclará con más agua, y ya sea por la dilución o por reacción con otras sustancias la concentración de cloro decae y las bacterias viables pueden sobrevivir y proliferar: en el muestreo del agua se simula esta situación neutralizando el cloro de la muestra con una pastilla de tiosulfato en la bolsa estéril.
“No espere la misma rapidez y eficacia de desinfección en agua cristalina que en agua residual”

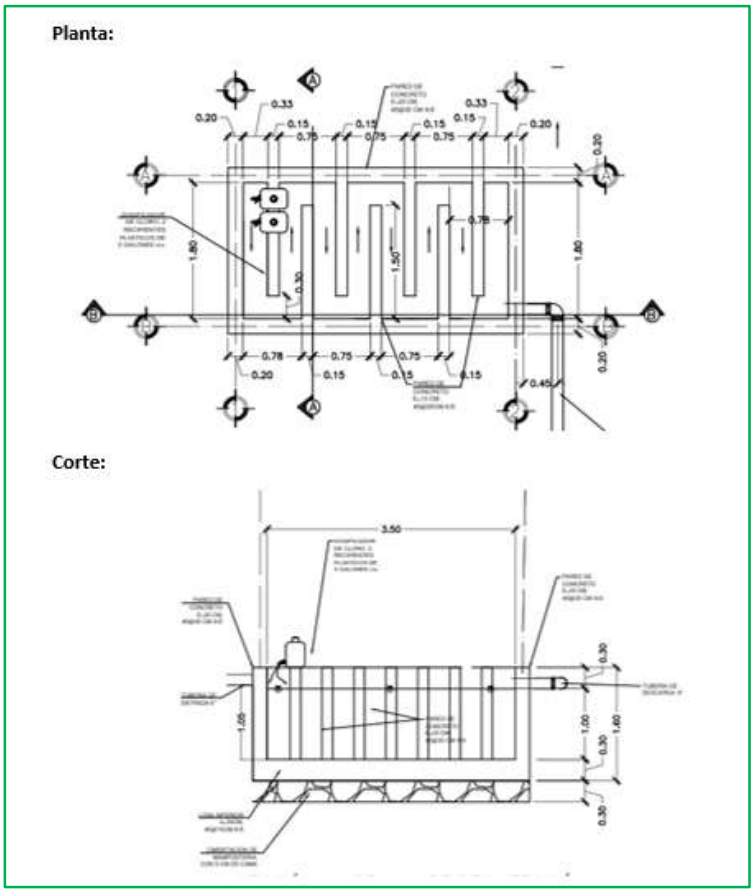

Imagen 11: Planta/Corte Camara de Desinfección.

5.4.4. Lecho de secado de Lodos

El lecho de secado de lodos es en general el último componente de una planta de tratamiento de aguas servidas. En el lecho de secado al aire se deposita el lodo proveniente de los reactores anaerobios de flujo ascendente, el proceso es natural, el agua contenida en los lodos filtra, por efecto de la gravedad, a través de un lecho filtrante de arena y grava, y es recogida en la parte baja, para ser luego conducido el lixiviado al inicio de la PTAR. La otra parte del agua contenida en los lodos se evapora.

Los lechos de secado de lodos provenientes de plantas de tratamiento de aguas servidas se utilizan generalmente en las ciudades de hasta 20,000 habitantes. Para localidades mayores deben utilizarse dispositivos más eficientes, ya que los lechos de secado tendrían dimensiones que los hacen poco convenientes a causa de las grandes áreas requeridas.

Una vez seco, el lodo se retira y se evacúa a vertederos controlados o se utiliza como acondicionador de suelos, se presenta la Imagen 12 donde se presenta un corte de una celda del lecho de secado de lodos.

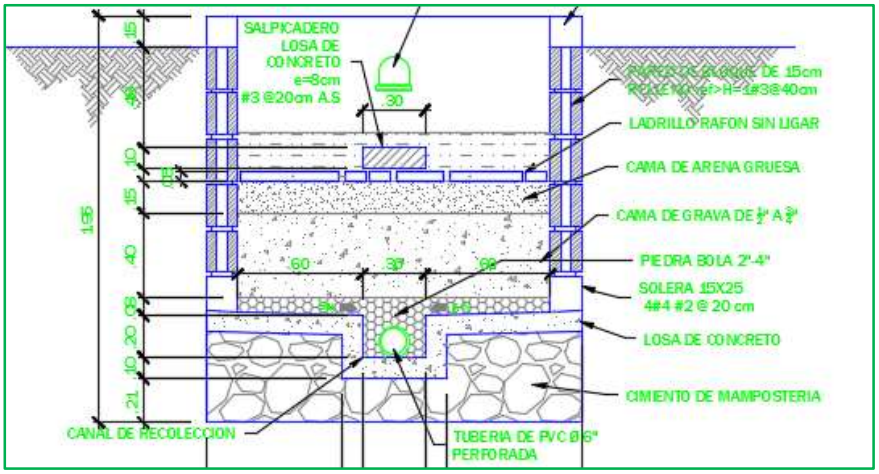

Imagen 12: Lecho de Secado de Lodos.

6. Cálculos Hidráulicos, componentes PTAR

6.1. Tratamiento Preliminar, PTAR

Rejilla de limpieza manual:

La rejilla a usar será de barras de sección rectangular de 6.00mm x 20.00mm, con espaciamiento libre (abertura) de 2 cm; la eficiencia es igual a 0.75 de acuerdo a la tabla siguiente:

Tabla 06: Eficiencia en función de barras

Espesor de barras	Eficiencia valores de E			
	a= 1/4" (20mm)	a= 1" (25mm)	a= 1 1/4" (30mm)	a= 1 1/2" (40mm)
1/4" (6 mm)	0.750	0.800	0.834	0.857
5/16" (8 mm)	0.706	0.768	0.803	0.826
3/8" (10 mm)	0.677	0.728	0.770	0.800
7/16" (11 mm)	0.632	0.696	0.741	0.774
1/2" (13 mm)	0.600	0.667	0.715	0.755

Fuente: Adaprado de Azevedo Netto & Hess. (1973)

