

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL



“ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR “CENTRO SUR A”, PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH”.

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

BACHILLERES:

CASTILLO WONG, DAVID MARTIN

MARCELIANO BONIFACIO, RAFAELA GISELL

NUEVO CHIMBOTE - PERÚ
2017

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL.**

**“ANALISIS Y OPTIMIZACION DEL TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB,
EN LA PTAR “CENTRO SUR A”, PROVINCIA DEL SANTA,
DEPARTAMENTO DE ANCASH”.**

BACHILLERES:

CASTILLO WONG, DAVID MARTIN.

MARCELIANO BONIFACIO, RAFAELA GISELL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

"Año del Buen Servicio al Ciudadano"

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

Siendo las diez horas del día diecinueve de diciembre del año dos mil diecisiete, en el Pabellón de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil C-2 del Campus Universitario de la Universidad Nacional del Santa, y en cumplimiento a la Resolución N° 358-2017-UNS-CFI y Resolución Decanatural N° 839-2017-UNS-FI, integrado por los docentes Ms. Felipe Villavicencio González (Presidente), Ms. Atilio Rubén López Carranza (Secretario) Mg. Jenisse Fernández Mantilla (Integrante) se da inicio a la sustentación de la Tesis titulada: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH" presentado por los Bachilleres: DAVID MARTIN CASTILLO WONG Y RAFAELA GISELL MARCELIANO BONIFACIO, quienes fueron asesorados por el Ms. Atilio Rubén López Carranza, según Resolución Decanatural N° 735-2017-UNS-FI.

El Jurado, después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo, y con las sugerencias pertinentes y en concordancia con el artículo 40° del Reglamento General para Obtener el Grado Académico de Bachiller y el Título Profesional en la Universidad Nacional del Santa, declaran:

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
CASTILLO WONG DAVID MARTÍN	16	Bueno

Siendo las once horas del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, y en señal de conformidad, firma el Jurado la presente Acta.

Nuevo Chimbote, 19 de diciembre 2017


Ms. Felipe Villavicencio González
Presidente


Ms. Atilio Rubén López Carranza
Secretario


Mg. Jenisse Fernández Mantilla
Integrante



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

"Año del Buen Servicio al Ciudadano"

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

Siendo las diez horas del día diecinueve de diciembre del año dos mil diecisiete, en el Pabellón de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil C-2 del Campus Universitario de la Universidad Nacional del Santa, y en cumplimiento a la Resolución N° 358-2017-UNS-CFI y Resolución Decanatural N° 839-2017-UNS-FI, integrado por los docentes Ms. Felipe Villavicencio González (Presidente), Ms. Atilio Rubén López Carranza (Secretario) Mg. Jenisse Fernández Mantilla (Integrante) se da inicio a la sustentación de la Tesis titulada: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH" presentado por los Bachilleres: DAVID MARTIN CASTILLO WONG Y RAFAELA GISELL MARCELIANO BONIFACIO, quienes fueron asesorados por el Ms. Atilio Rubén López Carranza, según Resolución Decanatural N° 735-2017-UNS-FI.

El Jurado, después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo, y con las sugerencias pertinentes y en concordancia con el artículo 40° del Reglamento General para Obtener el Grado Académico de Bachiller y el Título Profesional en la Universidad Nacional del Santa, declaran:

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
MARCELIANO BONIFACIO RAFAELA GISELL	76	Bueno

Siendo las once horas del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, y en señal de conformidad, firma el Jurado la presente Acta.

Nuevo Chimbote, 19 de diciembre 2017


Ms. Felipe Villavicencio González
Presidente


Ms. Atilio Rubén López Carranza
Secretario


Mg. Jenisse Fernández Mantilla
Integrante



DEDICATORIA

A **DIOS**, por ayudarme en los momentos de adversidad.

A mi familia que nunca dejo de creer en mí.

A mi madre **Sarela Wong**, que siempre me dio muestra de su gran carácter para encarar los problemas, quien siempre estuvo a mi lado en los peores y mejores momentos. Gracias por ayudarme a realizar este sueño.

A mi padre **David Castillo**, quien siempre demostró interés por culminar mi carrera profesional.

A mi hermano **Paul**, quien fue un gran apoyo durante toda mi vida universitaria.

MARTIN CASTILLO



DEDICATORIA

A **DIOS**, por permitirme llegar a este momento tan especial en mi vida.

A mi Padre **Mario Marceliano**, quien supo guiarme por el buen camino, darme fuerzas para seguir adelante y no desmayar en los problemas que se me presentaron, enseñándome a encarar las adversidades sin perder nunca la dignidad ni desfallecer en el intento.

A mi madre **Herlinda Bonifacio**, que con su demostración de una madre ejemplar me ha enseñado a no desfallecer ni rendirme ante nada y siempre perseverar a través de sus sabios consejos.

A mis hermanas **Lizbeth y Milagros**, por estar siempre presente, acompañándome para poderme realizar.

GISELL MARCELIANO



AGRADECIMIENTO

En forma muy especial agradecemos a Dios, a nuestros padres, hermanos y familiares; por estar siempre presentes, por ese cariño y apoyo incondicional en todo momento.

A nuestros amigos de ayer, hoy y siempre, por los consejos, la motivación y el apoyo que nos brindaron oportunamente para dar un paso más en nuestra vida profesional.

A nuestro asesor Ing. Atilio Rubén López Carranza, por su orientación y apoyo durante el desarrollo de la presente Tesis.

A nuestros Docentes y Secretaria de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, por los conocimientos brindados, dándonos una formación ética y profesional.

MARTIN & GISELL



INDICE

RESUMEN

INTRODUCCION

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 ASPECTOS INFORMATIVOS

1.1.1 TITULO

1.1.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN

1.1.3 UBICACIÓN

1.2 PLAN DE INVESTIGACION

1.2.1 ANTECEDENTES Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.3 OBJETIVOS

1.2.3.1 OBJETIVO GENERAL

1.2.3.2 OBJETIVO ESPECIFICOS

1.2.4 HIPÓTESIS

1.2.5 VARIABLES

1.5.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

1.5.2 VARIABLE DEPENDIENTE

1.2.6 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.2.7 LIMITACIONES

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1 ASPECTOS LEGALES PARA ESTABLECER LOS CRITERIOS DE CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL TRATADA

2.1.1 ADMINISTRACIÓN DE LOS SERVICIOS DE SANEAMIENTO



- 2.1.2 CALIDAD DE AGUAS RESIDUALES TRATADAS**
- 2.1.3 ESTÁNDARES DE CALIDAD AMBIENTAL (ECA)**
- 2.1.4 CALIFICACIÓN DE LOS CURSOS Y CUERPOS DE AGUA**
- 2.1.5 CALIDAD DE DESCARGAS A SISTEMA DE ALCANTARILLADO**
- 2.1.6 APROVECHAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**
- 2.2 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**
 - 2.2.1 CAMARARA DE REJAS**
 - 2.2.2 DESARENADOR**
 - 2.2.3 CANALETA PARSHALL**
 - 2.2.4 REACTOR UASB**
 - 2.2.5 LECHO DE SECADO**
 - 2.2.6 LAGUNA SECUNDARIA FACULTATIVA**
- 2.3 DIGESTION ANAEROBICA**
 - 2.3.1 GENERALIDADES SOBRE LA DIGESTIÓN ANAERÓBICA**
 - 2.3.1.1. DESARROLLO HISTÓRICO DE LA DIGESTIÓN ANAERÓBICA**
 - 2.3.2. BIOQUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA DEL PROCESO**
 - 2.3.2.1. HIDROLISIS Y FERMENTACIÓN**
 - 2.3.2.2 ACETOGENESIS**
 - 2.3.2.3 METANOGENESIS**
 - 2.3.3 TRATAMIENTO ANAERÓBICO**
 - 2.3.3.1 VENTAJAS DEL TRATAMIENTO ANAERÓBICO**
 - 2.3.3.2 DESVENTAJAS DEL TRATAMIENTO ANAERÓBICO**
 - 2.3.4 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO DE UN PROCESO DE TRATAMIENTO ANAERÓBICO**
 - 2.3.4.1 CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL**
 - 2.3.4.2 VARIACIONES DE FLUJO Y CARGA**
 - 2.3.4.3 TEMPERATURA Y CONCENTRACIÓN ORGÁNICA**



2.3.5 FRACCIÓN DE MATERIAL ORGÁNICO NO DISUELTO

2.3.5.1 ALCALINIDAD DEL AGUA RESIDUAL

2.3.5.2 NUTRIENTES

2.3.5.3 MACRONUTRIENTES

2.3.5.4 COMPUESTOS TÓXICOS INORGÁNICOS Y ORGÁNICOS

2.3.5.5 TIEMPO DE RETENCIÓN DE SÓLIDOS

2.3.5.6 PRODUCCIÓN ESPERADA DE GAS METANO

2.3.5.7 EFICIENCIA DE TRATAMIENTO NECESARIA

2.3.5.8 PRODUCCIÓN DE SULFURO

2.3.5.9 TOXICIDAD DE AMONÍACO

2.3.5.10 SEPARACIÓN LÍQUIDO – SÓLIDO

CAPITULO III

MATERIALES Y METODOS

3.1 MATERIALES Y METODOS

3.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA "PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE NUEVO CHIMBOTE"

3.1.1.1 UBICACIÓN:

3.1.1.2 FUENTE:

3.1.1.3 DESCRIPCIÓN DE LAS VISITAS A LAS INSTALACIONES DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE:

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 RESULTADOS

4.2 DISCUSIONES



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

E.A.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH".

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENADACIONES

5.1 CONCLUSIONES

5.2 RECOMENDACIONES

CAPITULO VI

REFERENCIA BIBLIOGRAFICA Y VIRTUALES

CAPITULO VII

ANEXOS

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE FIGURAS



RESUMEN

En este trabajo de investigación se determinara el bajo rendimiento y el mal funcionamiento actual, en el sistema hidráulico de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales "Centro Sur A", ubicada en el distrito de Nuevo Chimbote, provincia del Santa, departamento de Ancash.

Con la finalidad de optimizar el funcionamiento hidráulico de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, utilizando el sistema de reactores UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket reactor), como tratamiento primario de afluentes domésticos, complementando así el tratamiento previo a la laguna facultativa existente, que realizara el tratamiento secundario de las aguas residuales, con la cual aseguramos un tratamiento adecuado de las aguas residuales en esta localidad.

Las aguas residuales tratadas serán vertidas en los terrenos eriazos de la zona, para ser aprovechados de manera conveniente por la entidad correspondiente.



ABSTRACT

This research will determine the low performance and current malfunction in the hydraulic system of the "Centro Sur A" Wastewater Treatment Plant, located in the district of Nuevo Chimbote, province of Santa, department of Ancash.

With the purpose of optimizing the hydraulic operation of the Wastewater Treatment Plant, using the UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket reactor), as primary treatment of domestic tributaries, thus complementing the previous treatment to the existing facultative lagoon, which will carry out the secondary treatment of the waste water, with which we ensure an adequate treatment of the waste water in this locality.

The treated wastewater will be discharged in the dry land of the zone, to be appropriated in a convenient way by the corresponding entity.



INTRODUCCIÓN

Actualmente viene funcionando la planta de tratamiento de aguas residuales "Centro Sur A", de nuevo Chimbote. Con un sistema de lagunaje facultativo ($Q = 312.14$ l/seg) con 10 años de antigüedad.

El presente informe tiene como objetivo, optimizar el tratamiento actual del sistema hidráulico, en la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) que sirve a una porción de La localidad de Nuevo Chimbote ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, departamento de Ancash.

Esta PTAR deberá tratar la contribución de aguas residuales hasta el horizonte del proyecto correspondiente al año 2036, para el cual se ha estimado un caudal promedio de 312.40 L/s.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

E.A.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH".

Capítulo I

INTRODUCCION



CAPITULO I: INTRODUCCION

1.1 ASPECTOS INFORMATIVOS

1.1.1 TITULO:

“ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR “CENTRO SUR A”, PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH”.

1.1.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN:

Investigación Aplicada

1.1.3 UBICACIÓN:

DISTRITO	:	NUEVO CHIMBOTE
PROVINCIA	:	SANTA
DEPARTAMENTO	:	ANCASH
REGION	:	ANCASH

1.2 PLAN DE INVESTIGACIÓN

1.2.1 Antecedentes

Los tratamientos anaerobios se han convertido en un método popular para el tratamiento de aguas residuales en países de Sudamérica, como Brasil, Chile y Colombia, por su efectividad en el tratamiento de agua residual con gran carga, áreas pequeñas para su construcción y su tecnología autosustentable, que permite aprovechar gases y lodos.



Desarrollado en los Países Bajos a finales de los setenta por el profesor Gatzke Lettinga, el reactor UASB (lecho de lodos anaerobio de flujo ascendente, por sus siglas en inglés) fue originalmente usado para tratar agua residual producto de la refinación de azúcar, cervecías e industria del papel.

En los últimos tiempos las aplicaciones de esta tecnología han alcanzado sectores como efluentes de plantas químicas y petroquímicas, tratamiento de lixiviados y aguas residuales domésticas. En estos años, el número de reactores anaeróbicos en el mundo se está incrementando rápidamente y cerca del 72% de estos son reactores basados en la tecnología UASB.

Raquel G. Guerra, Silvia M. González y María E. Figueroa (2001). Este trabajo presenta los resultados obtenidos del seguimiento de un reactor UASB bajo condiciones de clima subtropical para el tratamiento anaeróbico de efluentes domésticos. El mismo se llevó a cabo en la Ciudad de Salta, en el Laboratorio de Estudios Ambientales de la Universidad Nacional de Salta. El clima de Salta está definido como subtropical con estación seca. Desde Diciembre de 1999 hasta Junio del 2001 la temperatura media del líquido cloacal a la entrada del reactor fue de $22.9 \pm 0.25^{\circ}\text{C}$. Se utilizó un sistema sedimentador primario-UASB remueve casi el 60% de la DQO de un líquido con baja concentración. El efluente del reactor con una concentración media de 62 mg DQO/L se encuentra dentro de los valores de descarga permitidos para la Ciudad de Salta (125 mg DQO/L). Se concluyó que las purgas realizadas al manto del lodo del reactor no afectaron la AME (Actividad



Metanogénica Específica) promedio del mismo, mientras que el contenido de SSV (Sólidos Suspendidos Volátiles) disminuyó levemente. La AME a 20°C no mostró diferencias significativas con respecto a la AME a 30°C, esto significa que las bacterias están adaptadas a la temperatura del líquido en el reactor ($22.1 \pm 3.75^\circ\text{C}$).

Oscar Arango Bedoya y Luciana Sanches e Sousa (2009) aseguran que debido a sus ventajas respecto a los procesos aerobios en términos de mayor grado de estabilización de las aguas residuales, bajo crecimiento de biomasa y requerimientos nutricionales, producción de metano y no requerimiento de oxígeno, la digestión anaerobia es una alternativa viable para el tratamiento de las aguas residuales de la industria láctea. En esta investigación se evaluó el rendimiento y capacidad de un reactor anaerobio de lecho de fangos (UASB) para remover la carga de materia orgánica contenida en suero de quesería. El reactor UASB fue operado con un tiempo de retención hidráulica (TRH) de 1,3 días y velocidades de carga orgánica entre 1,7 a 18,5 g de DQO/L.d. Los máximos niveles de reducción de la demanda química de oxígeno (DQO) y de sólidos totales volátiles (STV) alcanzados fueron 98% y 97,2% respectivamente, con una velocidad de carga orgánica en el reactor de 9,6 g DQO/L.d, observándose una reducción en la eficiencia de remoción de la DQO hasta niveles de 77% cuando la carga orgánica se llevó a 18,6 g DQO/L.d. La producción máxima de gas metano generado a partir del suero de queso estudiado fue de 0,27 L CH₄/g DQO afluente, con un contenido de metano en el biogás de 56%. Con base en los resultados se concluyó que es



recomendable el uso de reactores UASB para el tratamiento anaerobio de sueros de quesería, obteniéndose un efluente de buena calidad para su descarga final.

Hugo Suasnabar B. y Orlando Vilca M (2013) Este trabajo de investigación tuvo como propósito el estudiar la influencia de la Temperatura y Tiempo de Retención Hidráulica en el tratamiento de las Aguas residuales domésticas.

Se realizó la caracterización de las aguas residuales dando como resultado que tiene un DQO de 1483,33 mg/L; DBO5 de 1160,00 mg/L; coliformes totales 1947×10^3 ; un pH de 6,60 y una temperatura de 12,50 °C.

Luego se instaló el reactor UASB, realizando las pruebas Hidráulicas respectivas; posteriormente se adicionó al reactor el lodo activo proveniente de la planta de tratamiento de aguas residuales municipales de la Oroya; en un 10% del volumen total del reactor y aforado con agua residual domestica; poniendo en funcionamiento en recirculación; durante el periodo de adaptación y desarrollo de la biomasa la temperatura se mantiene entre 30°C-35°C y un pH de 6,5-7,5.

Desarrollado el manto de lodo, se prosiguió a tratar el agua residual doméstico, ajustando la temperatura y tiempo de retención hidráulica ambos en sus dos niveles, en cada caso se determinó el porcentaje de remoción de la materia orgánica en forma de DQO.



La temperatura y el tiempo de retención hidráulica si tienen influencia en el tratamiento de las aguas residuales; mientras que la interacción temperatura-tiempo de retención hidráulica no tiene significancia alguna.

Se obtuvo una remoción de la materia orgánica del 90,308967%, para una temperatura de 35°C y un tiempo de retención hidráulica de 10 días."

1.2.2 Planteamiento del Problema

De acuerdo al Banco Mundial, más de 300 millones de habitantes de ciudades en Latinoamérica producen 225,000 toneladas de residuos sólidos cada día. Sin embargo, menos del 5% de las aguas de alcantarillado de las ciudades reciben tratamiento.

Con la ausencia de tratamiento, las aguas negras son por lo general vertidas en aguas superficiales, creando un riesgo obvio para la salud humana, la ecología y los animales. En Latinoamérica, muchas corrientes son receptoras de descargas directas de residuos domésticos e industriales.

Las autoridades de los países Latinoamericanos, en las últimas décadas presentan un intenso interés en la preservación y protección del medio ambiente, sin mencionar una preocupación por la salud humana.

Se sabe que las aguas residuales albergan microorganismos que causan enfermedades (patógenos). Los organismos patogénicos pueden originarse en los individuos infectados o en animales domésticos o salvajes, de los cuales pueden o



no presentar señales de enfermedad. La diarrea y la gastroenteritis se encuentran entre las tres principales causas de muerte en el mundo y en la región latinoamericana.