Suponiendo que para el caudal máximo la velocidad a través de la rejilla es igual a 0.6 m/s, se estima el área útil necesaria para el escurrimiento de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Au = \frac{0.007\ m^3/s}{0.6\ m/s} = 0.01088\ m^2$$

El área total incluidas las barras es:

$$S = \frac{0.01088}{0.750} = 0.01\ m^2$$

La longitud del canal de llegada se obtiene al suponer un movimiento uniforme en un tiempo t = 4 seg (Parámetro 3-5 seg)

L =	0.007	*	4	=	1.80	m
		0.01				
Tomamos	L =	1.80	m			

El Ancho del canal será:

b= S/H	b =	0.01	
		0.086	
	b =	0.17	m
	b =	0.20	m

La estimación de las velocidades para los diferentes caudales se efectúa en la siguiente tabla:

Q m^3/seg	H m	H-Z m	S=b(H-Z) m^2	Au = S*E m2	V = Q/S m/s	**V = Q/S m/s (+/- 20%)**
0.00652787	0.119	0.086	0.017	0.013	0.50	**-18.87**
0.00634453	0.117	0.084	0.017	0.013	0.50	**16.13**
0.00317227	0.075	0.042	0.008	0.006	0.50	**15.88**

Los valores obtenidos son adecuados, pues las velocidades reales no deben tener diferencias mayores de +/- 20%, con respecto a los valores teóricos adoptados, o sea V =0.6 m/s. Perdidas de carga a través de la rejilla:

a	Para la rejilla operando limpia la velocidad adoptada es V =						0.6	m/s y la velocidad a traves de las			
	rejillas sera v = V*E		es decir :	0.45	m/s						
				hf **=**	0.001	m					

	en ese caso	V_E =	0.008	m							
p	Considerando la rejilla 20% ancha, la velocidad de paso sobre ella será $V_E = 5*V$							es decir V =	1.50	m/s	

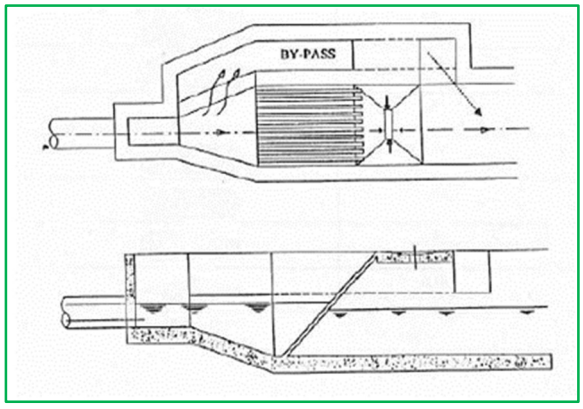

Imagen 5: Planta-Perfil de Ubicación de Rejillas.

Tubería de Demasías y By-Pass:

Tubería de demasías:

La tubería de demasías entrará en funcionamiento cuando el caudal de ingreso al canal de entrada del desarenador sea mayor al Caudal máximo diario (Q_{md}=0.00653 m^3/s.)

Datos:

Tirante (y) :	0.13	m
Diámetro (d) :	0.15	m
Rugosidad (n) :	0.009	
Pendiente (S) :	0.005	m/m

Cuando el caudal que ingresa por la tubería de 6”, su tirante sea igual o mayor a 13 centímetros, en ese momento la tubería de demasías entrara en funcionamiento.

A continuación, se presentan los cálculos hidráulicos con un tirante de 13 centímetros:

Resultados:

Caudal (Q) :	0.0162	m3/s
Area hidráulica (A) :	0.0163	m2
Radio hidráulico (R) :	0.0453	m
Número de Froude (F) :	0.7982	

Velocidad (v) :	0.9985	m/s
Perímetro mojado (p) :	0.3591	m
Espejo de agua (T) :	0.1020	m
Energía específica (E) :	0.1808	m-Kg/Kg

By-Pass:

El bay-pass tiene la finalidad de iniciar operaciones cuando las rejas se encuentran obstruidas por falta de mantenimiento, para lo cual se determina su colocación en función del caudal medio diario (Q_m=0.00634 m^3/s.)

Datos:

Tirante (y) :	0.10	m
Diámetro (d) :	0.15	m
Rugosidad (n) :	0.009	
Pendiente (S) :	0.005	m/m

A continuación, se presentan los cálculos hidráulicos con un tirante de 10 centímetros:

Resultados:

Caudal (Q) :	0.0122	m3/s	Velocidad (v) :	0.9743	m/s
Area hidráulica (A) :	0.0125	m2	Perímetro mojado (p) :	0.2866	m
Radio hidráulico (R) :	0.0437	m	Espejo de agua (T) :	0.1414	m
Número de Froude (F) :	1.0457		Energía específica (E) :	0.1484	m-Kg/Kg

Comprobación con caudal máximo diario (Q_{md}=0.00653 m^3/s.) con las rejillas sin obstáculos:

Datos:

Datos:

Caudal (Q):	0.00653	m3/s
Diámetro (d):	0.15	m

A continuación, se presentan los cálculos hidráulicos con un tirante de 7 centímetros:

Resultados:

Resultados:

Tirante crítico (y):	0.0739	m	Perímetro mojado (p):	0.2334	m
Area hidráulica (A):	0.0087	m2	Radio hidráulico (R):	0.0371	m
Espejo de agua (T):	0.1500	m	Velocidad (v):	0.7531	m/s
Número de Froude (F):	1.0000		Energía específica (E):	0.1028	m-Kg/Kg

Desarenador:

El desarenador tendrá dos canales iguales y paralelos. El dimensionamiento se establecerá para un canal. El nivel del canal se determina por medio del resalto Z.