En el Perú, el Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental (OEFA) ha priorizado las acciones de fiscalización ambiental en el manejo de aguas residuales a nivel nacional, situación que involucra principalmente a los gobiernos locales (provinciales y distritales) competentes en dicha materia, debido a la problemática ambiental generada por un déficit en la cobertura y calidad de los servicios de manejo de aguas residuales a nivel nacional.

La PTAR centro sur A, Ubicada en el kilómetro 422 de la panamericana norte, recibe el 40% de aguas residuales generadas en el distrito de nuevo Chimbote. La cual, no cuenta con la infraestructura sanitaria adecuada para el tratamiento de las aguas residuales, en los niveles preliminar, básico y definitivo. Lo que representa un peligro para la salud y el medio ambiente, teniendo en cuenta que las aguas depuradas de esta planta no cumplirían con los parámetros que usualmente se determinan en las bases de diseño en el **RNE (NORMA OS. 090)**. Razones por las cuales se plantea el siguiente problema para ser estudiado:

¿Se optimizara el tratamiento de aguas residuales, de la PTAR "Centro Sur A", utilizando el sistema de Reactores UASB?



1.2.2 Objetivos

- **Objetivos generales:**
 - ✓ Optimización de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de la ciudad de Nuevo Chimbote mediante la tecnología de reactores UASB.

- **Objetivos específicos:**
 - ✓ Determinar los parámetros de diseño, en base a la cantidad de población atendida por la PTAR actual, para el diseño hidráulico
 - ✓ Realizar el diseño teórico de la Planta de tratamiento de aguas residuales actual.
 - ✓ Realizar el diseño teórico del sistema de pre tratamiento de la PTAR
 - ✓ Realizar el diseño del reactor UASB.
 - ✓ Realizar el diseño de las lagunas facultativas
 - ✓ Realizar el manual de operación y mantenimiento para los reactores UASB diseñados

1.2.3 Hipótesis

Utilizando los reactores UASB, en la planta de tratamiento de aguas residuales de Nuevo Chimbote, se optimiza la eficiencia de tratamiento, en comparación al sistema de lagunaje actual.



1.2.4 Variables

- Variable Dependiente

Optimización del sistema hidráulico con reactores UASB, en la PTAR "Centro Sur A"

- Variable Independiente:

Análisis del diseño en el sistema de lagunaje actual, de la PTAR "Centro Sur A"



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

E.A.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH".

Capítulo II

MARCO TEORICO



2.1 ASPECTOS LEGALES PARA ESTABLECER LOS CRITERIOS DE CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL TRATADA

2.1.1. Administración de los servicios de saneamiento

La Ley 30045 - Ley de Modernización de los Servicios de Saneamiento y su Reglamento aprobado mediante Decreto Supremo N° 015-2013-VIVIENDA, establecen la responsabilidad de las Empresas Prestadoras de Servicio con respecto al tratamiento de las aguas residuales. La Ley en su Artículo 15. Gestión ambiental y de recursos hídricos indica: *"Los prestadores de servicios de saneamiento promueven la implementación de tecnología de tratamiento de aguas residuales favorables al ambiente, evitando la contaminación de las fuentes receptoras de agua cumpliendo con los límites máximos permisibles y estándares de calidad ambiental aplicables, de acuerdo a ley"*.

De la lectura de este artículo se deduce que no es responsabilidad de la EPS contribuir con la implementación de sistema de producción agrícola. Sin embargo, de acuerdo con el inciso 2 del Artículo 15 expresa: *"Los prestadores de servicios de saneamiento quedan facultados a comercializar los residuos sólidos generados en el proceso de tratamiento de agua para consumo humano y plantas de tratamiento de aguas residuales, así como el servicio de tratamiento de aguas residuales tratadas, con fines de reúso, cumpliendo con las normas vigentes y de acuerdo a los procedimientos establecidos en el Reglamento de la presente Ley"*.



A su vez, el Reglamento en el Título II Competencias Sectoriales, Funciones y Relaciones Interinstitucionales en la Modernización de los Servicios de Saneamiento, Artículo 5.- Funciones institucionales y obligaciones para la modernización de los servicios, acápite 5.4.5 establece para las Empresas Prestadoras de Servicio *"Implementar tecnologías de tratamiento de aguas residuales favorables al medio ambiente, a fin de evitar la contaminación de las fuentes receptoras de agua para cumplir con los LMP y ECA"*. Así mismo, en el Artículo 6.- Facultades específicas de las EPS en el marco de la Ley, expresa que *"En mérito a la Ley, y en adición a las dispuestas por el marco legal vigente, las EPS tienen las facultades específicas siguientes:*

- 1. Ejercer la facultad para comercializar residuos sólidos generados en el proceso de tratamiento de agua para consumo humano y en las plantas de tratamiento de aguas residuales.*
- 2. Brindar el servicio de tratamiento de aguas residuales con fines de reúso, de acuerdo a la normativa legal vigente."*

En el Subcapítulo IV Gestión Ambiental, Social y de Recursos Hídricos, artículo 31.- Tratamiento de aguas residuales indica: *"El tratamiento de aguas residuales a cargo de las EPS deberá cumplir con las normas que establecen los LMP y ECA para la disposición final en cuerpos receptores. Para el cumplimiento de dichos LMP y ECA, las EPS implementarán tecnologías de tratamiento favorables al ambiente"*.



Finalmente, en su Artículo 32.- Comercialización de agua residual tratada y residuos sólidos indica el procedimiento para la suscripción del contrato.

2.1.2 Calidad de las aguas residuales tratadas

El Decreto Supremo 003-2010-MINAM del 17 de marzo de 2010, establece los Límites Máximos Permisibles (LMP) para efluentes de Plantas de Tratamiento de Agua Residuales Domésticas o Municipales (PTAR). El Límite Máximo Permissible (LMP) es la medida de la concentración o del grado de elementos, sustancias o parámetros físicos, químicos y biológicos, que caracterizan a una emisión, que al ser excedida causa o puede causar daños a la salud, al bienestar humano y al ambiente. Su cumplimiento es exigible legalmente por el MINAM y por los organismos que conforman el Sistema de Gestión Ambiental. En el Tabla N° 01 se presentan los valores máximos permisibles para los efluentes de PTAR.

Tabla N° 01. Límites máximos permisibles (LMP) para los efluentes de PTAR

Parámetro	Unidad	LMP de efluentes para vertidos a cuerpos de aguas
Aceites y grasas	mg/L	20
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 mL	10,000
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	100
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	200
pH	unidad	6.5-8.5
Sólidos Totales en Suspensión	mg/L	150
Temperatura	°C	<35

Fuente: Ministerio del Ambiente



2.1.3 Estándares de Calidad Ambiental (ECA)

Inicialmente, el Decreto Supremo 002-2008-MINAM del 31 de julio de 2008 y posteriormente el Decreto Supremo 015-2015-MINAM del 19 de diciembre de 2015, aprueba los Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para el Agua. Este dispositivo tiene la finalidad de establecer niveles de concentración o grados de elementos, sustancias o parámetros físicos químicos y biológicos presentes en el agua en su condición de cuerpo receptor y componente básico de los ecosistemas acuáticos que no representan riesgo significativo a la salud de las personas ni al ambiente. El dispositivo legal presenta las siguientes calificaciones:

Categoría 1.- Poblacional y recreacional

- Sub categoría A.- Aguas superficiales destinadas a producción de agua potable
 - A1.- Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección
 - A2.- Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional
 - A3.- Aguas que pueden ser potabilizadas con Tratamiento Avanzado
- Sub categoría B.- Aguas superficiales destinadas para recreación
 - B1.- Contacto primario
 - B2.- Contacto secundario

Las determinaciones analíticas están compuestas por los siguientes grupos:

- Físicos químicos
- Inorgánicos



- Orgánicos
- Compuestos orgánicos volátiles
 - Hidrocarburos aromáticos
- Plaguicidas
 - Organofosforados
 - Organoclorados
 - Carbamatos
 - Otros
- Microbiológicos

Categoría 2.- Actividades de Extracción y Cultivo Marino Costeras y Continentales

- Sub categoría C-1.- Extracción y cultivo de mariscos bivalvos en agua marino costeras
- Sub categoría C-2.- Extracción y cultivo de otras especies hidrobiológicas en agua marino costeras
- Sub categoría C-3.- Otras actividades en aguas marino costeras
- Sub categoría C-4.- Extracción y cultivo de especies hidrobiológicas en lagos o lagunas



Las determinaciones analíticas están compuestas por los siguientes grupos:

- Organoléptico
- Físicos químicos
- Inorgánicos
- Orgánicos
- Microbiológicos

Categoría 3.- Riego de Vegetales y Bebida de Animales

- Sub categoría D-1.- Riego de vegetales tallo bajo y alto
- Sub categoría D-2.- Bebida de animales

Las determinaciones analíticas están compuestas por los siguientes grupos:

- Físicos químicos
- Inorgánicos
- Orgánicos
- Plaguicidas
- Biológicos

Categoría 4.- Conservación del ambiente acuático

- Sub categoría E- 1.- Lagos y lagunas
- Sub categoría E- 2.- Ríos de costa y sierra
- Sub categoría E- 3.- Ríos de selva
- Sub categoría E- 4.- Ecosistemas marinos costeros - Estuarios



- Sub categoría E- 5.- Ecosistemas marinos costeros - Marinos

Las determinaciones analíticas están compuestas por los siguientes grupos:

- Físicos
- Inorgánicos
- Microbiológico

2.1.4 Calificación de los cursos y cuerpos de agua

La Resolución Jefatural N° 202-2010-ANA de la Autoridad Nacional del Agua publicado el 22 de marzo de 2010, califica los cuerpos de agua superficiales y marino costeros del Perú, es decir a los cursos y cuerpos de agua continentales y marítimas.

Esta clasificación está basada en los Estándares de Calidad de Agua (ECA) indicados anteriormente, y al efecto para cada curso o cuerpo de agua del país se ha establecido una determinada calificación teniendo en cuenta las categorías normadas en el Decreto Supremo 002-2008-MINAM del 31 de julio de 2008, que aprueba los Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para el Agua.

2.1.5 Calidad de descargas a sistemas de alcantarillado

El Decreto Supremo N° 021-2009-VIVIENDA del 20 de noviembre de 2009 establece los Valores Máximos Admisibles (VMA) de las descargas de aguas residuales no domésticas al sistema de alcantarillado sanitario.



Este Decreto Supremo regula mediante Valores Máximos Admisibles (VMA), las descargas de aguas residuales no domésticas en el sistema de alcantarillado sanitario con el fin de evitar el deterioro de las instalaciones, infraestructura sanitaria, maquinarias y equipos, a fin de asegurar su adecuado funcionamiento, garantizando de este modo, la sostenibilidad de los sistemas de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales.

Los Valores Máximos Admisibles (VMA) son aplicables en el ámbito nacional y son de cumplimiento obligatorio para todos los usuarios que efectúen descargas de aguas residuales no domésticas en los sistemas de alcantarillado sanitario. Su cumplimiento es exigible por las entidades prestadoras de servicios de saneamiento - EPS, o las entidades que hagan sus veces.

De esta manera, si algún usuario, cuyas descarga sobrepase los valores contenidos en el Tabla N° 02, deberá pagar la tarifa establecida por el ente competente, la cual es complementaria al reglamento de la presente norma, pudiéndose llegar en los casos que se establezca en el reglamento, a la suspensión del servicio de alcantarillado sanitario.

Los parámetros contenidos en el Tabla N° 03 no pueden ser sobrepasados. En caso se sobrepase dichos parámetros, el usuario estará sujeto a suspensión del servicio.

**Tabla N° 02. Valores Máximos Admisibles (VMA) para descargas al sistema de alcantarillado**

PARAMETRO	UNIDAD	EXPRESIÓN	VALOR
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO ₅)	mg/L	DBO ₅	500
Demanda Química de Oxígeno(DQO)	mg/L	DQO	1000
Sólidos Suspendidos Totales	mg/L	S.S.T.	500
Aceites y grasas	mg/L	A y G	100

Fuente: Ministerio de Vivienda

Tabla N° 03. Valores Máximos Admisibles (1) (VMA) para descargas al sistema de alcantarillado

PARÁMETRO	UNIDAD	EXPRESIÓN	VALOR
Aluminio	mg/L	Al	10
Arsénico	mg/L	As	0.5
Boro	mg/L	B	4
Cadmio	mg/L	Cd	0.2
Cianuro	mg/L	CN ⁻	1
Cobre	mg/L	Cu	3
Cromo hexavalente	mg/L	Cr ⁺⁶	0.5
Cromo total	mg/L	Cr	10
Manganeso	mg/L	Mn	4
Mercurio	mg/L	Hg	0.02
Níquel	mg/L	Ni	4
Plomo	mg/L	Pb	0.5
Sulfatos*	mg/L	SO ₄ ²⁻	500
Sulfuros	mg/L	S ⁻²	5
Zinc	mg/L	Zn	10
Nitrógeno Amoniacal	mg/L	NH ₄ ⁻	80
pH ⁽²⁾	unidad	pH	6-9
Sólidos Sedimentables ⁽²⁾	MI/L/h	S.S.	8.5
Temperatura ⁽²⁾	°C	T	<35

(1) La aplicación de estos parámetros a cada actividad económica.

(2) Estos parámetros, serán tomadas en muestras puntuales. El valor de los demás parámetros, serán determinados a partir del análisis de una muestra compuesta

* Modificado a 1000 mg/L mediante Resolución del Consejo Directivo de la SUNASS N° 009-2015-SUNASS-CD del 24 de marzo de 2015



2.1.6 Aprovechamiento de aguas residuales

Ley 29338–Ley de Recursos Hídricos del 23 de marzo de 2009 en su artículo 82 establece:

La Autoridad Nacional, a través del Consejo de Cuenca, autoriza el reúso del agua residual tratada, según el fin para el que se destine la misma, en coordinación con la autoridad sectorial competente y, cuando corresponda con la Autoridad Ambiental Nacional.

El titular de una licencia de uso de agua está facultado para reutilizar el agua residual que genere siempre que se trate de los mismos fines para los cuales fue otorgada la licencia. Para actividades distintas, se requiere autorización.

La distribución de las aguas residuales tratadas debe considerar la oferta hídrica de la cuenca."

A su vez, el Decreto Supremo N° 001-2010-AG del 23 de marzo de 2010 aprueba el Reglamento de la Ley 29338–Ley de Recursos Hídricos. Por su parte, el Reglamento de procedimientos administrativos para el otorgamiento de autorizaciones de vertimiento y reúso de aguas residuales tratadas de mayo de 2012, del Ministerio de Agricultura/Autoridad Nacional del Agua, regula los procedimientos administrativos a seguir para el otorgamiento de autorizaciones de vertimiento de aguas residuales tratadas a cuerpos naturales de agua continental o marina y de reúso de aguas residuales tratadas



Por su parte, el Artículo 53°.- Criterios para la evaluación de calidad de las aguas residuales tratadas a reutilizar establece los siguientes requisitos:

53.1 Para la evaluación de una solicitud de autorización de reúso se considerará como criterios de calidad de las aguas residuales tratadas, los parámetros de calidad establecidos por la autoridad nacional ambiental, de acuerdo a los fines a los que se destine el reúso.

53.2 En tanto la autoridad nacional ambiental disponga la aplicación de los referidos parámetros de calidad, se utilizarán los parámetros establecidos en las **"Directrices Sanitarias sobre el uso de aguas residuales en Agricultura y Acuicultura"** de la Organización Mundial de la Salud, cuando corresponda.

53.3 Para los fines no contemplados en las directrices sanitarias de la Organización Mundial de la Salud, se las aplicará de manera referencial, verificando que las eficiencias de los sistemas de tratamiento implementados garanticen que no se ponga en peligro la salud humana, el normal desarrollo de la flora y fauna ni se afecten otros usos, de conformidad con lo establecido en el literal c. del artículo 148° del Reglamento de la Ley.

53.4 El titular de la autorización de reúso de aguas residuales tratadas deberá adoptar las medidas adicionales de protección para el personal y público en general que sea expuesto a las aguas residuales tratadas.



Directrices Sanitarias sobre el uso de aguas residuales en Agricultura y Acuicultura

De acuerdo con el Art N° 53.2 del Reglamento de procedimientos administrativos para el otorgamiento de autorizaciones de vertimiento y reúso de aguas residuales tratadas de mayo de 2012, las **"Directrices Sanitarias sobre el uso de aguas residuales en Agricultura y Acuicultura"** y que se resume en el Tabla N° 04.

Tabla N° 04. Directrices recomendadas sobre la calidad microbiológica de las aguas residuales empleadas en agricultura

Cate-goría	Condiciones de aprovechamiento	Grupo expuesto	Nematodos intestinales ^b (media aritmética N° de huevos por litro ^c)	Coliformes fecales (media geométrica N° por 100 ml ^c)	Tratamiento de aguas residuales necesario para lograr la calidad microbiológica exigida
A	Riesgo de cultivos que comúnmente se consumen crudos, campos de deporte, parques públicos ^d	Trabajadores, consumidores públicos	≤ 1	≤ 1000 ^d	Serie de estanques de estabilización que permiten lograr la calidad microbiológica indicada o tratamiento equivalente
B	Riego de cultivos de cereales industriales y forrajeros, praderas y árboles ^e	Trabajadores	≤ 1	No se recomienda ninguna forma	Retención en estanques de estabilización por 8 a 10 días o eliminación equivalente de helmintos y coliformes fecales
C	Riego localizado de cultivos en la categoría B cuando ni los trabajadores ni el público están expuestos	Ninguno	No es aplicable	No es aplicable	Tratamiento previo según lo exija la tecnología de riego por no menos que sedimentación primaria

Fuente: Autoridad Nacional del Agua

- a. En casos específicos, se deberían tener en cuenta los factores epidemiológicos, socioculturales y ambientales de cada lugar y modificar las directrices de acuerdo con ello



- b. Especies Áscaris y Trichuris y anquilostomas
- c. Durante el período de riego
- d. Conviene establecer una directriz más estricta (≤ 200 coliformes fecales por 100 ml) para prados públicos, como los de los hoteles, con los que el público puede entrar en contacto directo
- e. En el caso de los árboles frutales, el riego debe cesar dos semanas antes de cosechar la fruta y esta no se debe recoger del suelo. No es conveniente regar por aspersión.

2.2 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

A continuación explicaremos la función que cumple cada unidad hidráulica a diseñar en nuestra investigación, teniendo en cuenta un caudal de diseño de 312.00 lt/seg.

Constituidos por las siguientes unidades:

2.2.1. CÁMARA DE REJAS

Ubicada a la entrada del recinto de la planta. Tiene por finalidad retener cuerpos extraños o sólidos gruesos que pueden alterar posteriormente el proceso de tratamiento, por ejemplo, tablas, ramas, trapos, basura, etc. Esta reja es de fierro,



con inclinación de 30° , tiene 35 barras de 15 mm de espesor, con separación entre barrotes de 40 mm.

Figura N° 01. Vista en Planta de Cámara de Rejas

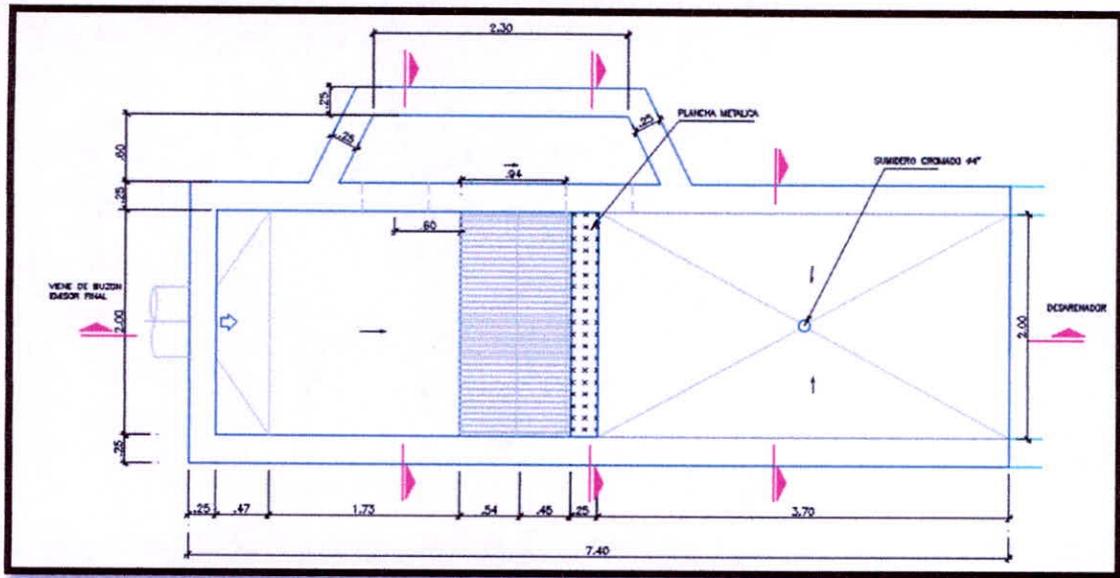
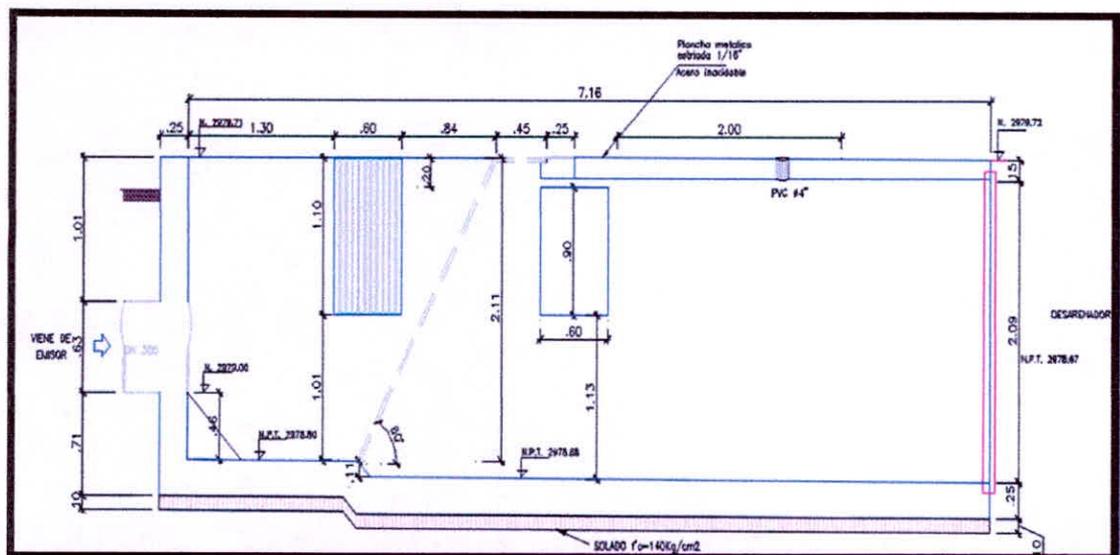


Figura N° 02. Corte Longitudinal de Cámara de Rejas





2.2.2. DESARENADOR

Unidad que permite retener las partículas con velocidad de sedimentación mayor o peso específico superior a los sólidos orgánicos putrescibles de las aguas residuales. Está constituido por un desarenador de flujo horizontal, de sección rectangular, con una tolva de sección trapezoidal para la acumulación de arenas.

Figura N° 03. Vista en Planta de Desarenador

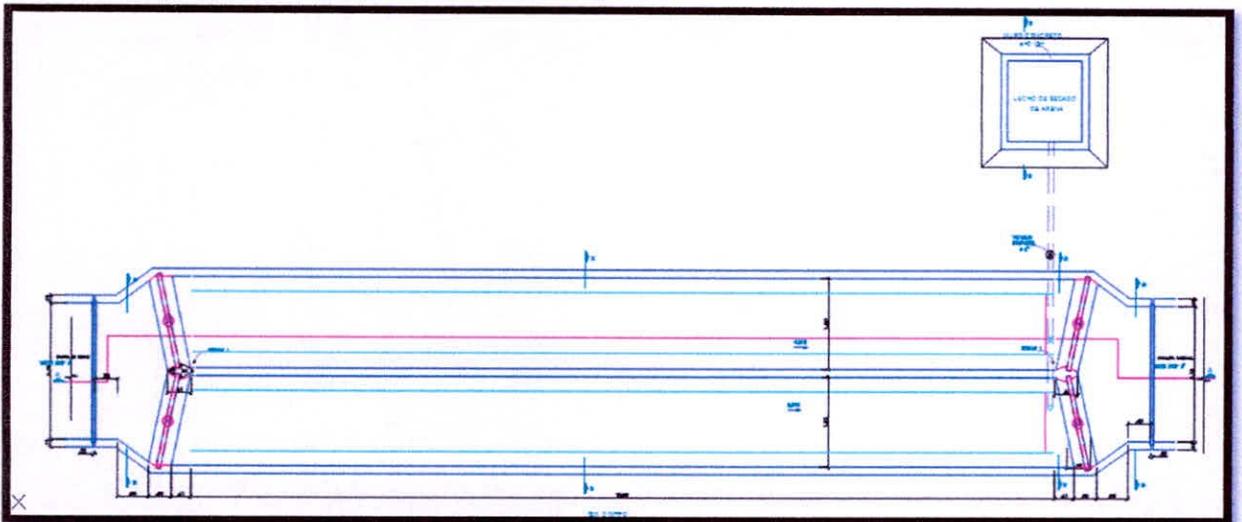
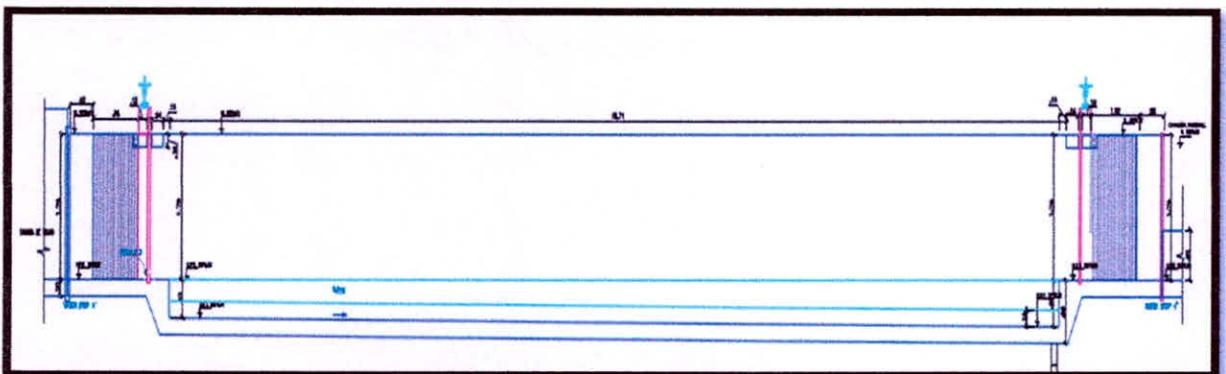


Figura N° 04. Corte Longitudinal de Desarenador

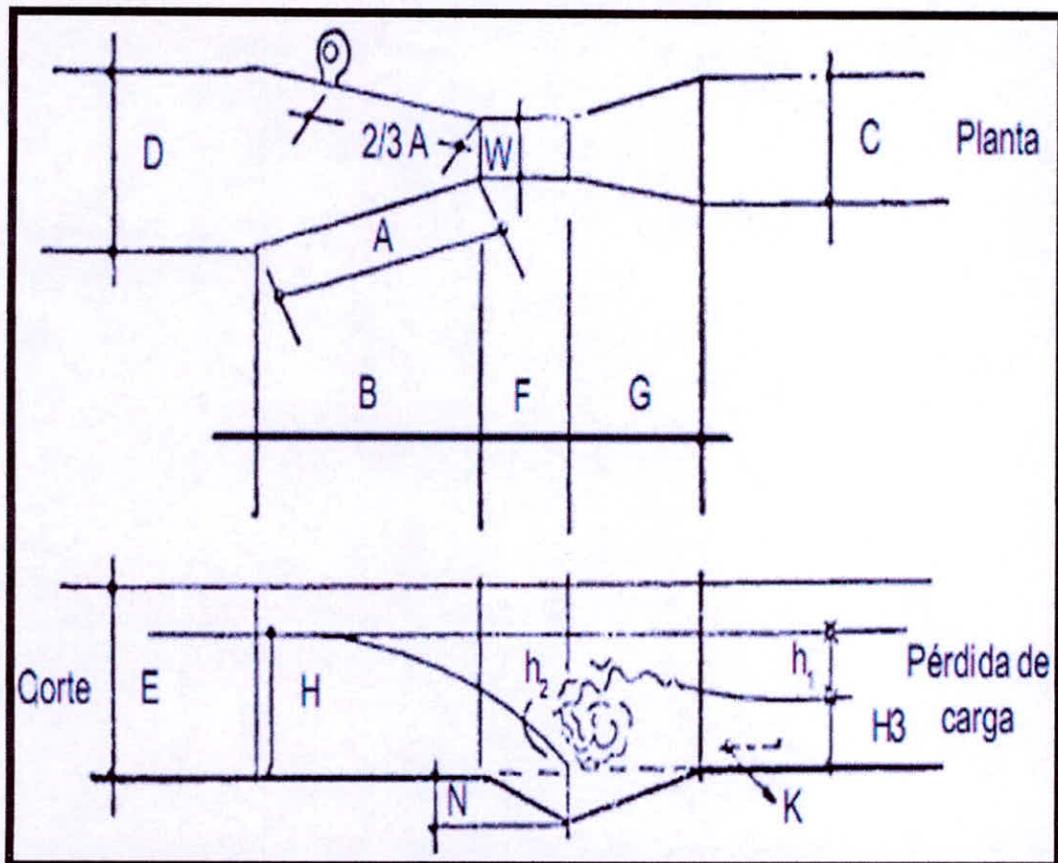




2.2.3. CANALETA PARSHALL

Se usa la canaleta Parshall normalmente con la finalidad de medir el Caudal afluente. Generalmente, trabaja con descarga libre. La corriente líquida pasa de una condición supercrítica a una subcrítica, lo que origina el resalto. Fue ideada en 1927 por R. L. Parshall y patentada en varios tamaños con las dimensiones indicadas en el Tabla N° 05.

Figura N° 05. Canaleta Parshall



**Tabla N° 05. Dimensiones estandarizadas de los medidores Parshall**

W		A	B	C	D	E	F	G	K	N
Pulgadas	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1"	2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9
3"	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	45,7	15,2	30,5	2,5	5,7
6"	15,2	61,0	61,0	39,4	40,3	61,0	30,5	61,0	7,6	11,4
9"	22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	76,3	30,5	45,7	7,6	11,4
1'	30,5	137,2	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
1 1/2'	45,7	144,9	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
2'	61,0	152,5	149,6	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
3'	91,5	167,7	164,5	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
4'	122,0	183,0	179,5	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
5'	152,5	198,3	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
6'	183,0	213,5	209,0	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
7'	213,5	228,8	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
8'	244,0	244,0	239,2	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
10'	305,0	274,5	427,0	366,0	475,9	122,0	91,5	183,0	15,3	34,3

$$H_0 + N \dots \dots \dots (a)$$

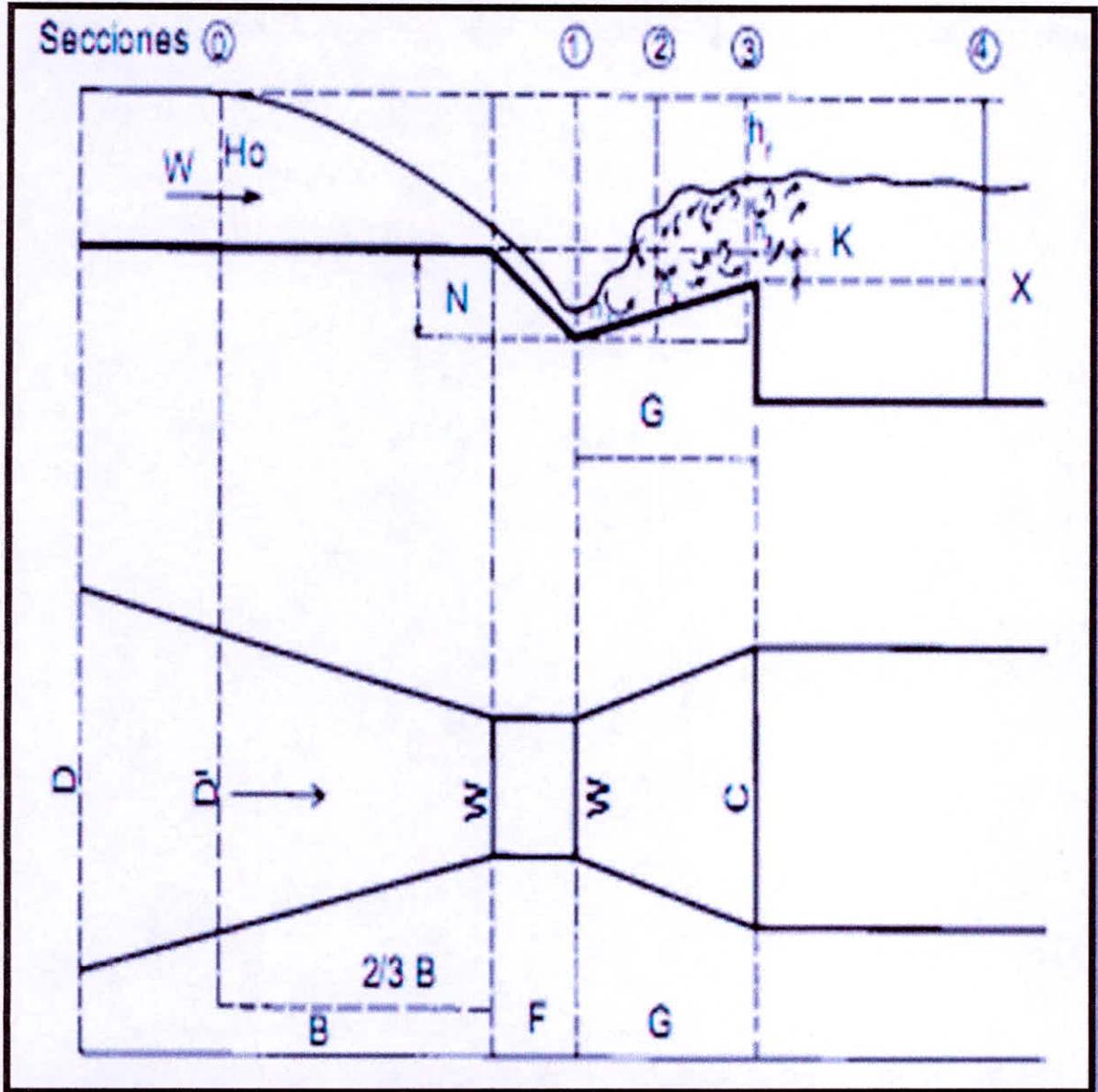
La altura de agua en la sección de medición puede ser calculada por la siguiente ecuación:

$$H_0 = K Q^m$$

Los valores de K y m se pueden obtener del Tabla N° 06.



Figura N° 06. Canaleta Parshall - Secciones



**Tabla N° 06. Valores de K y m para la ecuación a**

Ancho de la garganta del Parshall (w)		K	m
pulgadas	metros		
3"	0,075	3,704	0,646
6"	0,150	1,842	0,636
9"	0,229	1,486	0,633
1'	0,305	1,276	0,657
1 1/2'	0,460	0,966	0,650
2'	0,610	0,795	0,645
3'	0,915	0,608	0,639
4'	1,220	0,505	0,634
5'	1,525	0,436	0,630
6'	1,830	0,389	0,627
8'	2,440	0,324	0,623

La velocidad en la sección de medición se calcula mediante la siguiente relación:

$$V_0 = Q/H_0D$$

Por relaciones geométricas:

$$D' = \frac{2}{3} (D - W) + W$$

Dónde: D, N y W son las dimensiones de la canaleta dadas en el Tabla N° 06.

Se puede considerar que toda la energía disipada en la canaleta Parshall se da entre la salida de la garganta (sección 2) y la sección de salida de la canaleta (sección 3) y que en este volumen la mezcla es prácticamente completa.



Bajo condiciones de flujo con descarga libre, la pérdida de carga puede calcularse mediante la siguiente fórmula (Figura N° 06):

$$h_f = H_0 + K - h_2$$

2.2.4 REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (U.A.S.B)

La abreviación U.A.S.B. se define como Upflow Anaerobic Sludge Blanket o Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente. Esta tecnología proveniente de Bélgica y Holanda, es aplicada especialmente al tratamiento de aguas residuales con alto contenido de materia orgánica.

El reactor anaerobio de flujo ascendente y manto de lodo describe un reactor de biopelícula fija sin medio de empaque o soporte, con una cámara de digestión que tiene flujo ascendente y a cierta altura se desarrolla un manto de lodos anaerobios que es altamente activa y en el cual se da la estabilización de la materia orgánica del afluente hasta CH₄ y CO₂. (Caicedo, 2006).