La altura máxima de la lámina de agua en el desarenador es dada por:

		H =	0.119	-	0.033	=	0.086 m
El ancho del Desarenador se estima suponiendo V =					0.350	m/s	y mediante la expresion
		b=	Qmax/H X V				
		b =	0.00653	/	0.086	*	0.35
		b =	0.22	m	adoptamos b =		0.250 m

Verificación de las velocidades para distintos caudales

Q m^3/seg	H m	H-Z m	S=b(H-Z) m^2	V=Q/S m/s	Comprobación
0.006528	0.119	0.086	0.022	0.303	-13.47
0.006345	0.117	0.084	0.021	0.302	13.73
0.003172	0.075	0.042	0.010	0.303	-13.47

La longitud del desarenador está dada por: L = 25*H = 25 * (Hmax - Z)

	L =	25	*	0.086	=	2.16	m	Se aproxima una lon	1.90	m
	L =	25	*	0.075	=	1.87				
Area del Desarenador: ***A = b * L***										
	A =	0.25	*	1.90	=	0.48	m^2			

Tasa de Escurrimiento superficial para Q_{med}	6.34	l/s

TES =	***Q_{med} / A***					
TES =	548.17	/	0.48	=	1154.04	$m^3/m^2.d$

Cantidad de Material Retenido q = Q med *75 / 1000

q =	6.34	86,400 / 1,000	*	75 / 1000	=	41.11	l/dia

Suponiendo una limpieza cada 3 días

la profundidad util del deposito inferior de arena sera:	***p = q * t / A***

p =	41.11257 / 1000	*	3 / 0.48	=	0.26	m		0.26	
					Se aproxima una profundidad de			0.30	m

DATOS FINALES DESARENADOR

Largo del canal del Desarenador	1.90	m
Ancho del Canal del Desarenador	0.25	m
Profundidad h=	0.30	m

Canal Parshall:

Considerando el Caudal Máximo (Q_{max}=6.53 L/s). Se verifica en la tabla siguiente, que el menor medidor aplicable es el de W=7.6 cm.

W		Capacidade (l/s)	
Polegadas/pés	Centímetros	Mínima	Máxima
3	7,6	0,85	53,80
6	15,2	1,52	110,40
9	22,9	2,55	251,90
1	30,5	3,11	455,60
1 ½	45,7	4,25	696,20
2	61,0	11,89	936,70
3	91,5	17,26	1426,30
4	122,0	36,79	1921,50
5	152,5	62,8	2422,00
6	183,0	74,40	2929,00
7	213,5	115,40	3440,00
8	244,0	130,70	3950,00
10	305,0	200,00	5660,00

La Profundidad de la lámina de agua: deberá estimarse para los tres caudales. La ecuación general para el medidor Parshall está dada por:

H= [Q/K]^(1/n)

Los valores de n y K los cuales se obtienen de la tabla 3 cuya fuente es adaptado de Azevedo Netto (1998) son los siguiente:

n = 1.547 K = 0.176

W		*n*	*k*	
Polegadas/pés	metros		Unid.métricas	Unid. americanas
3	0,076	1,547	0,176	0,0992
6	0,152	1,580	0,381	2,06
9	0,229	1,530	0,535	3,07
1	0,305	1,522	0,690	4,00
1 ½	0,457	1,538	1,054	6,00
2	0,610	1,550	1,426	8,00
3	0,925	1,556	2,182	12,00
4	1,220	1,578	2,935	16,00
5	1,525	1,587	3,728	20,00
6	1,830	1,595	4,515	24,00
7	2,135	1,601	5,306	28,00
8	2,440	1,606	6,101	32,00

Fuente: Valores de n y k, adaptado de Azevedo Netto (1998)

Q max:				1 / 1.547					
	H_{max} =	0.00652787 / 0.176	m3/seg		=	0.119	m	0.119	m
Q med:				1 / 1.547					
	H_{med} =	0.00634453 / 0.176	m3/seg		=	0.117	m	0.117	m
Q min:				1 / 1.547					
	H_{min} =	0.00317227 / 0.176	m3/seg		=	0.075	m	0.075	m

Cálculo de Z:

$$Z = \frac{(Qmax \times Hmin - Qmin \times Hmax)}{Qmax - Qmin} = Z = 0.033 \text{ m}$$

Dimensiones del Canal Parshall: W= 7.6 cm.

A =	46.6	cm	E =	45.7	cm	2A/3 =	31.07	cm
B =	46.6	cm	F =	15.2	cm			
C =	17.8	cm	G =	30.5	cm			
D =	25.9	cm	K =	2.5	cm			
			N =	5.7	cm			

A continuación, se presentan imágenes del canal Parshall:

Figura 01 – Medidor ou Calha Parshall

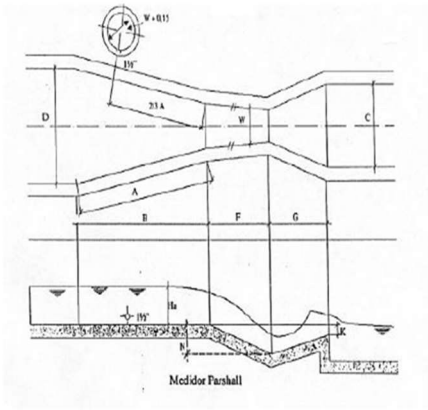

Tabla 6.13 Dimensiones estándar de medidores Parshall, en centímetros.

W (Pulg)	W (cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	38,1	7,6	20,3	1,9	2,9
3"	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	45,7	15,2	30,5	2,5	5,7
6"	15,2	62,1	61,0	30,5	40,3	53,3	30,5	45,7	3,8	11,4
9"	22,9	88,0	86,4	45,7	57,5	61,0	45,7	61,0	6,9	17,1
1´	30,5	137,1	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
1½´	45,7	144,8	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
2´	61,0	152,3	149,3	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
3´	91,5	167,7	164,2	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
4´	122,0	182,8	179,2	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
5´	152,5	198,0	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
6´	183,0	213,3	209,1	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
7´	213,5	228,6	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
8´	244,0	244,0	239,0	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
10´	305,0	274,5	260,8	366,0	475,9	122,0	91,5	122,0	14,2	34,3

Fuente: adaptado de Azevedo Netto *et al.* (1998).

Trampa de Grasas:

Partiendo de que para el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales es necesario y fundamental evaluar las aguas residuales que pueden llegar a generar la población en la que se vaya a realizar dicho sistema; en ese orden de ideas el volumen determinado de dichas aguas residuales en un determinado tiempo se denomina como el caudal de diseño (QD), este está compuesto por un porcentaje del consumo de agua potable de retorno, infiltración de aguas y conexiones erradas, a continuación se presentan en el Cuadro 7, los datos de los caudales establecidos para el diseño de la Planta de Tratamiento de aguas Residuales (PTAR).