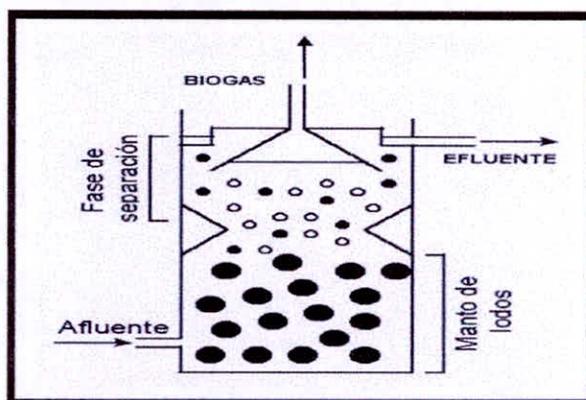
La operación de los reactores UASB se basa en la actividad autorregulada de diferentes grupos de bacterias que degradan la materia orgánica y se desarrollan en forma interactiva, formando un lodo biológicamente activo en el reactor. Dichos grupos bacterianos establecen entre sí relaciones simbióticas de alta eficiencia metabólica bajo la forma de gránulos cuya densidad les permite sedimentar en el digestor. La biomasa permanece en el reactor sin necesidad de soporte adicional.



En la Figura N° 07 se muestra un esquema general de uno de estos reactores, donde se distinguen 4 zonas:

- La zona 1 se llama lecho del lodo.
- La zona 2 se llama la manta de lodo.
- La zona 3 es la zona de bajo nivel de turbulencia.
- La pieza 4 del diagrama sirve como sedimentador.

Figura N° 07. Esquema general de un reactor UASB.



Debido a la formación de flóculos de lodos granulados, la concentración en la zona más difusa, en la parte superior del manto de lodos del RAFA es de 5 a 40 g/L. En la la parte inferior del reactor, la concentración de sólidos puede variar de 50 a 100 g/L.

Las partículas de lodo granulado tienen un rango de tamaño de 1.0 a 3.0 mm (ver Figura N° 08 y N° 09).



Figura N° 08. Gránulos de lodo activo de un reactor UASB

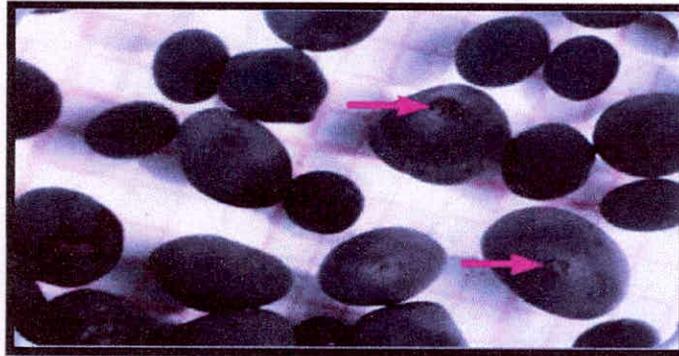
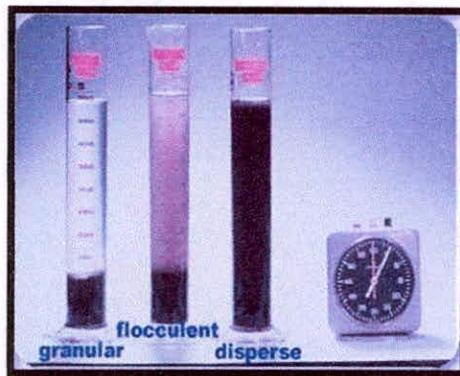


Figura N° 09. Ejemplos de los lodos encontrados en cada zona de un reactor UASB



La granulación es muy efectiva en aguas residuales con alto contenido de carbohidratos o azúcares, pero no tanto con las aguas residuales con gran contenido de proteínas, las cuales tiene como resultando flóculos más suaves difíciles de sedimentar.



Otros factores que afectan el desarrollo de sólidos granulados son:

- El pH, este debe ser mantenido cerca de 7.0, y es recomendada una relación DQO: N: P durante el inicio de 300:5:1, mientras que una proporción más baja se puede utilizar durante la operación de estado estacionario de 600:5:1.
- La velocidad del flujo ascendente.
- La adición de nutrientes
- La presencia de otros sólidos en suspensión del manto de lodo, ya que pueden inhibir la densidad y la formación de lodo granulado

La formación de las densas partículas de lodo granulado se da en condiciones de pH cercano al neutro, a un régimen de un tapón de flujo hidráulico, una zona de alta presión de hidrógeno parcial, una fuente no limitativa de $\text{NH}_4\text{-N}$ y una cantidad limitada del aminoácido cisteína. El organismo clave en la granulación es la *Methanosaeta concili*.

Como se mencionó, el líquido a depurar asciende con una pequeña velocidad poniéndose en contacto con una altísima concentración de lodos anaerobios, lecho que es conocido como "manto de lodos" por su capacidad de expandirse debido al flujo ascendente, sin ser evacuado del reactor. Por lo que simultáneamente se llevan a cabo procesos de filtración biológica, absorción y adsorción, al mismo tiempo que decantación. (López, 1998)



Para evitar el arrastre de biomasa, se incorporan separadores de fases (gas, líquido, sólido) en la parte superior del tanque, a partir de las cuales es factible reutilizar el biogás, incrementando el tiempo de retención celular.

2.2.4.1 Arranque

La problemática del arranque de un reactor anaerobio consiste en mantener las condiciones adecuadas para el crecimiento de la biomasa siendo los nutrientes necesarios lo más importante para ello. Esto último puede variar mucho dependiendo del origen del agua y en el caso de las aguas residuales domésticas, aunque los valores de los diferentes componentes se encuentran balanceados, normalmente la concentración de éstos es muy baja, particularmente para el desarrollo de la biomasa anaerobia por lo que le crecimiento resulta excesivamente lento produciendo un arranque muy prolongado. (Pacheco y Magaña, 2003)

La baja producción de biomasa en relación al sustrato consumido, ($Y = 0.18$ Kg SSV / Kg DQO removida) hace necesaria la inoculación. (Pacheco y Magaña, 2003. López, *et. al.*, 2000)

2.2.4.2 Ventajas de los U.A.S.B

Los reactores del tipo UASB presentan una serie de ventajas sobre los sistemas aerobios convencionales, la inversión principalmente es menor (costos de



implantación y manutención), producción pequeña de lodos excedentes, consumo pequeño de energía eléctrica y simplicidad del funcionamiento (Ramírez y Koetz, 1998). Son económicos energética y ecológicamente.

Los filtros anaerobios son relativamente pequeños, fáciles de construir y presentan buenas eficiencias de remoción de materia orgánica. (Castillo, *et. al.*, 2006)

También proporcionan una mejora el grado de tratabilidad de las aguas residuales para las etapas subsecuentes, ya que en ellos hay mayor concentración de bacterias que en otros sistemas, lo cual permite operar con velocidades de carga orgánica más elevadas además de minimizar problemas de colmatación por sólidos y se reduce la posibilidad de cortos circuitos.

La pantalla que hay en el RAFA crea una zona de bajo nivel de turbulencia donde aproximadamente el 99.9% del lodo en suspensión se sedimenta en el fondo del reactor.

Otras ventajas de los reactores UASB, se listan a continuación:

- Bajos requerimientos nutricionales.
- El proceso puede manejarse con altas cargas intermitentes.
- Los lodos se conservan (sin alimentación) por largos períodos de tiempo.
- Producción de metano aprovechable.
- Identificación y medición de productos intermedios que proporcionan parámetros de control adicionales.
- La fermentación ácida y metánica, así como la sedimentación tienen lugar en el



mismo tanque, por lo cual las plantas son muy compactas.

- El consumo de potencia es bajo, puesto que el sistema no requiere ninguna agitación mecánica.
- La retención de biomasa es muy buena y por eso no es necesario reciclar el lodo.

2.2.4.3 Desventajas de los U.A.S.B

Las limitaciones del proceso están relacionadas con las aguas residuales que tienen altos contenido de sólidos, o cuando su naturaleza impide el desarrollo de los lodos granulados.

El arranque del proceso es lento, pues consiste en mantener las condiciones adecuadas para el crecimiento de la biomasa siendo los nutrientes necesarios lo más importante para su crecimiento.

Las bacterias anaerobias (particularmente las metanogénicas) se inhiben por un gran número de compuestos.

Su aplicación debe ser monitoreada y puede requerir un pulimiento posterior de su efluente, además se generan malos olores si no es eficazmente controlado.

2.2.4.4 Demanda química del oxígeno (DQO)

Se constituye en una prueba más rápida que la demanda bioquímica de oxígeno y es utilizada para medir la carga orgánica e inorgánica contenida en una muestra. En el bioensayo, la DBO, oxida las sustancias



orgánicas fácilmente biodegradables, si se realizan bajo condiciones controladas de temperatura, tiempo y población biológica. En este ensayo químico, la DQO, se oxidan además de las sustancias antes mencionadas, todas aquellas que sean susceptibles de ser atacadas por un oxidante fuerte en condiciones ácidas. El inconveniente que presenta es que no determina si la materia orgánica es biodegradable o no.

2.2.4.5 Demanda biológica del oxígeno (DBO₅)

La demanda bioquímica de oxígeno se usa como medida de oxígeno requerida para la oxidación de la materia orgánica biodegradable presente en la muestra y como resultado de la acción de oxidación bioquímica anaerobia. La demanda de oxígeno de las aguas residuales es resultado de 3 tipos de materiales.

Materiales orgánicos carbónicos, utilizables como fuente de alimentación por organismos aeróbicos.

Nitrógeno oxidable, derivado de la presencia de nitritos, amoníaco y en general compuestos orgánicos nitrogenados que sirven como alimentación para bacterias específicas. Compuestos químicos reductores, (iones ferrosos, sulfitos sulfuros) que se oxidan por oxígeno disuelto.

2.2.4.6 Mantenimiento y funcionamiento del reactor U.A.S.B

El operador debe revisar diariamente que las tuberías de entrada al RAFA no



Haandel, 1998).

Van Haandel et. al. (1998) estudiaron la relación área superficial/ profundidad en reactores UASB a escala piloto encontrando que la variación en la eficiencia de remoción de la materia orgánica no es significativa (eficiencias de 80 % en promedio considerando el efluente decantado). Concluyendo que la relación de estas variables no tiene una influencia significativa en el desempeño del reactor y en la práctica deberá ser determinada por los costos de construcción y las características del terreno disponible.

2.2.4.8 Partes de un reactor U.A.S.B (Fuente: Lemos Chernicharo, 1997)

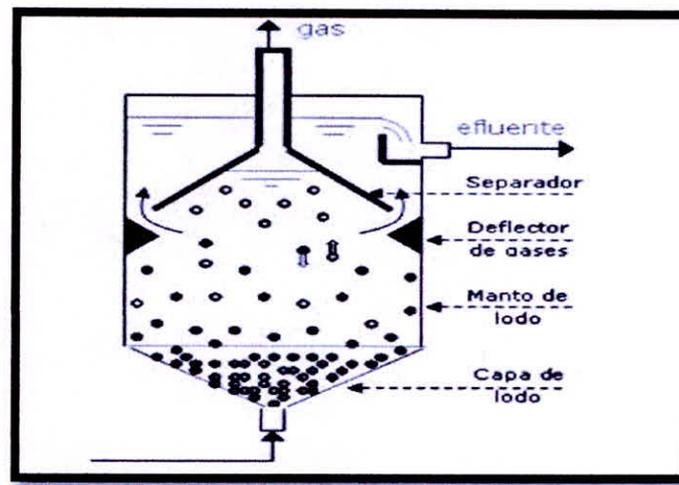
Un Reactor anaerobio de flujo ascendente y manto de lodos consta de cuatro partes esenciales, de abajo para arriba:

1. El reactor propiamente dicho, donde proliferan los organismos anaerobios que transforman la materia orgánica en biogás y nuevos organismos.
2. Una zona de transición donde el movimiento del agua hacia arriba tiende a arrastrar a los organismos que no están aglutinados en flóculos o esferas y en la que se busca evitar que esas partículas salgan con el efluente tratado.
3. Una zona de separación del gas, sólidos de la fase líquida de forma de garantizar la retención y el retorno de lodo.
4. Colectores de agua tratada y de gas en la parte superior, en este proceso, el agua residual o lodo entran al digestor por el fondo y fluyen hacia



arriba a través de una cama de lodos granulares relativamente densa y de un manto de partículas de lodo floculado. Dentro de estas zonas se efectúa la conversión de materia orgánica a metano y dióxido de carbono, principalmente.

Figura N° 10. Reactor UASB



2.2.4.9 Diseño del reactor U.A.S.B

En los últimos años, de entre los sistemas de alta tasa disponibles, el concepto de reactor UASB es el más ampliamente aplicado. Permitiendo además el empleo del tratamiento anaerobio bajo condiciones de temperaturas sub-óptimas mesofílicas. Según algunos autores existen tres variables para el dimensionamiento del reactor UASB (Lettinga et. al., 1980, 1983, 1984, Vieira, 1989), las cuales son carga orgánica volumétrica aplicada, velocidad superficial y altura del reactor.



2.2.4.10 Volumen del reactor

El volumen de un reactor anaerobio para tratar aguas residuales domésticas no complejas ($DQO < 1500 \text{ mg/l}$) depende de varios factores:

- Carga de DQO total máxima.
- Carga superficial admisible
- Temperatura mínima.
- Concentración y características del agua residual.
- Carga volumétrica permisible.

Eficiencia requerida y nivel requerido de estabilización de lodos.

2.2.4.11 Tiempo de retención hidráulica (TRH)

El tiempo de retención hidráulica está directamente relacionado con la velocidad del proceso de digestión anaerobia, que a su vez depende del tamaño del reactor. Para temperaturas medias próximas a los $20 \text{ }^\circ\text{C}$, el tiempo de retención hidráulica puede variar de 6 a 16 horas, dependiendo del tipo de agua. Para aguas residuales domésticas que son tratadas a temperaturas próximas a los $20 \text{ }^\circ\text{C}$, el tiempo de retención hidráulica deberá ser del orden de 8 a 10 horas para caudal medio; a caudal máximo horario el tiempo de retención no deberá ser inferior a 4 horas y los picos de caudal máximo no deberán prolongarse por más de 4 a 6 horas.

**Tabla N° 07. Ejemplos de los lodos encontrados en cada zona de un reactor UASB**

Temperatura de agua residual °C	Tiempo de retención hidráulica (h)	
	Media diaria	Mínimo (durante 4 a 6 horas)
16 – 19	> 10 - 14	> 7 - 9
20 – 26	> 6 - 9	> 4 - 6
> 26	> 6	> 4

Fuente: Adaptado de Lettinga & Hulshoff Pol (1991)

Por tanto el volumen del Reactor se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$\text{Volumen} = Q_{\text{med}} \times \text{TRH}$$

Donde:

$$Q_{\text{med}} = \text{Caudal medio diario (m}^3/\text{h.)}$$

$$\text{TRH} = \text{Tiempo de retención hidráulica (h).}$$

2.2.4.12 Altura del reactor

La velocidad superficial máxima en el reactor depende del tipo de lodo presente y las cargas aplicadas. Para reactores operando con lodo floculento y con cargas orgánicas de hasta 5 a 6 kgDQO/m³ día, las velocidades superficiales medias deben ser del orden de 0.5 a 0.7 m/h, siendo tolerados picos temporarios, durante 2 a 4 horas, de hasta 1.5 a 2.0 m/h.

$$COV = \frac{Q_{\text{med}} \times S}{\text{Volumen}}$$



Donde:

COV = Carga orgánica volumétrica (kg DQO/m³ día)

Q_{med} = Caudal medio diario (m³/día)

S = concentración del sustrato del afluente (kg DQO/m³)

Tabla N° 08. Velocidades Superficiales recomendadas para diseño de Reactores UASB, para el tratamiento de aguas residuales domésticas.

Caudal del afluente	Velocidad superficial (m/h)
Caudal medio	0.5 - 0.7
Caudal máximo Picos temporarios	0.9 - 1.1 < 1.5

Fuente: Adaptado de Lettinga & Hulshoff Pol (1995)

$$H = \text{TRH} \times V$$

Donde:

H= altura del reactor (m)

V= Velocidad superficial (m/h.)

TRH= Tiempo de retención hidráulica

2.2.4.13 Área del reactor

$$\text{Area del reactor } (A_c) = \frac{\text{Volumen}}{H}$$

En relación a la forma del reactor en planta, estos pueden ser circulares o



rectangulares. Los reactores de sección circular son más económicos desde el punto de vista estructural, pero la construcción del separador GSL es más complicada que en uno rectangular. En el caso de la forma rectangular, la sección cuadrada es la más barata. Elegimos un reactor de forma rectangular, específicamente de sección cuadrada.

$$\text{Lado del reactor } (L) = \sqrt{A_c}$$

2.2.4.14 Verificación de las cargas aplicadas

La carga orgánica volumétrica (COV) debe ser inferior a 15 kgDQO/m³ día pero para el caso de tratamiento de aguas residuales domésticas (baja concentración) la carga orgánica volumétrica (COV) no es un factor limitante debido a que siempre es inferior a 2.5 – 3.0 kgDQO/m³ día.

$$COV = \frac{n_{med} \times S}{Volumen}$$

Estudios experimentales demostraron que la carga hidráulica volumétrica no debe pasar el valor de 5.0 m³/m³ día, lo que equivale a un tiempo de retención hidráulica mínimo de 4.8 horas.

$$CHV = \frac{Q_{med}}{Volumen}$$



Dónde:

CHV = Carga hidráulica volumétrica (m^3/m^3 día)

2.2.4.15 Verificación de las velocidades superficiales

La velocidad superficial media debe ser del orden de 0.5 a 0.7 m/h., y la velocidad superficial a caudal máximo horario (Q_{maxh}) debe ser menor a 1.5 m/h; siendo tolerados picos temporarios, durante 2 a 4 horas, de hasta 1.5 a 2.0 m/h.

$$v = \frac{Q_{med}}{A_c} \qquad v = \frac{Q_{maxh}}{A_c}$$

2.2.4.16 Tubos distribuidores del afluente

La partición de los caudales de ingreso al fondo del reactor, debe ser efectuada de forma tal que el agua sea distribuida en cada uno de los tubos difusores en proporciones iguales. La distribución en el fondo del reactor será efectuada a través de los tubos difusores, con alimentación regular de flujo, evitando corto circuitos o zonas muertas, se recomienda 1 difusor por cada 2 a 4 m^2 de la superficie del fondo (NB 688-01 "Instalaciones Sanitarias - Sistemas de Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Residuales (Segunda revisión)"); un otro criterio para la determinación del número de distribuidores se presenta en el Tabla siguiente en función al tipo de lodo y las cargas orgánicas aplicadas al sistema.

**Tabla N° 09. Área de influencia de los Distribuidores (A_d) en Reactores UASB**

Tipo de Lodo	Carga Orgánica Aplicada (kgDQO/m ³ día)	Área de Influencia de Cada Distribuidor (m ²)
Denso y Floculento (Concentración > 40 kgSST/m ²)	< 1.0	0.5 - 1.0
	1.0 - 2.0	1.0 - 2.0
	> 2.0	2.0 - 3.0
Medianamente Denso y Floculento (Concentración de 20 - 40 kgSST/m ²)	< 1.0 - 2.0	1.0 - 2.0
	> 3.0	2.0 - 5.0
Granular	< 2.0	0.5 - 1.0
	2.0 - 4.0	0.5 - 2.0
	> 4.0	>2.0

Fuente: Lettinga & Hulshoff Pol (1995)

2.2.4.17 Diseño del separador gas – sólido – líquido (GSL)

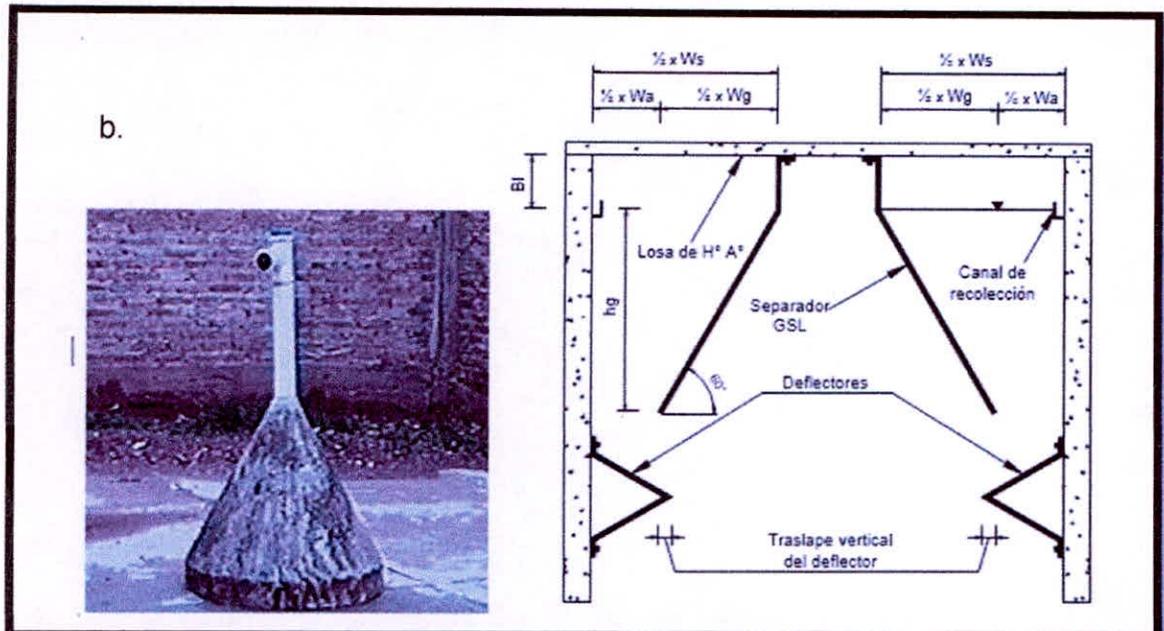
El separador "GSL" es el dispositivo más importante del reactor UASB, el cual desempeña cuatro funciones:

- Colecta de gas que se produce en la parte inferior o zona de digestión, donde existe un manto de lodos responsable de la digestión anaerobia.
- Permite la sedimentación de los sólidos en suspensión en la parte superior del reactor, encima del separador.
- Ayuda a conservar una baja concentración de sólidos sedimentables en el efluente.
- El espacio encima del separador puede ser usado para almacenar lodo durante periodos de sobrecarga hidráulica.



a. Guías tentativas para el diseño del separador GSL

Figura N° 11. Separador GSL (Gas-Sólido-Líquido)



- La mampara debe tener un ángulo entre 45 y 60° con respecto a la horizontal.
- El área de paso entre los colectores debe ser de 15 a 20% de la superficie del reactor.
- La altura del colector de gas debe estar entre 1.5-2 m para reactores de 5-7 m de altura.
- Una interface líquido-gas debe ser mantenida en el colector de gas para facilitar la descarga y recolección de las burbujas de gas y para combatir la



formación de una capa espumosa.

- El traslape de los baffles instalados debajo de la apertura debe ser de 10-20 cm con el fin de evitar que las burbujas de gas ascendentes entren al compartimiento de sedimentación.
- Generalmente los baffles de la capa espumosa deben instalarse al frente de los vertederos del efluente.
- El diámetro de los conductos de salida de gas deben ser suficientes para garantizar la fácil remoción del biogás de la campana de recolección de gas, particularmente en el caso de formación de espuma.
- En la parte de arriba de la campana de gas se deben instalar boquillas rociadoras antiespumantes, en el caso de tratamiento de aguas residuales con alto contenido de espuma.
- El material de construcción puede ser acero recubierto con algún material plástico, para evitar su pronta corrosión o bien de plásticos estructurales moldeados.

b. Abertura entre el reactor y el separador GSL

Las aberturas entre el reactor y el separador GSL que posibilitan el paso



de las aguas residuales al compartimiento de sedimentación, deben ser proyectados de forma de posibilitar lo siguiente:

- La separación de gases antes que el agua residual tenga acceso al sedimentador; favoreciendo la sedimentación de los sólidos en su interior. Por tanto para el diseño de las aberturas se debe prever una superposición con el deflector de gases de forma de garantizar la correcta separación de los mismos.
- La retención de los sólidos en el compartimiento de digestión, manteniendo las velocidades en las aberturas por debajo de las recomendadas en Tabla N° 10.
- El retorno de los sólidos sedimentados en el decantador al compartimiento de digestión, el cual se garantiza a partir de una adecuada inclinación de las paredes del decantador y los deflectores de gases, y también manteniendo las velocidades a través de las aberturas.

Tabla N° 10. Velocidades en las aberturas para el decantador

Caudal del afluente	Velocidades (m/h)
Caudal medio	< 2.0 - 2.3
Caudal máximo	< 4.0 - 4.2
Picos temporarios	< 5.5 - 6.0

Fuente: Lettinga & Hulshoff Pol (1995)

Según Wlidschut (1989), la velocidad de flujo máxima permitida en la abertura entre el reactor y el separador GSL, no debe ser mayor a 6.0 (m/h) como máximo y preferiblemente 4.0 (m/h). Para caudal medio se asumirá una velocidad de 2 m/h de acuerdo al Tabla N° 10.



$$\text{Area libre} = \frac{Q_{med}}{v}$$

$$\text{Area libre} = \frac{Q_{maxd}}{v}$$

Donde:

Q_{med} = Caudal medio diario ($m^3/h.$)

Q_{maxd} = Caudal máximo diario ($m^3/h.$)

v = Velocidad en las aberturas para el decantador ($m/h.$)

Por tanto el ancho de la abertura (W_a) entre el reactor y el separador GSL se obtiene reemplazando el mayor área libre de la ecuación (5.9) en la siguiente ecuación:

$$W_a = \frac{\text{Area libre}}{\text{Lado del reactor}}$$

c. Ancho de los lodos de la campana (W_g)

La inclinación de las paredes del separador GSL es necesaria para crear una superficie sobre la cual los sólidos puedan sedimentar y deslizarse hacia el fondo (zona de digestión).

$$\frac{1}{2} \times W_g = \frac{h_g}{\tan \alpha}$$

Donde:

W_g = Ancho de los lados de la campana ($m.$)



Hg= Altura de campana (m.)

A= Angulo de inclinación con la horizontal de la campana (grados)

d. Área superficial (As) del sedimentador

La verificación de las tasas de aplicación de carga superficial y los tiempos de retención hidráulica en el compartimiento de sedimentación se realiza de acuerdo con el siguiente Tabla N° 11:

Tabla N° 11. Carga de aplicación superficial y tiempos de retención hidráulica en el Compartimiento de sedimentación

Caudal del Afluente	Carga de Aplicación Superficial (m/h)	Tiempo de Retención Hidráulica (h)
Caudal Medio	0.6 - 0.8	1.5 - 2.0
Caudal Máximo	< 1.2	> 1.0
Picos Temporarios*	< 1.6	> 0.6

(*) Caudales pico con duración entre 2 y 4 horas.

El área superficial del decantador se obtiene multiplicando el ancho de la superficie húmeda (W_5) por el lado del reactor (L) por tanto el área superficial del sedimentador será:

$$W_g = \frac{1}{2} \times W_g + \frac{1}{2} \times W_g$$



$$A_S = (L \times W_s) \times 2$$

2.2.5 LECHO DE SECADO

Será el lugar de disposición de exceso de lodos que se retirarán periódicamente del RAFA. Esta unidad cuenta con un medio filtrante conformado por arena y grava, además de un sistema de drenaje por donde desaguarán los líquidos percolados hacia el sistema de desagüe.

2.2.6 LAGUNA SECUNDARIAS FACULTATIVA

2.2.6.1 INTRODUCCIÓN

Durante la etapa de desarrollo de las lagunas de estabilización se discutió sobre la conveniencia de ejecutar el tratamiento previo de las aguas tal como se acostumbra en las plantas convencionales, es decir, colocando los procesos de rejillas, desarenadores y sedimentación primaria.

Luego de la evaluación de las instalaciones existentes, se concluyó que la laguna con o sin pre-tratamiento trabajaba con la misma eficiencia. Asimismo se encontró que una sola laguna tenía una alta eficiencia remocional de DBO y comparable a los procesos convencionales.

Sin embargo, con el tiempo se observó que el empleo de varias lagunas en paralelo tenía muchas ventajas operativas y el uso de lagunas en serie un



efecto notable sobre la calidad de los efluentes.

2.2.6.2 LAGUNAS EN SERIE

En la teoría y en la práctica se ha demostrado que el empleo de lagunas en serie permite una mejora importante en la calidad bacteriológica de los efluentes. Para entender mejor la influencia de la configuración en la calidad bacteriológica de las aguas residuales, se analizarán las diversas condiciones de mezcla que se pueden presentar en las lagunas:

a. Flujo tipo pistón

El fundamento técnico de cálculo de las constantes de reacción considera un balance de material en un volumen infinitésimo del reactor de la siguiente forma:

[Acumulación] = [cambio de masa en el volumen dV] - [masa acumulada]

$$\frac{\delta S}{\delta t} dV = -Q \frac{\delta S}{\delta x} dx - K_1 \cdot X_b \cdot S \cdot dV$$

En equilibrio continuo $S/t = 0$ y reemplazando $dV = Adx$ se obtiene:

$$Adx = - \frac{Q}{K_1 \cdot X_0} \frac{dS}{S}$$

Donde:

S_0 = DBO total afluente (mg/l)

S = DBO soluble efluente

K_1 = constante específica de asimilación de la DBO basado en la cinética de



primer orden

K = constante global de asimilación

X_b = concentración de bacterias vivas

V = volumen de la laguna

Q = caudal del agua residual

PR = periodo de retención en días

b. Flujo tipo mezcla completa

El fundamento teórico supone la existencia de mezcla completa y ello sucede cuando están expuestas a buen viento y sin estratificación termal.

Efectuando el balance de masa en una laguna con mezcla completa y sin acumulación de lodo se tiene:

(Acumulación) = (masa de entrada) - (masa de salida) - (asimilación biológica)

$$V dS = Q_a S_a - Q S - K_1 X_b S V$$

La solución de esta ecuación para condiciones de equilibrio continuo ($dS/dt = 0$), ausencia de infiltración ($Q_a = Q$), introduciendo la tasa global de reacción ($K - K_1 X_b$) y el período de retención ($PR + V/Q$) resulta en:

$$S = \frac{S_a}{1 + KPR}$$

c. Flujo tipo disperso

El modelo de dispersión axial se aplica en lagunas que no responden al tipo pistón o de mezcla completa.



En este modelo, los mecanismos de transporte son la dispersión axial (difusión molecular en el sentido del flujo) y la convección. La siguiente ecuación es el resultado de un balance de masa alrededor de un volumen dV para un reactor con flujo tipo pistón.

$$\frac{\delta C}{\delta t} = D \frac{\delta^2 C}{\delta x^2} - U \frac{\delta C}{\delta x} - K \cdot C$$

En donde:

C = concentración del contaminante, mg l⁻¹

X = coordenada en la dirección de flujo, m

U = velocidad longitudinal promedio del reactor, m día⁻¹

D = coeficiente de dispersión, longitudinal o axial, m² día⁻¹

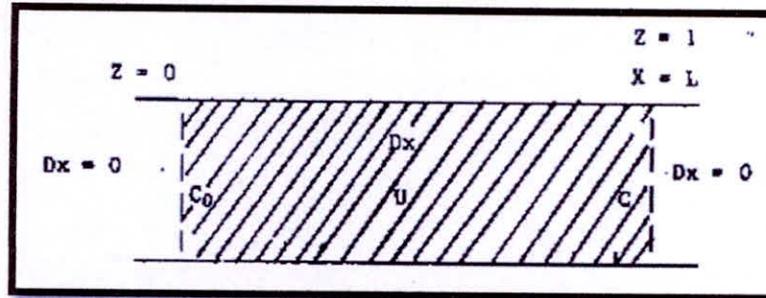
t = tiempo, días

En la ecuación anterior el primer término de la derecha es la dispersión por difusión molecular, el segundo término es la dispersión convectiva y el tercero es la degradación del contaminante.

La solución bajo las condiciones de borde llamadas: cerradas - cerradas, se indica a continuación:



Figura N° 12. Flujo Tipo Disperso



Estas condiciones de borde son las únicas consistentes con los criterios de continuidad en la entrada y salida y permiten ubicar adecuadamente el submodelo hidráulico en un reactor, entre los límites de mezcla completa y flujo tipo pistón. Soluciones de la ecuación anterior para esas condiciones de borde han sido desarrolladas por Danckerts y por Wehner y Wilhelm. La versión de los últimos autores se presente a continuación.

$$\frac{C}{C_0} = \frac{2 \exp\left[\frac{Z}{2a}\right] \left[(1+a) \exp\left[\frac{a}{2a}(1-Z)\right] - (1-a) \exp\left[\frac{a}{2a}(Z-1)\right] \right]}{(1+a) \exp\left[\frac{a}{2a}\right] - (1-a)^2 \exp\left[\frac{-a}{2a}\right]}$$

En donde:

C_0 y C son respectivamente las concentraciones del afluente y efluente en $\text{mg} \cdot \text{l}^{-1}$

X Y L son respectivamente la distancia medida desde la entrada y la longitud entre entrada y salida en m

Z es la distancia adimensional en la dirección del flujo = X/L

t es el tiempo de residencia teórico, días



d es el factor de dispersión = $D/UL = Dt/L^2$

(18)

a es una constante adimensional = $1 + 4K t d$

(19)

K es la constante de reacción en días -1

La ecuación puede ser utilizada para lagunas alargadas. Para otras condiciones es de utilidad la siguiente ecuación simplificada para $X = L$; $Z = 1$:

$$\frac{C}{C_o} = \frac{4a \exp\left(\frac{1}{2d}\right)}{(1+a)^2 \exp\left(\frac{a}{2d}\right) - (1-a)^2 \exp\left(-\frac{a}{2d}\right)}$$

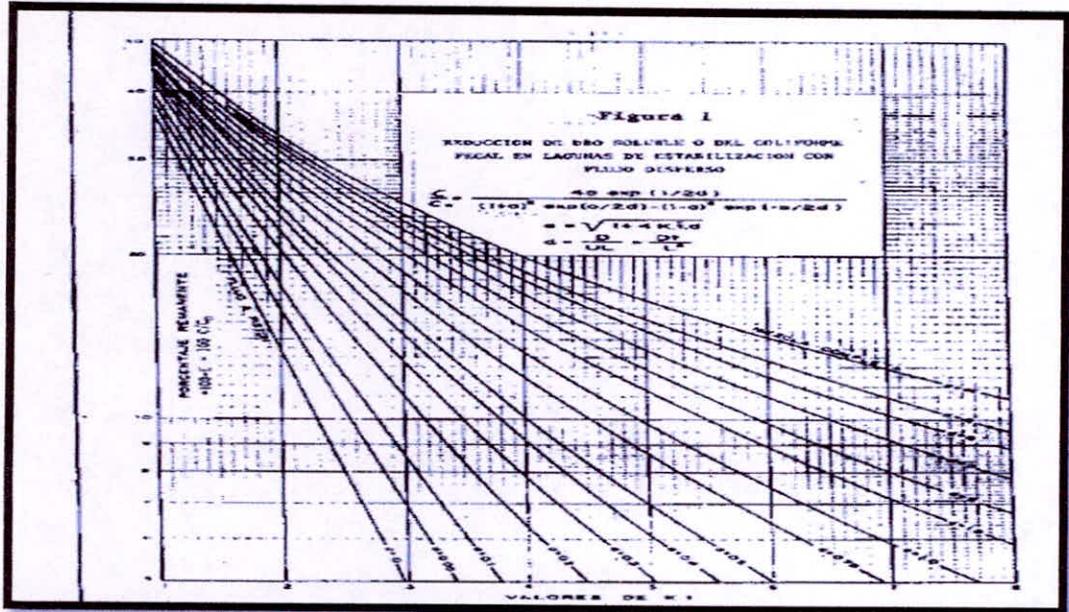
Esta relación permite interpretar adecuadamente los datos de una evaluación intensiva de campo de una laguna funcionando en equilibrio continuo. La figura 1 indica que para una misma tasa de reacción y un mismo período de retención ($Kt =$ constante) el reactor tipo flujo a pistón presenta mayor eficiencia remocional.

De otro lado, si en el tratamiento de las aguas residuales se emplea "n" lagunas en serie del tipo mezcla completa, se encuentra que en el límite el sistema se comportan como una sola laguna del tipo flujo a pistón. Así se tiene que la carga que sale de la primera celda y se convierte en carga de la segunda es:



$$S_2 = \frac{S_1}{1 + Kt_1} = \frac{S_0}{(1 + Kt_1)(1 + Kt_1)}$$

Figura N° 13. Valores de k1



e

neralizando

$$S = \frac{S_0}{(1 + Kt_1)^n} = \frac{S_0}{(1 + K(\frac{V}{nQ}))^n}$$

Si el número de celdas es infinito, el volumen requerido se aproxima al requerido por el sistema de flujo de pistón con una cinética de primer orden es decir:

$$S = S_0 e^{-K(V/Q)}$$

$$S = S_0 e^{-Ktd}$$



De esta manera se demuestra que la eficiencia global de reactores parcialmente mezclados y dispuestos en serie, se aproxima al de un reactor de flujo a pistón. Esta última alternativa ha sido tradicionalmente utilizada con la finalidad de lograr mejor eficiencia en el tratamiento de las aguas residuales.

2.2.6.3 LAGUNAS DE PARALELO

El uso de lagunas en paralelo no mejora la calidad de efluentes, pero en cambio ofrece ventajas desde el punto de vista constructivo y operativo. Un buen diseño debe estar conformado por dos o más lagunas primarias en paralelo, con el fin de obtener la calidad deseada de efluente cuando por algún motivo se saca de operación a alguna de las lagunas.