Descripción	Datos (m3/día)	Unidad	Datos	Unidad	Datos	Unidad
Caudal Medio (Q_{med})	548.17	m3/dia	22.84	m3/h	6.34	l/s
Caudal Max-d	564.01	m3/dia	23.50	m3/h	6.53	l/s
Caudal Max-h	579.85	m3/dia	24.16	m3/h	6.71	l/s
Caudal Mínimo	274.08	m3/dia	11.42	m3/h	3.17	l/s

Cuadro 7: Caudales establecidos para el diseño de la PTAR

Caudal de diseño: Por motivos de eficiencia en el proceso, es recomendable el uso de dos Trampas de Grasas con diseño en Paralelo para evitar paros aguas abajo de las Trampas cuando sea necesario realizar mantenimiento o limpieza. Por tal motivo, el dimensionamiento descrito a continuación se tuvo en cuenta para ambas Trampas de Grasas. Para iniciar el dimensionamiento se usó el Caudal disponible, el cual es:

1	Contribucion diaria de aguas residuales		
	6.3445	l/s	
	0.006345	m3/s	
	Numero de Unidades	2	
	Caudal por Unidad	3.1723	l/s
	Caudal por Unidad	0.0032	m3/s

Cuadro 8: Caudal de diseño trampa de grasas

Tiempo de Retención: Teniendo el Caudal de Diseño se tomó el tiempo de retención de la Norma RAS 2000:

En el Cuadro 9, se presentan los Caudales y los tiempos de retención hidráulica típicos que se deben usar para trampas de grasa según RAS 2000.

Tiempo de retención (minutos)	Caudal de entrada (L/s)
3	2 - 9
4	10 - 19
5	20 o más

Cuadro 9: Tiempo de retención de la norma RAS 2000

Volumen de Trampa de Grasas: Según Cuadro 9, al tener un caudal de 6.34 L/s y el mínimo caudal en la Norma es de 2, se toma el tiempo de retención mínimo ya que es muy próximo al de la norma. Se toma un tiempo de retención de 3 minutos. A continuación, se presentan los cálculos de el Volumen de la Trampa de Grasa utilizando el Caudal de Diseño y el Tiempo de Retención:

Vol=	Qd	X	Tr			
Vol=	3.1723	X	3	=	571.01	litros
Vol=	0.0032	X	3	=	0.57	m3

Área superficial de Trampa de Grasas: El Área superficial de la Trampa de Grasas (A) se calculó a partir de la Velocidad Ascendente (Va) y el Caudal de diseño (Qd): El valor de la Velocidad Ascendente (Va) está dado por la Norma RAS 2000 y es de 0.004m/s

El Área superficial de la Trampa de Grasas (A) se calculó a partir de la Velocidad Ascendente (Va) y el Caudal de diseño (Qd):						
El valor de la Velocidad Ascendente (Va) está dado por la Norma RAS 2000 y es de:						
	Va=	0.004	m/s			
Area=	Qd	/	Va			
Area=	0.79	m2				

Dimensiones de la Trampa de Grasas: Las dimensiones de la Trampa de Grasa son determinadas por la Relación Ancho: Largo que propone la Norma RAS 2000 la cual es: 1:4

A=	L		x	B
B=	4L			
A=	L		x	4L
A=	4		x	(L)^2
	$=> L = \sqrt{\frac{A}{4}} =$			
L=		0.45	m	
B=		1.78	m	
	$H = \frac{V}{A}$			
H=		0.72	m	
Vol=		0.57	m3	

Dimensiones Finales de la Trampa de Grasas: A continuación, se presentan las dimensiones finales de la trampa de grasas:

DIMENSIONES FINALES TRAMPA DE GRASAS				
No de unidades	2		**Usar:**	
Ancho	0.45	m	**0.50**	m
Largo	1.78	m	**1.80**	m
H	0.72	m	**0.70**	m
Volumen cada unidad	0.57	m3	**0.63**	m3
Volumen total	1.14	m3	**1.26**	m3
Volumen total	301.72	galones	**332.892**	galones
Volumen total	1,142.02	Litros	**1260**	Litros

Comprobación						
Va=	0.0035	m/s	≤	Va=	0.004	m/s

6.2. Estación de Bombeo, PTAR

Descripción	Datos (m3/día)	Unidad	Datos	Unidad	Datos	Unidad
Caudal Medio (Q_{med})	548.17	m3/dia	22.84	m3/h	6.34	l/s
Caudal Max-d	564.01	m3/dia	23.50	m3/h	6.53	l/s
Caudal Max-h	579.85	m3/dia	24.16	m3/h	6.71	l/s
Caudal Mínimo	274.08	m3/dia	11.42	m3/h	3.17	l/s

1. Cálculo del caudal de bombeo:

Caudal Máximo	Factor de seguridad 0.5-1	Caudal de Bombeo
Qmax	**R**	**Qb**
(L/s)		(L/s)
6.34	0.80	7.931

2. Cálculo de velocidad en la tubería de impulsión

Rango de velocidades	1.5-3 m/s		
	velocidad maxima recomendada es	2.50	m/s
Entre más velocidad se tenga se requiere mayor potencia y eso implica más gasto de energía.			

Diametro de tuberia de impulsion (mm) =	75	mm	3"
Diametro de tuberia de tren de descarga (mm)	100	mm	4"

Velocidades (m/s)	**Diametro mm**	
	75	100
Velocidad (m/s)	1.80	1.01

3. Cálculo de la potencia de la bomba

CALCULO DE LA POTENCIA DE LA BOMBA		
Altura dinamica total (H)	Caudal de bombeo (Qb)	Potencia (P) Hp
11.77	7.93	2.73
Se recomienda tres (3) bombas de:	**3.00**	**hp**

6.3. Tratamiento Primario, PTAR

Partiendo de que para el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales es necesario y fundamental evaluar las aguas residuales que pueden llegar a generar la población en la que se vaya a realizar dicho sistema; en ese orden de ideas el volumen determinado de dichas aguas residuales en un determinado tiempo se denomina como el caudal de diseño (QD), este está compuesto por un porcentaje del consumo de agua potable de retorno, infiltración de aguas y conexiones erradas, a continuación se presentan en la tabla 1 los datos de los caudales establecidos para el diseño de la Planta de Tratamiento de aguas Residuales (PTAR).

Descripción	Datos (m3/día)	Unidad	Datos	Unidad	Datos	Unidad
Caudal Medio (Q_{med})	548.17	m3/dia	22.84	m3/h	6.34	l/s
Caudal Max-d	564.01	m3/dia	23.50	m3/h	6.53	l/s
Caudal Max-h	579.85	m3/dia	24.16	m3/h	6.71	l/s
Caudal Mínimo	274.08	m3/dia	11.42	m3/h	3.17	l/s

Tabla 1: Caudales establecidos para el diseño de la PTAR

Datos de diseño para el Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA):

- Tiempo de retención hidráulica (T) 7 horas
- Número de líneas de tratamiento, 2
- Temperatura del agua residual 25˚C
- Coeficiente de producción de sólidos (y) 0.18 KgSST/KgDQO aplicada
- Coeficiente de producción de sólidos en término de DQO (Yobs) 0.18 KgDQO lodo/KgDQO aplicada
- Densidad de los lodos (g) 1,020 KgSST/m3
- Velocidades superficiales para caudal medio 0.6 m/h

Fuente: Reactores anaerobios, principios del tratamiento biológico de aguas residuales, Carlos Augusto de Lemos Chernicharo

1. Determinación de la carga afluente media de DQO (L0)

$$Lo = So\left(\frac{kg}{m3}\right) XQmed\left(\frac{m3}{d}\right) = 383.72\ kgDQO/d$$

2. Tiempo de retención hidráulico (TRH)

Temperatura del agua residual grados centigrados	Tiempo de retención hidráulica	
	Para Qmedio	Para Qmáximo
15 a 18	≥ 10	≥ 10
18 a 22	≥ 8	≥ 5.5
22 a 25	≥ 7	≥ 4.5
>25	≥ 6	≥ 4

Conociendo la temperatura de 25 grados centígrados y utilizando la tabla anterior, determinamos el tiempo de retención, el valor utilizado es 7 horas.

3. Determinación del Volumen Total del Reactor (V)

$$V = Q\left(\frac{m3}{h}\right) * T(h) = 159.88\, m3$$

4. Adopción del número de Módulos en el Reactor (N)

$$N = 2\, unidades$$

Se adoptan 2 unidades por fines de operación y mantenimiento.

5. Volumen de cada Unidad (Vu)

$$Vu = \left(\frac{V}{N}\right) = 79.94\, m3$$

6. Adopción de la altura del Reactor (H)

Se adopta una altura total del reactor de H=4.50 m (Ref. Reactores Anaerobios, Carlos Augusto Lemos, Br.)

7. Determinación del Área de cada Reactor (A)

$$A = \frac{Vu}{H} = 17.76\, m2$$

Se adopta reactores Rectangulares disponibles de:

$$Largo = 6.00 metros$$
$$Ancho = 3.00 metros$$

Dimensiones del reactor: Largo 6.00 m, ancho 3.00 m, altura útil 4.50 m (se diseñarán 2 reactores)

Como un componente importante de un sistema de tratamiento de aguas residuales domesticas se ha diseñado un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) como parte del Tratamiento Primario, en este caso en particular se compone de dos drenes, con el propósito de cuando se esté dando el mantenimiento a uno de ellos el otro siga en funcionamiento.

6.4. Tratamiento Secundario, PTAR

6.4.1. Filtro Percolador

Datos de Diseño:

A continuación, presentamos en el Cuadro 9, las características principales de los filtros percoladores, para ser considerados como tasa intermedia:

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE FILTROS PERCOLADORES	
Caracteristicas	**Tasa Intermedia**
Carga hidráulica m3/m2*d	4.00 - 9.00
Carga Organica kg DBO/m3*d	0.24-0.48
Profundidad m	1.00 - 2.50
Medio	Piedra
Relación de Circulación	0.5 - 2.00
% de remoción de DBO	50 - 70

Cuadro 9: Características principales de los filtros percoladores.
Fuente: Tratamiento de aguas residuales, Jairo Alberto Romero Rojas, pagina 560, tabla 20.1

Datos de diseño para el Filtro Percolador:

Datos de Entrada		
Concentracion salida Reactor=	136.50	mg/l
Concentracion salida Reactor=	0.137	KgDBO5/m3
Carga orgánica salida ABR=	74.825	KgDBO5/dia
Carga organica de recirculo=	14.722	KgDBO5/dia
Total de carga organica=	89.547	KgDBO5/dia
Tasa hidráulica =	1-4	m3/m2.dia
Tasa hidráulica =	0.04-0.4	m3/m2.hora
Carga orgánica volumétrica =	0.1 – 0.4	kg/DBO5/m3/d
Carga orgánica volumétrica adoptada=	0.40	kg/DBO5/m3/d
Caudal de diseño =	6.34	l/s
Caudal de diseño =	548.17	m3/dia
Caudal de recirculo	548.17	m3/dia

Dimensiones del Filtro Percolador:

Dimensionamiento del Filtro Percolador		
Volumen de medio Filtrante=	223.87	m3
Profundidad del medio filtrante=	2.40	m
Area de la superficie de Filtros=	93.28	m2
Numero de Filtros =	2.00	Unidad
Area de la superficie de cada Filtro=	46.64	m2
Diametro aprox. de cada Filtro =	7.71	m
Diametro final =	8.00	m
Area No 1 (Filtro circular)	50.43	m2
Volumen real cada filtro=	121.02	m3
Carga organica de Trabajo (Cv) =	0.37	KgDBO5/m3.dia
Razon de recirculo (F)=	1.00	
Eficiencia Esperada E= 100/[1+0.443X(Cv/F)^0.5]=	80.33	%
Calidad del Efluente =	26.86	mg/l

6.4.2. Sedimentador Secundario

Datos de diseño del sedimentador secundario de lamelas:

1	Caudal de diseño	22.84	m3/hora
2	Caudal maximo	23.50	m3/hora
3	Velocidad de decantacion de los solidos	1.20	m/hora
4	Numero de lineas	2.00	