La determinación del número de lagunas debe contemplar el análisis de sensibilidad del sistema, a fin de que cuando se saque de operación a alguna de las lagunas, el sistema de tratamiento continúe con la misma eficiencia remocional o que el impacto derivado de la sobrecarga orgánica sea despreciable.

Muchas veces el análisis de sensibilidad conlleva a incrementar el área de tratamiento, pero dependerá del diseñador y de su experiencia en determinar el área incremental. En todo caso deberá decidir entre aceptar el desmejoramiento transitorio de localización del agua tratada durante los períodos



de limpieza que en el caso de lagunas facultativas se realiza cada 5 ó 10 años o el incremento del área para que cada vez que se realiza la limpieza la calidad del efluente no se desmejore.

En todo caso cuando mayor es el número de unidades paralelas menor será el impacto como consecuencia de la sobrecarga originada por la paralización de algunas de las lagunas.

Así mismo, cuando el terreno es de mucha pendiente, el uso de baterías de lagunas en paralelo a diferentes niveles permite lograr economías considerables en el movimiento de tierras.

Un diseño modular del sistema, con baterías en paralelo, permite la construcción del mismo por etapas, con los beneficios económicos que esto representa, al desfasar las inversiones y tener mayor volumen de capacidad ociosa. Los sistemas de lagunas normalmente se diseñan para un horizonte de 20 a 25 años. Su capacidad total se alcanzará progresivamente en relación con el crecimiento de la población y el incremento de las conexiones domiciliarias al sistema de alcantarillado. Inicialmente se puede construir y poner en operación las baterías que satisfagan los requerimientos de la población actual más aquella población adicional a un período posterior a la construcción, por ejemplo cinco años. Luego, próximo a cumplirse con el período de diseño y del



sistema, se construirá la batería adyacente, repitiendo este proceso hasta completar la capacidad total de diseño.

Sin embargo, a pesar de las ventajas que tiene este procedimiento, se debe tener la seguridad de que habrá un adecuado nivel de decisión política, para respetar la programación de inversiones y obras. Es costumbre encontrar obras que se han quedado en primeras etapas, existiendo sistemas de lagunas que debieron ser ampliadas hace mucho tiempo. Los problemas derivados por esta situación son: malos olores, disminución de la eficiencia, etc. que, sumado al desconocimiento de las causas de los mismos, provocan rechazos de la población convirtiéndose en un limitante del uso de esta tecnología.

2.2.6.4 CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO

a. Lagunas anaeróbicas

- Cargas de DBO5:

> 100 g/m3-D

Asegura anaerobicidad

< 400 g/m3-D

Evita olores

- Tiempo de detención:

2 - 5 días

- Profundidad:



3 - 4 m

- Condiciones de operación:

T > 15° C Para digestión anaeróbica

pH > 7 Para metanogénesis

- Eficiencia:

<u>Temp (°C)</u>	<u>Carga DBO (g/m³-D)</u>	<u>Remoción (%)</u>
<10	100	40
11 - 19	200	50
>20	300	60

- Diseñar lagunas paralelas con interconexiones para facilitar remoción periódica de lodos
- Remover lodos cuando está medio llena (3-5 años)

b. Lagunas facultativas

- Carga DBO5

1) $Lo = 20 TA - 60$ (Método empírico de Mara)

2) $Lo = 357 \times 1.085^{(T-20)}$ (Método de Yáñez)

$$T = 8.59 + 0.82 TA$$

Donde,

Lo = Carga superficial (Kg-DBO5/Ha/día)

TA = Temperatura ambiental media en el mes más frío (°C)



T = Temperatura media del agua en el mes más frío (°C)

- Área

$$A = \frac{Qt}{D} = \frac{10 C_o Q}{L_o}$$

Donde,

A = Área (m²)

Q = Caudal de influente (m³/día)

t = Tiempo de retención (día)

D = Profundidad (m)

Co = Concentración de DBO5 de influente (mg/L)

- Tiempo de retención

7 - 10 días

- Profundidad

1.5 – 2.5 m Para permitir acumulación de lodos

- Relación longitud: ancho

2:1 - 4:1 Para minimizar cortocircuitos

c. Lagunas de maduración

Donde X es la relación longitud/ancho de la laguna



- Relación longitud: ancho

2:1 - 4:1 Reducir cortocircuitos

- Verificar laguna secundaria para remoción adecuada de DBO

- Se puede acondicionar más lagunas para conseguir la calidad de agua deseada.

d. Consideraciones sobre diseño de lagunas

- Caudal de diseño

Frecuentemente sobreestimado resultando en lagunas que no se llenan

- Verificar caudal total y per cápita, así como concentración DBO

- Verificar población conectada

- Diseñar para caudal proyectado sólo 5 años

- Unidades paralelas

- Facilita mantenimiento

- Permite expansión modular cuando caudal aumenta

- Posibilita interconexiones entre lagunas anaeróbicas o facultativas paralelas para posibilitar remoción de lodos

- Facilidades de drenaje y desvío

- Geometría

- Lagunas rectangulares tienen mejor performance hidráulica



- Relación longitud: ancho 2:1 a 4:1
- Depósito más profundo en la entrada para crear zona anaeróbica para deposición y digestión de sólidos
- Diques
- Pendientes 1: 3
- Para suelos muy estables 1:2
- Se recomienda revestimiento de orillas
- Protección de erosión por acción de olas
- Control de vegetación
- Fondo
- Mantener tasa de infiltración < 10% influente (10 mm/día)
- Generalmente autosellado
- Tal vez habría que impermeabilizar
- Aplicar arcilla o cubrir con arcilla y compactar
- Estructura de entrada
- Proveer medición de caudal
- Canal Parshall o Bowlus-Palmer
- Se recomienda tubos múltiples sumergidos de entrada para buena distribución
- Rejilla para control de sólidos gruesos
- Interconexiones
- Flujo de diseño = 1.5 diario promedio



- Utilizar conducto inclinado si diferencia niveles > 1 m
- Estructuras de salida
- Incorporar vertedero triangular o rectangular para medición de efluente
- Salidas superficiales deben incorporar pantallas
- Diseño de desagüe de profundidad variable permite algún control de algas
- Control de estratificación
- Usar lagunas rectangulares (2:1 a 4:1)
- Poner eje longitudinal paralelo al viento para maximizar mezcla
- Salida hacia el viento

- Ubicar entrada y salida para maximizar distancia

- Control de olores
- No debe ser problema en lagunas de buen diseño.
- Medidas correctivas
- Reducir cargas o agregar lagunas

- Requerimientos de terreno
- Aumenta área de diseño en 50%



2.3 DIGESTIÓN ANAERÓBICA

2.3.1 Generalidades sobre la digestión anaeróbica

La Digestión Anaerobia es el proceso fermentativo que ocurre en el tratamiento anaerobio de las aguas residuales. El proceso se caracteriza por la conversión de la materia orgánica a metano y de CO_2 , en ausencia de oxígeno y con la interacción de diferentes poblaciones bacterianas.

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 bioabonos. (Bermúdez,*et. al.*,2011).

Balance: En el campo del tratamiento de las aguas residuales, la contaminación orgánica es evaluada a través de la DQO (demanda química de oxígeno), la cual mide básicamente la concentración de materia orgánica. La forma de apreciar lo que ocurre con la materia orgánica en el tratamiento anaerobio de aguas residuales, es comparando su balance de DQO con el del tratamiento aerobio (ver Figura N°13 y N° 14).



Figura N° 14. Balance Anaerobio de la Materia orgánica

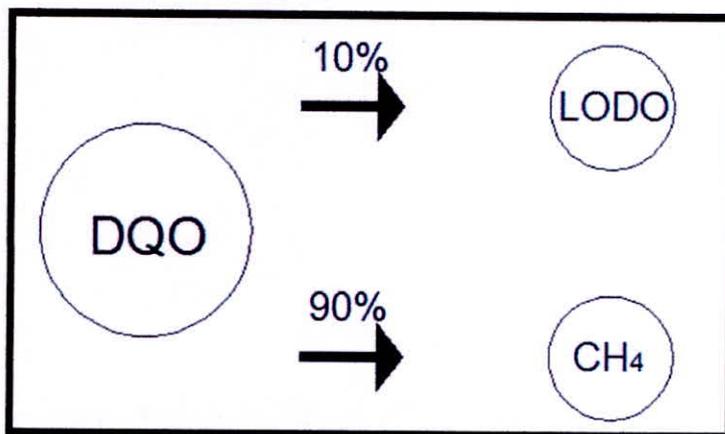
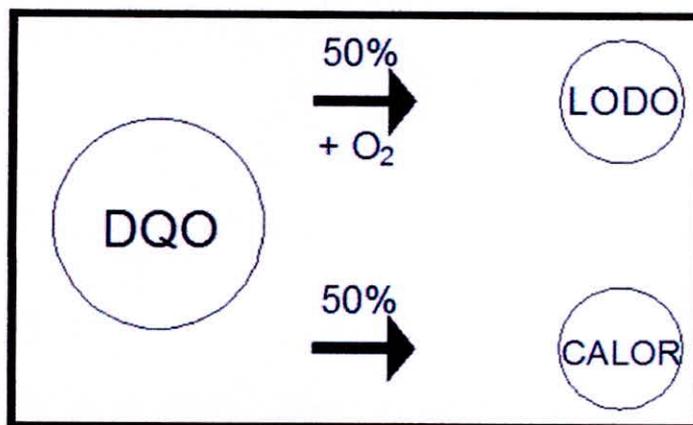


Figura N° 15. Balance Aerobio de la Materia orgánica



Tratamiento Anaerobio: La digestión anaerobia es un proceso de transformación y no de destrucción de la materia orgánica, como no hay presencia de un oxidante en el proceso, la capacidad de transferencia de electrones de la materia orgánica permanece intacta en el metano producido. En vista de que no hay oxidación, se tiene que la DQO teórica del metano equivale a



la mayor parte de la DQO de la materia orgánica digerida (90 a 97%), una mínima parte de la DQO es convertida en lodo (3 a 10%). En las reacciones bioquímicas que ocurren en la digestión anaerobia, solo una pequeña parte de la energía libre es liberada, mientras que la mayor parte de esa energía permanece como energía química en el metano producido.

Tratamiento Aerobio: En este tipo de tratamiento se llevan a cabo procesos catabólicos oxidativos. Como el catabolismo oxidativo requiere la presencia de un oxidante de la materia orgánica y normalmente este no está presente en las aguas residuales, él requiere ser introducido artificialmente. La forma más conveniente de introducir un oxidante es por la disolución del oxígeno de la atmósfera, utilizando la aireación mecánica, lo que implica altos costos operacionales del sistema de tratamiento. Adicionalmente la mayor parte de la DQO de la materia orgánica es convertida en lodo, que cuenta con un alto contenido de material vivo que debe ser estabilizado.

La materia orgánica en ausencia de oxígeno molecular, nitratos y sulfatos es convertida a metano y dióxido de carbono por la combinación de la actividad de diferentes grupos de microorganismos. En el proceso intervienen microorganismos facultativos y anaerobios estrictos.

En general las bacterias son incapaces de alimentarse de material particulado por lo que las macromoléculas (proteínas, carbohidratos y lípidos) son hidrolizadas previamente por enzimas extracelulares a compuestos más



simples (azúcares, aminoácidos y ácidos grasos). Estos compuestos, son utilizados como sustratos por los organismos fermentadores (azúcares y aminoácidos) y por oxidadores anaerobios (ácidos grasos superiores). Los productos de estas reacciones son acetato, hidrógeno, biomasa y productos intermediarios como propionato y butirato. Estos últimos son degradados a acetato e hidrógeno por un grupo de bacterias conocidas OHPA (Obligate Hydrogen Producing Acetogen) las cuales viven en relación sintrófica con las bacterias metanogénicas utilizadoras de hidrógeno. Estos dos compuestos son finalmente, los sustratos de las bacterias metanogénicas, que se dividen en dos grupos tróficos:

Bacterias Metanogénicas Hidrogenofílicas: Utilizan el hidrogeno generado para reducir el CO_2 .



2.3.1.1 Desarrollo histórico de la digestión anaeróbica

La primera descripción sobre la producción de metano en la naturaleza fue hecha por Volta en 1776, quien lo definió como "el gas de los pantanos". Un siglo después, se demostró la producción de este gas en el intestino grueso de los reos recién ejecutados, así como en el estómago de los rumiantes (Zehnder, 1988). En 1868, BÉCHAMP a través de la realización de experimentos con heces de conejo, observó que la producción de metano es debida a la acción de microorganismos. A finales del siglo XIX, Popoff, Van Senus y Omelianski realizaron estudios detallados sobre



la producción microbiológica de metano, encontrando que la metanogénesis es un proceso derivado del rompimiento de materiales poliméricos, dependiente de la temperatura (McCarty, 1982).

En la última década del siglo XIX y comienzos del siglo XX, se desarrollaron varios sistemas muy conocidos: el tanque séptico y el tanque Imhoff en los cuales los sólidos presentes sedimentan para ser degradados anaerobiamente en el fondo del reactor (ver Figura 8). El diseño del tanque de digestión, en estos reactores, estaba ligado a la cámara de sedimentación:

1876 Tanque séptico en EEUU (sin Patente)

1881 M. Louis Mouras - Francia: Digestor anaerobio "pozo automático Mouras" (la más simple, bella y mayor de todas las invenciones modernas)

1890 N.D. Scott-Moncrief - Inglaterra: 1ra aplicación del filtro anaerobio

1892-93 A.C. Houston: Reducción del volumen de lodo a ser manejado

1895 Donald Cameron – Inglaterra: "Mouras Modificado" (Tanque séptico)

1904 William O Travis: Proceso en 2 etapas (cámaras de Hidrólisis o digestión separada de la cámara de sedimentación-baffles)

1905 Karl Imhoff - Alemania: Travis Modificado – El efluente no pasa por la cámara de digestión (Tanque Imhoff)

1914: casi 75 ciudades implementaron Imhoff



Figura N° 16. Esquema de Sistema Clásico: Sección longitudinal -Tanque séptico.



Figura N° 17. Esquema de Sistema Clásico: Sección transversal - Tanque Imhoff





En desarrollos posteriores, los sólidos acumulados eran bombeados a un digestor con calentamiento:

1927: Primer aparato de calentamiento de lodos (Alta eficiencia)

El tratamiento primario con digestión anaerobia de los sólidos removidos fue ampliamente aplicado entre las dos guerras mundiales, en muchas ciudades el biogás producido era purificado y comprimido para ser utilizado como combustible de automotores:

1934 - Alemania: 600 mil habitantes utilizan Tanque séptico

6'500 mil habitantes utilizan Tanque Imhoff

5'600 mil habitantes utilizan Digestión de iodo separado

Debido a la baja remoción de materia orgánica así como a los largos periodos de tiempo que requerían los sistemas anaerobios, a partir de 1945 empieza la utilización masiva de sistemas aerobios especialmente, lodos activados y filtros percoladores. La alta eficiencia de estos sistemas en cuanto a remoción de materia orgánica expresada en términos de DBO (90% a 95%), comparada con la obtenida en los procesos anaerobios (30% a 50%) hacía a estos últimos poco competitivos. En la actualidad, se reconoce que la baja eficiencia de estos sistemas se relaciona con un pobre contacto entre la masa bacteriana presente y el material suspendido y disuelto (van Haandel, 1994).



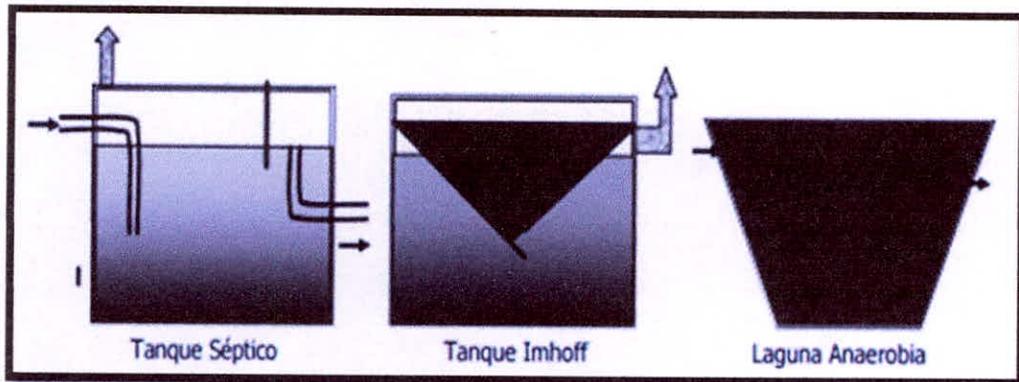
A partir de la década de los años 70 fue plenamente reconocida la importancia del contacto entre el lodo y el sustrato, lo cual permitió el desarrollo de nuevas configuraciones de reactores y demostró que estos procesos pueden alcanzar eficiencias de remoción de materia orgánica comparables con las de los procesos aerobios.

En términos generales, se registran tres generaciones de reactores anaerobios, las cuales se caracterizan porque en cada generación se reduce el tiempo de retención hidráulico (TRH) y mejora el contacto entre el lodo y el sustrato, lo cual significa menores volúmenes de reactor, costos más bajos, sistemas más estables y de más fácil operación (Díaz-Báez, 2002; van Haandel, 1994):

1. Reactores de primera generación: el tiempo de retención celular es igual al TRH, por lo que se requieren TRH muy altos, existe un contacto inadecuado entre la biomasa y la materia orgánica - Lagunas Anaerobias, Tanque Séptico, Tanque Imhoff.



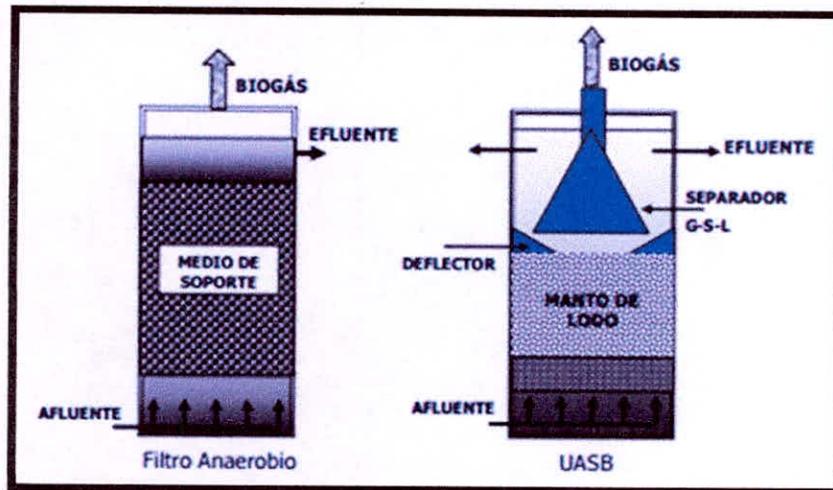
Figura N° 18. Sistemas anaeróbicos de primera generación.