Valores establecidos para diseño

5	Separacion perpendicular entre lamelas (P)	0.1	m
6	Angulo de lamelas con respecto al suelo (Z)	60.00	°sexagesimales
7	Longitud unitaria de lamela (L)	1.500	m
8	Anchura de lamela en un decantador (A)	1.50	m
9	Espesor de lamela (3-7 mm)	7.00	mm
10	Longitud de la zona de alimentacion al decantador (B)	1.00	m

Resultados:

11	Caudal de diseño por linea	11.42	m3/hora
12	Caudal maximo por linea	11.75	m3/hora
13	Velocidad del fluido entre las lamelas en caudal de diseño	**10.39**	m/hora
14	Longitud del paquete de lamelas en cada decantador ©	1.66	m
15	Numero de lamelas por decantador	7.33	
16	Superficie horizontal del paquete de lamelas en cada decantador (superficie util)	2.50	m2
17	Superficie unitaria por decantador	4.00	m2
18	Longitud del decantador (D)	2.66	m
19	Velocidad de decantacion de los solidos separados a caudal maximo	1.23	m/hora
20	Longitud de vertedero recomendada	4.99	m
21	Carga maxima sobre vertedero	2.35	m3/m.h
22	Carga hidraulica sobre superficie util de decantador a caudal de diseño	4.58	m3/m2.h

6.4.3. Camara de Desinfección

La experiencia ha demostrado que la efectividad de los procesos de cloración puede variar notablemente entre diferentes plantas a pesar de que tengan diseños muy parecidos y que las características de sus efluentes expresadas en DBO, DQO y contenido de nitrógeno sean muy parecidas, en relación a lo expuesto de acuerdo a literatura e investigaciones se puede destacar lo siguiente: Para lograr elevadas reducciones del contenido bacteriano en presencia de compuestos orgánicos que interfieren en el proceso, serán necesarias dosis adicionales de cloro y mayores tiempos de contacto. (fuente: Ingeniería de aguas residuales Metcalf & EDDY, pag. 388)

Datos de Entrada:

Qmax=	564.01	m3/dia
Qmedio=	548.17	m3/dia

Tiempo de Contacto: Quizá sea esta una de las variables más importantes en el proceso de desinfección. Por lo general, se ha podido observar que, para una concentración dada de desinfectante, la mortalidad de los patógenos aumenta cuando mayor sea el tiempo de contacto. Tiempo de contacto se estipula de 30 minutos, debido a que el cloro reacciona con los compuestos del nitrógeno tanto en las aguas residuales tratadas como no tratadas, no se puede omitir el importante papel que desempeña el tiempo de contacto en la desinfección del agua residual.

Cálculos Hidrosanitarios:

TRH	20.00	min
Qmax=	23.50	m3/hora
Qmedio=	22.84	m3/hora
Volumen=	7. 61	m3
Num de Unidades	2.00	
Volumen/und=	3.81	m3

Patogenos	CF_N=	1.00E+07	NMP /100ml
	CF_{No}=	1.00E+03	NMP /100ml
Qmedio	C=	4.5	mg/L
Qmax	C=	5.18	mg/L

Ecuacion 4.5 pag 162 Desinfeccion de efluentes sanitarios PROSAB, concentrações inicial e final de coliformes fecais, a partir da Equação 7.24 (METCALF & EDDY, 1991).

DIMENSIONES LIBRES UNIDAD		
Ancho=	1.30	m
Largo=	2.60	m
Altura=	1.00	m
Volumen=	3.38	m3
TRH Real Qmedio=	17.76	min
TRH Real QMax=	17.26	min

Nota: Para la desinfección con cloro, Se recomienda la dosis práctica de 10 mg/L de acuerdo a la tabla 9-12 dosis para diversas aplicaciones de la cloración en la recogida, tratamiento y evacuación del agua residual (Fuente: METCALF & EDDY, Ingeniería de Aguas Residuales, volumen 2, pagina 565)

Usar hipoclorito de calcio tal como se presenta en la siguiente Imagen, cubeta de cloro granulado de 100 libras con una concentración al 70%.

Se recomienda utilizar un sistema de dosificación de cloro con su tanque de dilución y su respectivo agitador de químicos.

6.4.4. Lecho de Secado de Lodos

Procedimiento realizado para el cálculo del lecho de secado de lodos

1. Estimar la masa y el volumen de lodo que debe ser descartado del reactor, de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

$$Plodo = Y\ x\ COdqo$$

Donde:

Plodo: Producción de sólidos en el sistema (kgSST/día)

Y= Coeficiente de sólidos en el sistema (kgSST/kgDQO)

COdqo=Carga de DQO al sistema (kgDQO/día)

$$Vlodo = Plodo/\Upsilon\ x\ Clodo$$

Donde:

Vlodo: Producción volumétrica de lodo (m^3/día)

ϒ= Densidad del lodo, usualmente del orden de 1,020 a 1,040 kg/m^3

Clodo= Concentración del lodo en porcentaje (%)

2. Definir el ciclo de operación del lecho de secado, usualmente entre 15 y 20 días
3. Calcular el volumen de lodo deshidratado, por ciclo de operación del lecho
4. Adoptar tasa nominal de aplicación de sólidos en el lecho, usualmente entre 10 y 15 kgSST/m^2
5. Calcular el área necesaria para el lecho de secado
6. Definir la geometría de las celdas de secado
7. Estimar la altura de la lámina de lodo, después de la carga en el lecho de secado.