2. Reactores de segunda generación: se caracterizan por el hecho de que tienen mecanismos para retención de los lodos, independizando el tiempo de retención celular del TRH. Los dos mecanismos más aplicados son
- inmovilización del lodo por adhesión a material sólido - Filtros anaerobios de flujo ascendente y descendente;
 - separación líquido-sólido del efluente, con el retorno de los sólidos separados al reactor - UASB, el cual usa un sedimentador interno.

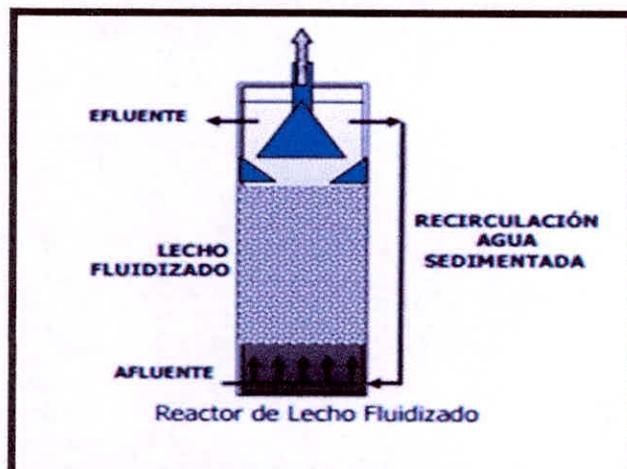


Figura N° 19. Sistemas anaeróbicos de segunda generación.



3. Reactores de tercera generación: para optimizar el contacto entre el sustrato y la biomasa, esta se adhirió con partículas de arena, alúmina o plástico, las cuales se expanden - Reactores de lecho fluidizado o expandido.

Figura N° 20. Sistema anaeróbico de tercera generación.





2.3.2 Bioquímica y microbiología del proceso

El proceso global de biodegradación anaerobia es el resultado de la acción de una población heterogénea de microorganismos (se estima que hay más de 150 especies), en la que se encuentran anaerobios estrictos (que se inhiben en presencia de concentraciones de oxígeno superiores a 0.01 mg.L^{-1}) y anaerobios facultativos, que son activos tanto en medios aerobios como anaerobios (Toerien y Hattingh, 1969). Cada uno de ellos lleva a cabo el proceso bioquímico que le aporta el mayor rendimiento energético, compitiendo por los diferentes sustratos disponibles (Soubes, 1994).

Los compuestos en la biodegradación anaerobia pueden ser reagrupados en sustratos primarios (macromoléculas), los cuales se encuentran en el agua residual, intermediarios y productos. Los sustratos primarios pueden ser aceites y grasas, carbohidratos y proteínas (sustratos particulares) o ácidos grasos de cadena larga, azúcares y aminoácidos (sustratos solubles). Los intermediarios pueden reagruparse dentro de un amplio rango de compuestos gaseosos y solubles y los productos finales son, normalmente, metano y dióxido de carbono.



2.3.2.1 Hidrolisis y fermentación

Son las etapas iniciales de la digestión anaerobia donde los biopolímeros son fragmentados por la acción de enzimas hidrolíticas en moléculas más pequeñas así:

Grasas y lípidos	LIPASA →	Glicerol + Ácidos Grasos
Almidón, Glucógeno	AMILASA →	Azucares
Proteínas, Péptidos	PROTEASAS →	Aminoácidos
Peptina	PEPTINASA →	Azucares
Celulosa	CELULASA →	Celobiosa
		CELULASA → Glucosa

La hidrólisis es una etapa llevada a cabo por enzimas extracelulares, secretadas por los microorganismos, en la cual se solubilizan las partículas y/o sustratos que no pueden ser utilizados directamente por los organismos anaerobios (carbohidratos, celulosas, hemicelulosas, ligninas, proteínas, grasas, aceites, etc.). Posteriormente, los organismos que llevan a cabo la acidogénesis o fermentación, transforman los sustratos solubles en ácidos orgánicos (ácido láctico), ácidos grasos volátiles (ácidos acético, propiónico, butírico, valérico,...), alcoholes (glicerol, etanol), hidrógeno y dióxido de carbono.

La mayoría de los polímeros solubles son fácilmente hidrolizables. Sin embargo, cuando los sustratos a hidrolizar son poco solubles o sólidos (desechos de



legumbres, compuestos de la industria química, etc.), son tóxicos y/o de difícil biodegradación (complejos ligno-celulósicos, almidón, grasas, etc.) ésta fase puede ser la limitante del proceso. Cuando la velocidad de hidrólisis es menor que la velocidad de catabolismo de sus productos, se puede originar una sobreproducción de ácidos y, en consecuencia, una desestabilización profunda del sistema.

Los organismos predominantes de la flora hidrolítica y fermentadora son anaerobios estrictos, tales como *Bacteroides*, *Clostridia*, *Bifidobacteria*, *Propionibacterium*, *Selenomonas* y *Streptococci*, aunque también se puede encontrar anaerobios facultativos como las enterobacterias y aerotolerantes como las bacterias del ácido lácticos.

2.3.2.2 Acetogenesis

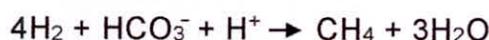
Durante esta etapa las bacterias conocidas como "bacterias acetogénicas productoras de hidrógeno OHPA", convierten los productos de la fermentación en ácido acético, dióxido de carbono e hidrógeno. Estos organismos utilizan los ácidos grasos o alcoholes como fuente energética.

Esta transformación representa la actividad de tres grupos de microorganismos: las bacterias homoacetogénicas, las sintróficas u OHPA (del inglés *Obligate Hydrogen Producing Acetogen*) y las sulforeductoras.



La mayoría de ellas son anaerobias estrictas. Así se pueden encontrar homoacetogénicas como *Clostridium*, *Acetobacterium*, *Sporomusa*, *Acetogenium*, *Acetoanaerobicum*, *Pelobacter*, *Eubacterium*,... (Archer y Kirsop, 1990) sintróficas como *Syntrophobacter*, *Syntrophomonas*, *Syntrophus*... (Dolfin, 1988) y sulforeductoras como *Desulfovibrio*, *Desulfobacter*, *Desulfotomaculum*, *Desulfomonas*... (Widdel, 1988).

Las bacterias homoacetogénicas producen acetato únicamente, a partir de una mezcla de hidrógeno-dióxido de carbono y algunos un amplio espectro de compuestos multi o monocarbonados, según la siguiente reacción:



Las bacterias OHPA oxidan los productos de la fermentación en acetato, hidrógeno y dióxido de carbono. Estas bacterias son anaerobias estrictas y dependen para su crecimiento de la eliminación del hidrógeno presente en el medio, ya que cuando la presión parcial de hidrógeno exceden de 10^{-2} atmósferas para el etanol, 10^{-3} para el propionato y 10^{-4} para el butirato, la reacción de oxidación se hace termodinámicamente imposible (Guyot, 1990, 1992). La eliminación de hidrógeno del medio es llevada a cabo, por lo general, por bacterias metanógenas, hidrogenofílicas, aunque en



presencia de sulfatos, las bacterias sulfo-reductoras son capaces de establecer una relación sintrófica con las bacterias OPHA. La relación sintrófica recibe el nombre de transferencia interespecífica de hidrógeno y permite llevar a cabo las reacciones, con un balance energético favorable (Cadi, 1994).

2.3.2.3 Metanogénesis

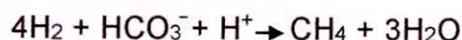
La metanogénesis es llevada a cabo por un grupo particular de microorganismos productores de metano, representados por 83 especies (García *et al.*, 2000): las arqueobacterias. Éstas presentan una línea divergente en la evolución con respecto a las bacterias y a los eucariotas, por lo que tienen características específicas, una bioquímica única (en contraste con los sistemas enzimáticos idénticos para el resto de las especies), sobre todo a nivel de sus coenzimas (Ferry, 1992). Todas son anaerobias estrictas y su tasa de crecimiento es menor que del resto de microorganismos implicados en la digestión.

Las arqueobacterias metanógenas pueden utilizar sólo un número restringido de sustratos, principalmente acetato, hidrógeno y dióxido de carbono. Pueden clasificarse, según el sustrato que utilizan en dos grupos: hidrogenofílicas y acetoclásticas.

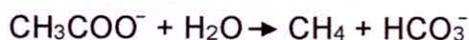
Las metanógenas hidrogenofílicas como *Methanobacterium*, *Methanococcus* y



Methanobrevibacter, utilizan el hidrógeno y el dióxido de carbono, permitiendo disminuir la presión parcial de hidrógeno (Ferry, 1992), y producen aproximadamente un 30% del metano.



Las acetoclásticas producen el 70 % restante a partir de acetato (McCarty, 1981; McInerney *et al.*, 1979; Moletta, 1993). Se encuentran reagrupadas en sólo 9 especies y los géneros *Methanosaeta* (*Methanotrix*) y *Methanosarcina*, son los más frecuentemente encontrados en un digestor (Morgan *et al.*, 1991). Por lo general, los dos géneros compiten por el substrato. Noike y sus colaboradores (Noike *et al.*, 1985), observaron una transición en el género dominante dependiendo del tiempo de residencia celular (TRC) aplicado. De esta forma, para un TRC > 9.6 días *Methanosaeta* domina, mientras que para un TRC < 6.5 días los autores constataron la predominancia de *Methanosarcina*.



La metanización es un proceso biológico complejo que necesita ciertas condiciones físico-químicas para optimizar la reacción biológica. Todos los organismos incluidos en este grupo son anaerobios estrictos y precisan para



crecer un potencial de óxido-reducción muy bajo, comprendidos entre -300 y -450 mV (Stronach *et al.*, 1986). La metanización de la materia orgánica puede llevarse a cabo en condiciones psicrófilas (6 a 15°C), mesófilas (25 a 40°C) y termófilas (más de 45°C), no obstante, la digestión se realiza generalmente en régimen mesófilo o termófila, lo que implica un sistema de regulación de la temperatura. La mayor parte de los microorganismos implicados en la digestión se desarrollan en una gama de pH que varía entre 6 y 8, con un óptimo para los productores de metano entre 6.5 y 7.2. a un pH de 6.2 en el medio las condiciones ácidas presentan una aguda toxicidad para las arqueobacterias metanógenas. Necesitan ciertos oligoelementos para su crecimiento como son el hierro, cobalto, selenio y níquel, constituyentes de coenzimas y de proteínas implicadas en su metabolismo (Soubes, 1994). El magnesio es esencial ya que participa en la reacción final de síntesis de metano, así como el sodio que interviene en el proceso quimiosmótico de la síntesis del ATP.

La presión parcial de hidrógeno debe permanecer inferior a 10^{-4} para no inhibir la metanogénesis. La acumulación de hidrógeno en el medio es característica de un desacople de fases o malfuncionamiento de la digestión, frecuentemente, tras una sobrecarga de materia orgánica. Ésta provocará una acumulación de ácidos grasos volátiles (AGV), concretamente de acetato,



propiónico y butírico, de los cuales el propiónico es el más difícil de degradar y se considera un fuerte inhibidor (Ahring *et al.*, 1995; Andrews y Graef, 1971; Mösche y Jördening, 1999).

2.3.3 Tratamiento anaeróbico

2.3.3.1 Ventajas del tratamiento anaeróbico

- Menor producción de lodos y menores costos de operación.
- Convierte el 95% del C en biogás, 5% es transformado en biomasa microbiana.
- El 90% de la energía es retenida como CH₄, del 5 – 7% es almacenada en la biomasa.
- No requiere energía.
- Acepta altas cargas orgánicas.
- Degrada compuestos policlorados.
- Menor cantidad de nutrientes.
- Requiere pequeña área superficial.
- El lodo anaerobio puede ser preservado (inactivo) por muchos meses sin serios deterioros.
- Una efectiva separación del biogás, desagüe y el lodo.
- El lodo anaerobio presenta una buena capacidad de sedimentación y principalmente, se desarrolla como un lodo granular.
- Producción de metano, fuente potencial de energía.



- Con aclimatación, se pueden transformar una mayor cantidad de compuestos.
- Rápida respuesta a la adición de sustrato después de largos periodos sin alimentarse.
- No existen averías de carácter electromecánico.
- Son sencillas operativamente.
- Se caracterizan por una gran estabilidad de operación lo que permite una fácil adaptación a cambios de caudal y de carga orgánica.
- Generan escasa producción de lodos ya estabilizados, que se deben extraer después de 5 años.

2.3.3.2 Desventajas del tratamiento anaeróbico

- Requiere largos periodos de arranque, si no se cuenta con lodo adaptado.
- Por ser recientemente establecidos, tienen bajo desarrollo para aplicaciones específicas y existe poca experiencia práctica, sin embargo la situación respecto a esto está cambiando rápidamente.
- La digestión anaerobia normalmente requiere de un adecuado post-tratamiento para la remoción de DBO₅ remanente, amonio y compuestos de mal olor.
- Largos periodos de arranque.
- Puede requerir la adición de algún ion específico o de alcalinidad.
- Puede requerir tratamiento posterior para alcanzar la normatividad.



- No es posible la remoción de fósforo y nitrógeno.
- Son más sensibles a los efectos adversos de las bajas temperaturas en las tasas de reacción.
- Posibilidad de malos olores, particularmente en el caso de un mal diseño o fallas operacionales, ya que este es un proceso con un alto potencia de generación de H_2S .

2.3.4 Consideraciones generales de diseño de un proceso de tratamiento anaeróbico

2.3.4.1 Características del agua residual

Una amplia variedad de aguas residuales pueden tratarse con procesos anaerobios como lixiviados de rellenos sanitarios, aguas provenientes del proceso de refinación del azúcar, de la manufactura química, de la industria del papel, farmacéutica, aguas residuales domésticas, entre otras.

Los procesos anaerobios son atractivos, especialmente para las aguas residuales con altas concentraciones de materia orgánica y a temperaturas cálidas debido a que no requieren de aireación, por lo que se tiene un ahorro en energía además de producir pocos lodos de desecho. Por ejemplo, las aguas residuales provenientes de destilerías tienen concentraciones alrededor de los 3000 mg/L de



DQO. Otras consideraciones que se pueden aplicar para las distintas fuentes de agua residual son la presencia de sustancias potencialmente tóxicas, variaciones de caudal, concentraciones de inorgánicos y variaciones estacionales de carga. Los procesos anaerobios son capaces de responder rápidamente a la alimentación de agua residual después de largos períodos sin adición de sustrato.

2.3.4.2 Variaciones de flujo y carga

Muchas variaciones en el flujo del afluente y en la carga orgánica pueden afectar el balance entre la fermentación ácida y la metanogénesis. Para los sustratos solubles y fácilmente degradables, como los azúcares y los almidones, las reacciones acidogénicas pueden ser mucho más rápidas a altas cargas y pueden incrementar las concentraciones de ácidos grasos volátiles (COV's) e hidrógeno y disminuir el pH. Altas concentraciones de hidrógeno pueden inhibir la conversión de ácido butírico y propiónico. Los bajos pH pueden inhibir la metanogénesis. Debe proveerse una igualación del flujo o capacidad adicional para soportar las condiciones pico de flujo y carga.

2.3.4.3 Temperatura y concentración orgánica

Los reactores a temperaturas de 25°C a 35°C presentan mejores tasas de reacción y proveen tratamientos más estables. Generalmente, concentraciones de DQO mayores a 1500 - 2000 mg/L se requieren para producir suficientes



cantidades de metano para calentar el agua residual sin utilizar fuentes externas de combustible. A concentraciones menores de 1300 mg/L DQO o menores, debe preferirse el tratamiento aerobio al anaerobio.

El tratamiento anaerobio puede aplicarse a temperaturas menores y son sostenibles de entre 10° y 20°C en reactores de crecimiento suspendido y adherido. Sin embargo, en este intervalo de temperatura, la tasa de degradación de las largas cadenas de ácidos grasos es una limitante. y si se acumulan, pueden generarse espumas en el reactor.

Cuando se emplean tiempos de retención de sólidos (TRS) mayores, la pérdida de sólidos en un reactor anaerobio puede convertirse en un factor crítico limitante. Los reactores anaerobios, generalmente producen sólidos menos floculentos y más dispersos que los reactores aerobios, con concentraciones de sólidos suspendidos totales (SST) para procesos de crecimiento suspendido en un rango de 100 a 200 mg/L.

Para aguas residuales diluidas, la concentración de SST en el efluente limitará el posible TRS de los procesos y el potencial de tratamiento.



2.3.5 Fracción de material orgánico no disuelto

La composición del agua residual en términos de sus componentes disueltos y particulados afecta la selección del tipo de reactor anaerobio y su diseño. Las aguas residuales con altos contenidos de sólidos se tratan mejor con procesos de crecimiento suspendido que de crecimiento adherido. Mientras más grande sea la conversión de material orgánico particulado, el TRS crecerá para poder llevar a cabo la hidrólisis de los mismos, lo cual será una limitante en comparación con la fermentación ácida y la metanogénesis en el tratamiento anaerobio.

2.3.5.1 Alcalinidad del agua residual

Con el alto contenido de CO_2 (típicamente entre el rango de 30 a 50%) en el gas producido en el tratamiento anaerobio, la concentración de alcalinidad en el rango de 2000 a 4000 mg/L como CaCO_3 se requiere típicamente para mantener el pH en o cercano a lo neutral. El nivel de alcalinidad necesario esta rara vez disponible en el afluente del agua residual, pero puede generarse en algunos casos por la degradación de proteínas y aminoácidos (por ejemplo aguas residuales de empacadoras de carnes). Los requerimientos de compra de químicos para el control de pH pueden tener un impacto significativo en la economía del tratamiento anaerobio.



La relación entre el pH y la alcalinidad está controlada por la química de bicarbonato como sigue:

$$\frac{[HCO_3^-][H^+]}{H_2CO_3} = K_{a1} \quad \dots (1)$$

Donde:

K_{a1} = primera constante de disociación ácida, la cual es una función de intercambio iónico y la temperatura.

2.3.5.2 Nutrientes

Aunque los procesos anaerobios producen menos lodos y así requiere menos nitrógeno y fósforo para el crecimiento de la biomasa, mucha agua residual industrial puede carecer de suficientes nutrientes. De esta manera, la adición de nitrógeno y/o fósforo puede ser necesaria.

Dependiendo de las características del sustrato y el valor de TRS, los requerimientos de nutrientes típicos de nitrógeno, fósforo, y azufre están en el rango de 10 a 13, 2 a 2.6, y 1 a 2 mg por cada 100 mg de biomasa, respectivamente. Los valores de nitrógeno y fósforo son consistentes con los valores de esos constituyentes estimados con base en la composición de las células de biomasa. Además, para mantener la máxima actividad metanogénica,



las concentraciones en fase líquida de nitrógeno, fósforo y azufre deben ser del orden de 50, 10, y 5 mg/L, respectivamente (Speece, 1996, citado por Metcalf & Eddy, 2003).