A continuación, los cálculos hidrosanitarios:

CÁLCULOS HIDROSANITARIOS " LECHO DE SECADO DE LODOS"				
1	**DATOS DE ENTRADA**			
	Ciclo de operación	18	días	(15-20 dias)
	Coeficiente de Produccion de Solidos (Y)	0.12	KgSST/KgDQO $_{apl}$	
	Coeficiente de Produccion de Solidos en termino deDQO (Y_{obs})	0.18	KgDQO $_{lodo}$/KgDQO $_{apl}$	
	Concentracion esperada de lodos de desecho (C)	4	%	
	Densidad de los lodos (g)	1020	KgSST/m^3	

2	**CALCULOS HIDROSANITARIOS**		
	Determinacion de la carga afluente media de DQO	383.72	KgDQO/d
	Calculo de la produccion de lodos		
	$P_{lodo} = Y \times DQO_{apl}$	59.86	KgSST/d
	Volumen de Lodos		
	$V_{lodo} = P_{lodo} / (g_{lodo} \times (C/100))$	1.47	m^3 / d
	Masa de Lodo Retirado		
	Mc=Plodoxtc=	1,077.48	kgSST
	Volumen de lodo por ciclo= Vc= Vlodoxtc=	26.41	m3
	Volumen extra de Lodo de los decantadores =	7.92	m3
	Volumen Total de Lodo =	34.33	m3
	Tasa de aplicación de solidos en lechos=Tlecho=	15.00	kgSST/m2
	(Principios del tratamiento biologico de aguas residuales, De Lemos,Chernicharo pag. 254 entre 10 y 15 kgSST/m2)		
	Area Necesaria de lechos= Alecho=Mc/Tlecho=	71.83	m2
	Altura de lamina de lodo= Hlodo=Vc/Alecho=		m
	Dimensiones de patio secado Lodo=	0.32	m

3	DIMENSIONES LECHO DE SECADO DE LODOS			
	Numero de patios		6	
		Ancho	3	m
		Largo	6	m
	Area de lechos= Alecho=Mc/Tlecho=		108	m2

7. Sistema de Alcantarillado Sanitario

CONDICIONES ACTUALES:

La solución de saneamiento que utilizan los habitantes de las viviendas de la Calle de la Playa, Omoa, son las letrinas o las fosas sépticas, en el caso de los hoteles y restaurantes estos utilizan tanques sépticos, existen treinta y tres tanques sépticos construidos de forma artesanal, sin embargo, en su mayoría su descarga final es al suelo, al no tener un fondo impermeable, lo cual provoca contaminación por filtración de aguas residuales al nivel freático.

Las obstrucciones en los sumideros provocan: 1.) Olores desagradables provenientes de fregaderos y otras áreas alrededor de las instalaciones sanitarias; 2.) Presencia de ruidos extraños: gorgoteos, provenientes de lavabos, inodoros; 3.) El agua retrocede y se desborda de los sumideros; 4.) Exuberante vegetación verde que aparece al azar en algunos lugares del jardín; 5.) Agua estancada; 6.) Drenaje lento; 7.) Presencia de grietas en los cimientos o asentamientos de alrededor del sumidero; 8.) Un problema repentino de roedores o insectos alrededor de la propiedad.

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO:

Como resultado de las visitas de campo, y el levantamiento de la topografía, se ha pensado en un sistema de alcantarillado sanitario, dividido en dos sectores.

Cada sector, estará provisto de un sistema de alcantarillado, que recolecta el agua residual por gravedad, utilizando una combinación de cajas de registro, tubería de 4” (pulgadas) y 6” (pulgadas), trasladando, el agua residual a su respectiva estación de bombeo.

En el sector 1 se ha diseñado un cárcamo de bombeo, donde se instalarán dos (2) bombas sumergibles con capacidad de 1 hp, la línea de bombeo con diámetro de 3” (pulgadas) trasportará el agua residual del sector 1, al cárcamo ubicado en el sector 2.

En el sector 2 se ha diseñado un cárcamo de bombeo, donde se instalarán dos (2) bombas sumergibles con capacidad de 2 hp, la línea de bombeo con diámetro de 4" (pulgadas) trasportará el agua residual del sector 2, a la planta de tratamiento de aguas residuales.

CRITERIOS Y PARÁMETROS DE DISEÑO ALCANTARILLADO SANITARIO:

PARÁMETROS GENERALES DE DISEÑO

En el cuadro No.1 se enuncian los criterios y parámetros de diseño establecidos por el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillado, SANAA. Los criterios y parámetros seleccionados tienen como fuente:

- Los parámetros de diseño descritos en la Normativa de Diseño de SANAA.
- Los parámetros de diseño recomendados por los fabricantes de tubería y equipo.

El **Cuadro No 1**, Parámetros generales de diseño.

Parámetro	Criterio	Valor
Período de diseño	Año horizonte:	20-22 años
Población a servir	Población futura: $Pa(1+\frac{n\,X\,i}{100})$< 2,000 Hab. $Pa\left(1+\frac{X\,i}{100}\right)^{n}$ >2,000 Hab.	
Diámetros mínimos	- Redes de alcantarillado y colectores secundarios - Laterales - Acometidas	200 mm (8"), 250 mm (10") y 300mm (12") 150 mm (6") 100 mm (4")
Velocidades	- Velocidad mínima - Velocidad máxima	 Para PVC ≥ 0.40 m/seg Para Concreto ≥ 0.60 m/seg Para PVC ≤ 5.0 m/seg Para Concreto ≤ 3.0 m/s
Pendientes	- Pendiente mínima	0.50%

	- Pendiente máxima	15.0% cuando el terreno no perita pendientes menores al 15% se deberán usar anclajes a cada 10 metros.
Profundidad de la tubería	- Profundidad mínima - Profundidad máxima (si no cumple con ninguna de las anteriores se debe recubrir la tubería con concreto reforzado)	1.0-1.50 m sobre la corona del tubo 4.50 m hasta la invertida del tubo
Rugosidad de tubería	Tubería PVC, polietileno o fibra de vidrio	n = 0.01
actor máximo aguas negras	Factor de Harmond	$F_{Harman} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P/1000}}$
Caudales	Coeficiente de retorno FR Caudal medio aguas negras Caudal domestico aguas negras Caudal lluvia por conexiones ilícitas Infiltración en la tubería - En Redes colectoras - Colectores Infiltración en los pozos	80% Dot x Pob xFR/86,400 Qmedio xFH 0.3* Qdomestico 0.5 l/s/km de tubería 1.0 l/s/km de tubería 0.004 l/s/tapadera
Caudal de diseño	Caudal domestico + Caudal lluvia por conexiones ilícitas + Infiltración + Comercial + industrial	
Relación de llenado	Llenado mínimo Llenado máximo	Y/D = 0.20 Y/D = 0.75

CAUDALES DE DISEÑO

Caudal medio (Qm):

Los caudales medios que ocurren en las redes de alcantarillado al inicio y final del período de diseño se calcularon utilizando la siguiente expresión:

$$Qm = \frac{FR * P * D}{86{,}400}$$

Qm = Caudal medio diario en l/s

FR = Coeficiente de retorno

P=Población

D = Dotación en lppd

Caudal doméstico (Qdom)

Para obtener el caudal doméstico de aguas residuales se afectó el valor del caudal medio con el factor de Harmond:

$$Qdom = FH * Qm$$

Donde:

Qdom = Caudal doméstico, en l/s.

FH = Factor de Harmond.

Qm = Caudal medio diario, en l/s.

Caudal de infiltración

El coeficiente de infiltración depende de condiciones tales como: nivel freático, naturaleza del suelo, calidad de las redes de alcantarillado, material de la tubería y junta utilizada. Puede variar entre 0.5 a 1 l/s/km. Se ha establecido que para este proyecto el coeficiente de infiltración en la red colectora será de 0.5 l/s/km, en el colector será de 1.0 l/s/km y en la tapadera de los pozos 0.004 l/s/tapadera.

Conexiones ilícitas

Para el cálculo de conexión ilícita de viviendas se consideró un caudal por aguas lluvias provenientes de las conexiones clandestinas del sistema pluvial de los patios domiciliarios que drenan al sistema de alcantarillado sanitario, aunque lo anterior debe ser prohibido terminantemente por quienes administren, operen y mantengan el sistema, ya que reduce la capacidad del mismo, aplicando la siguiente ecuación:

$$Qilic = 0.3xQmed$$

Dónde:

Qilic = Caudal conexión ilícita, L/s y Qm = Caudal medio, L/s

Caudal de diseño

El dimensionamiento de los conductos deberá atender los máximos caudales de descarga según la expresión siguiente:

Q*diseño* = Q*dom* + Q*inf* + Q*ilic* +Q*ind* + Q*com*

Dónde:

Qdiseño = Caudal de diseño, l/s.

Qmed = caudal medio diario, l/s.

Qinf = Caudal por infiltración, l/s.

Qilic = Caudal por conexiones ilícitas, l/s.

DIAMETROS

Las descargas en alcantarillado sanitario a menudo son tan pequeñas que, de limitarse únicamente a ellas, los diámetros serían inadecuados para su revisión y mantenimiento. Por lo anterior, resulta razonable un diámetro mínimo de cuatro, seis, ocho en redes colectoras y diámetros mínimos de ocho pulgadas en colectores.

CALCULOS HIDRAULICOS:

8. Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones:

- El desarrollo del proyecto de saneamiento, impacta de forma positiva en el mejoramiento de las condiciones de higiene y salud en los beneficiarios del mismo.
- La alternativa de tratamiento de aguas residuales seleccionada, compuesta por sus elementos principales, Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente más Filtro Percolador, puede suministrar el cumplimiento de las normas de vertidos de Honduras, para el vertimiento en cuerpos de agua receptores.
- Las obras de construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), es un beneficio social muy importante, para los habitantes de calle La Playa, por las condiciones encontradas como ser existencia de un sitio para la construcción de la planta de tratamiento, un marcado interés por el desarrollo del proyecto de parte de los habitantes los cuales están organizados, voluntad en las autoridades locales, basado en las investigaciones y cálculos técnicos realizados, se determina que el desarrollo del proyecto de saneamiento es totalmente viable.

Recomendaciones:

- La puesta en marcha de la PTAR se recomienda que sea realizada por personal capacitado.
- Fortalecer la estructura del liderazgo de la comunidad relacionadas con los sistemas de agua y saneamiento, como ser junta de agua, con el propósito de que sean una alternativa de administración, operación y mantenimiento del sistema de saneamiento a ejecutarse.
- Capacitar a miembros de la comunidad en la Operación y Mantenimiento de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR)
- Para un mantenimiento futuro, que se necesite vaciar por completo un componente de la planta de tratamiento de aguas residuales, como ser los reactores, se recomienda realizar esta acción con una bomba achicadora de 5 hp, trasladando el volumen de la unidad a vaciar a la unidad que seguirá en operación.

9. Referencias Bibliográficas

- Reactores anaerobios, principios de tratamiento biológico de aguas residuales, Carlos Augusto de Lemus Chernicharo, reactores de manto de lodos, pag. 166-298
- Ingenieria de aguas residuales, volumen 1, tratamiento vertido y reutilización, Metcalf & Eddy, pag. 466.

- Tratamiento de aguas residuales, teoría y principios de diseño, Jairo Alberto Romero Rojas, humedales de flujo Subsuperficial, pag. 898-903.
- Mecánica de fluidos y maquinas hidráulicas, Claudio Matalx, vertederos, pag. 276-278
- Hidráulica, Geoge E. Russell, tubería recta, diámetro uniforme, pag. 244-249
- Bombas su selección y aplicación, Tyler G. Hicks, factores que intervienen en la columna total de una bomba, pag. 97-98
- Tratamiento y postratamiento de aguas residuales, © Rodrigo Correal Cuervo, copilador, centro de investigaciones para el desarrollo, “CIPADE”, evaluación de un sistema de reactor UASB y filtro biológico para el tratamiento de residuo liquido doméstico,
  pag. 61-80.
- Manual de tratamiento de aguas residuales, tomo 1, Dr. Ingeniero Ruddy Noriega Pissan; canal aforador Parshall, pag.14-20
- Sistemas económicos de tratamiento de esgotos sanitarios, Miguel Mansur Aisse 2000, ProduÇao de lodo, pag. 98-100
- Principios do tratamento biológico de aguas residuarías, lodos activados, volumen 4, Marcos Vonsperling; calculo do volume do reactor, pag. 65-67
- Tratamiento de esgotos domésticos, Eduardo Pacheco Jordao, 9.2.8 Aproveitamento do gas pag. 209-210

10. Anexos

10.1. Anexo No. 1: Planos Finales

6.2 Diseños de detalle

Para más información consultar con el equipo de Proyecto

CReW+

Financiado por

gef fondo para el medio ambiente mundial
INVERTIMOS EN NUESTRO PLANETA

Co-implementado por

BID

ONU programa para el medio ambiente

Co-ejecutado por

PROGRAMA AMBIENTAL DEL CARIBE

giz Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH

OEA Más derechos para más gente

En alianza con

CReW+