2.3.5.3 Macronutrientes

La importancia de los metales traza para estimular la actividad metanogénica que ha sido observada y discutida por Speece (1996). Los requerimientos recomendados para hierro, cobalto, níquel y zinc son 0.02, 0.004, 0.003, y 0.02 mg/g de acetato producido, respectivamente. Ejemplos del incremento de la actividad anaerobia se observaron después de añadir trazas de hierro, níquel o cobalto. La cantidad exacta de nutrientes traza necesarios puede variar para diferentes aguas residuales y por lo que las pruebas de ensayo se utilizan para evaluar sus beneficios en los procesos anaerobios con altas concentraciones. Una dosis recomendada de metales traza por litro de volumen de reactor es 0.1 mg de FeCl_2 , 0.1 mg de CoCl_2 , 0.1 mg de NiCl_2 y 0.1 de ZnCl_2 .

2.3.5.4 Compuestos tóxicos inorgánicos y orgánicos

Un análisis adecuado y estudios de tratabilidad son necesarios para asegurar que la toxicidad crónica no exista en las aguas residuales tratadas con el proceso anaerobio. Al mismo tiempo, la presencia de una sustancia tóxica no significa que el proceso no pueda funcionar. Algunos compuestos tóxicos inhiben la velocidad



de reacción anaerobia metanogénica, pero con una cantidad alta de biomasa y una carga suficientemente baja, el proceso puede llevarse a cabo. Algunos compuestos tóxicos inorgánicos y orgánicos e inhibidores de interés para el proceso anaerobio se presentan en las tablas 11 y 12, respectivamente.

La aclimatación a concentraciones tóxicas también se ha demostrado (Speece, 1996). Se pueden utilizar medidas de pre tratamiento para eliminar componentes tóxicos, y, en algunos casos, la separación de fases puede evitar problemas de toxicidad mediante el establecimiento de la degradación de los componentes tóxicos en la fase ácida, antes de la exposición de las bacterias metanogénicas más sensibles a los componentes tóxicos.

Tabla N° 11. Compuestos inorgánicos tóxicos e inhibidores de interés para procesos anaerobios (Metcalf & Eddy.2003)

SUSTANCIA	CONCENTRACION INHIBITORIA MODERADA mg/L	CONCENTRACION INHIBITORIA FUERTE mg/L
Na ⁺	3500 – 5500	8,000
K ⁺	2500 – 4500	12,000
Ca ²⁺	2500 – 4500	8,000
Mg ²⁺	1000 – 1500	3,000
Nitrogeno amoniacal NH ⁺	1500 – 3000	3,000
Sulfuro, S ²⁻	200	200
Cobre, Cu ²⁺		0.5 (soluble) 50 – 70 (total)
Cromo, Cr(VI)		3.0 (soluble) 200-250 (total)
Cromo, Cr(III)		180-420 (total) 2.0 (soluble)
Níquel, Ni ²⁺		30.0 (total)
Zinc, Zn ²⁺		1.0 (soluble)



Tabla N° 12. Compuestos orgánicos tóxicos e inhibidores de interés para procesos anaerobios (Metcalf & Eddy, 2003)

Compuesto	Concentración que provoca a reducción en un 50% de la actividad, mM ^a
1 -Cloropropeno	0.1
Nitrobenceno	0.1
Acroieína	0.2
1 -Cloropropano	1.9
Formaldehido	2.4
Ácido laurico	2.6
Etil benceno	3.2
Acilonitrilo	4
3-Clorol- 1, 2 propanodiol	6
Crotonaldehido	6.5
Ácido 2- Cloropropiónico	8
Acetato de vinilo	8
Acetaldehído	10
Etil acetato	11
Ácido acrílico	12
Catecol	24
Fenol	26
Anilina	26
Resorcinol	29
Propanoi	90

^a mM = mili moles

2.3.5.5 Tiempo de retención de solidos

Es un parámetro fundamental en el diseño y operación de los procesos anaerobios. En general, se requieren valores mayores a de 30 d de TRS para procesos a 30°C para un tratamiento efectivo, este valor incrementa conforme descienda la temperatura.



2.3.5.6 Producción esperada de gas metano

Entre más carga orgánica tenga un agua residual mayor cantidad de metano se generará por volumen de líquido tratado para proveer cantidades relativamente altas de energía que eleven la temperatura del líquido.

La cantidad de metano producida por unidad de DQO convertida en condiciones anaerobias es de 0.35 L CH₄/ g DQO en condiciones estándar (0°C a 1 atm). Para determinar la cantidad de metano en otras condiciones estándar se utiliza la ley universal de los gases, para saber el volumen del gas ocupado por un mol de metano a la temperatura en cuestión.

2.3.5.7 Eficiencia de tratamiento necesaria

Los procesos anaerobios son capaces de convertir eficientemente altas concentraciones de DQO a metano con una producción de biomasa mínima. Con valores de TRS mayores de 20 a 50 d, la transformación máxima se dará más de 25°C. Sin embargo, se tendrá una alta concentración de sólidos suspendidos en el efluente (50 a 200 mg/L), por lo que requerirá un tratamiento posterior de pulimento como ya se mencionó.



2.3.5.8 Producción de sulfuro

Los compuestos oxidados de sulfuro, como el sulfito, sulfato y tiosulfato pueden estar presentes en concentraciones significativas en varias aguas residuales industriales y en algún grado en las aguas residuales municipales. Estos compuestos pueden servir como aceptores de electrones para las bacterias reductoras de sulfato, las cuales consumirán compuestos orgánicos en el reactor anaerobio, produciendo sulfuro de hidrógeno.

2.3.5.9 Toxicidad de amoníaco

Puede ser un tema de preocupación en el tratamiento anaerobio de aguas residuales que tengan altas concentraciones de amonio o proteínas y/o aminoácidos, los cuales se pueden degradar para producir amoníaco. Concentraciones elevadas de amoníaco son tóxicas para las bacterias metanogénicas.

El umbral de toxicidad del amoníaco está en 100 mg/L de $\text{NH}_3\text{-N}$, pero con un período de aclimatación, pueden tolerar concentraciones mayores. Se ha reportado la toxicidad del amonio total en intervalos de 1500 a 3000 mg/L como $\text{NH}_4^+\text{-N}$ a un pH superior de 7.4, una concentración de 3000 mg/L es tóxica a cualquier pH.



2.3.5.10 Separación líquido – sólido

Una separación eficiente puede mejorar el desempeño de un proceso de tratamiento anaerobio. Debido al bajo coeficiente de síntesis de sólidos asociado con el tratamiento anaerobio, la mayoría de los sólidos residuales salen en el efluente tratado, con lo que el grado de captura afecta el valor del TRS. Una buena captura de sólidos mejora el efluente en términos de SST, y puede resultar en un TRS mayor para incrementar el nivel de conversión.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

E.A.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH".

Capítulo III

MATERIALES Y MÉTODOS



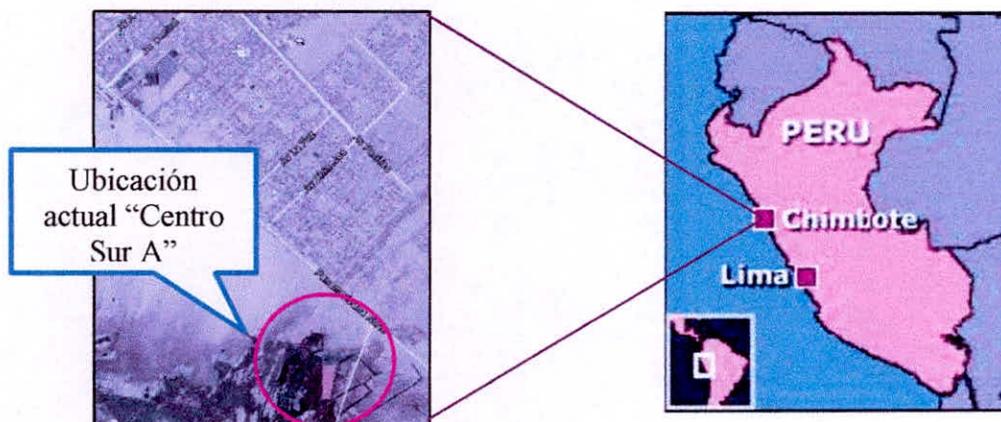
3.1 MATERIALES Y MÉTODOS

3.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA "PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES "CENTRO SUR A" NUEVO CHIMBOTE"

3.1.1.1 Ubicación:

Región : Ancash
Provincia : Santa
Distrito : Nuevo Chimbote

Figura N° 21. Ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales "Centro Sur A" de la Ciudad de Nuevo Chimbote



3.1.1.2 Fuente:

**a. Áreas de Drenaje y Emisor Final:**

Las aguas servidas crudas que alimenta la planta de tratamiento de aguas residuales provienen de los siguientes Asentamientos humanos y Centros Poblados.

RESUMEN - SECTOR IX-A

A.A.H.H.	Caudales Promedio (lps)	Poblacion Inicial 2015	Poblacion Futura 2035
1). A.H. HOUSTON	4.67	1740	2123
2). BELLAVISTA	3.70	1380	1684
3). VILLA VICTORIA DEL SUR	3.14	1170	1427
TOTAL	11.51	4290	5234

RESUMEN - SECTOR IX-B

A.A.H.H.	Caudales Promedio (lps)	Poblacion Inicial 2015	Poblacion Futura 2035
1). A.H. VILLA MERCEDES	2.98	1095	1336
2). A.H. ALEJANDRO TOLEDO	0.85	315	384
3). A.H. 1º DE AGOSTO	2.83	965	1177
4). A.H. VILLA DEL MAR	4.15	1500	1830
5). A.H. LOS JARDINES	2.53	885	1080
6). A.H. SAN LUIS I ETAPA	6.61	2225	2715
7). A.H. SAN LUIS II ETAPA	6.82	2330	2843
8). A.H. VILLA MAGISTERIAL I ETAPA	3.32	1105	1348
9). A.H. LUIS ALBERTO SANCHEZ	2.90	1055	1287
10). A.H. VILLA DEL SUR	2.94	1070	1305
11). AREAS - OTROS USOS	1.75		
12). PARCELA Nº 2	1.49		
13). PARCELA Nº 1 PNP	2.15		
14). A.H. VILLA MAGISTERIAL II ETAPA	2.85	1010	1232
15). SIPESA Y POLIDEPORTIVO	7.30		
16). VILLA LOS PERIODISTAS	2.11	760	927
17). LOS DELFINES	2.52	920	1122
18). EL AMAUTA	2.71	1010	1232
19). VICTOR RAUL HAYA	2.89	1050	1281
TOTAL	61.67	17295	21100

**RESUMEN - SECTOR X**

A.A.H.H.	Caudales Promedio (lps)	Poblacion Inicial 2015	Poblacion Futura 2035
1). UPIS BELEN	8.81	3060	3733
2). BELEN	4.61	1610	1964
4). A.H. LOS CEDROS	4.94	1690	2062
5). A.H. SAN FELIPE	4.35	1485	1812
6). LOS LICENCIADOS I ETAPA	2.00	705	860
7). LOS LICENCIADOS II ETAPA	2.75	1025	1251
8). A.H. VISTA ALEGRE	5.58	2015	2458
9). A.H. LOS ANGELES	5.64	1625	1983
10). A.H. TERESA DE CALCUTA	5.96	2180	2660
11). A.H. LA MOLINA	5.28	1940	2367
12). A.H. LAS PALMAS	3.71	1300	1586
13). A.H. LAS DELICIAS I ETAPA	14.39	4905	5984
14). A.H. LAS DELICIAS II ETAPA	12.41	4405	5374
TOTAL	80.43	27945	34093

RESUMEN - SECTOR XI

A.A.H.H.	Caudales Promedio (lps)	Poblacion Inicial 2015	Poblacion Futura 2035
1). A.H. VILLA SANTA ROSA DEL SUR	12.80	4620	5636
2). A.H. MARIA IDELSA AGUILAR	2.90	1080	1318
3). H.U.P. LOS FICUS	8.69	3240	3953
4). H.U.P. JUAN BAUTISTA ALVAREZ VERA I ETAPA	4.94	1840	2245
5). H.U.P. JUAN BAUTISTA ALVAREZ VERA II ETAPA	4.94	1840	2245
6). H.U.P. JESUS MARIA	2.90	1080	1318
7). A.H. VISTA AL MAR I	2.90	1080	1318
8). A.H. VISTA AL MAR II	2.90	1080	1318
9). H.U.P. JULIA BARRETO	4.94	1840	2245
10). A.H. SANCHEZ MILLA	4.94	1840	2245
11). A.H. EL MIRADOR	4.94	1840	2245
12). A.H. MIRADOR SUR	3.69	1375	1678
13). A.H. VILLA DON VICTOR	3.69	1375	1678
14). A.H. PRADERAS DEL SUR	3.69	1375	1678
15). A.H. LOMAS DEL SUR	5.33	1865	2275
16). A.H. DON VICTOR	4.29	1600	1952
17). A.H. PRADERAS DEL SUR	4.29	1600	1952
18). A.H. CONQUISTADORES	9.91	3695	4508
19). VICTORIA DEL SUR	0.73	0	0
20). A.H. NUEVO HORIZONTE	3.49	1230	1501
21). A.H. NUEVA ESPERANZA	5.82	2050	2501
22). A.H. LAS BEGONIAS	3.58	1335	1629
23). A.H. LOS CONSTRUCTORES	11.52	3305	4032
25). A.H. LOS JASMINEZ	1.92	700	854
26). A.H. 19 DE MARZO	5.72	2060	2513
27). A.H. LAS QUINTANAS	1.95	725	885
28). A.H. LAS AMERICAS	3.98	1485	1812
29). A.H. INDEPENDENCIA	6.11	2185	2666
30). ARI	2.95	1100	1342
31). A.H. LAS VEGAS	3.11	1160	1415
32). A.H. DUNAS DEL SUR	0.64	240	293
33). ASOCIACION DE TALLERES	1.02	380	464
34). A.H. LADERAS DEL SUR	4.42	1600	1952
35). UNIVERSIDAD SAN PEDRO	5.44		
TOTAL	155.07	53820	65660



Figura N° 22. Imagen de Lotización en el Sector 9A

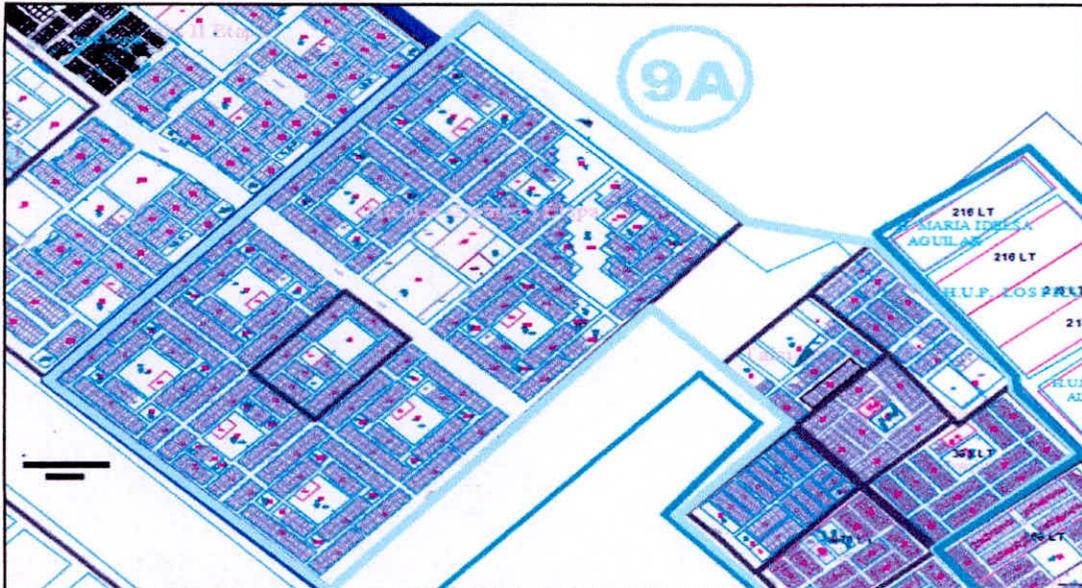


Figura N° 23. Imagen de Lotización en el Sector 9B

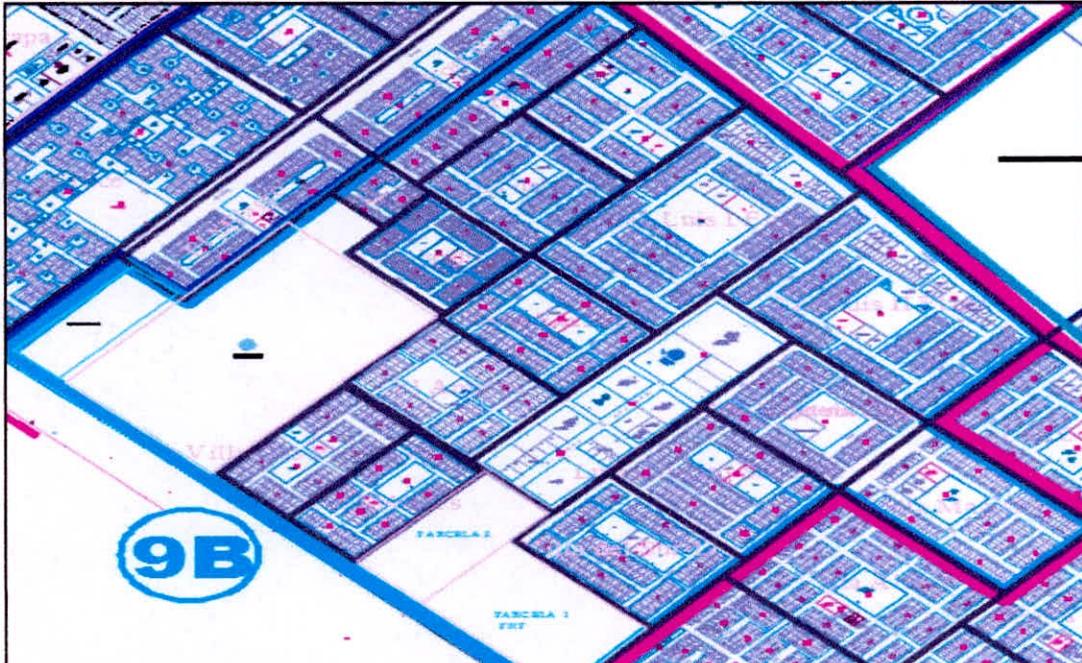




Figura N° 24. Imagen de Lotización en el Sector 10

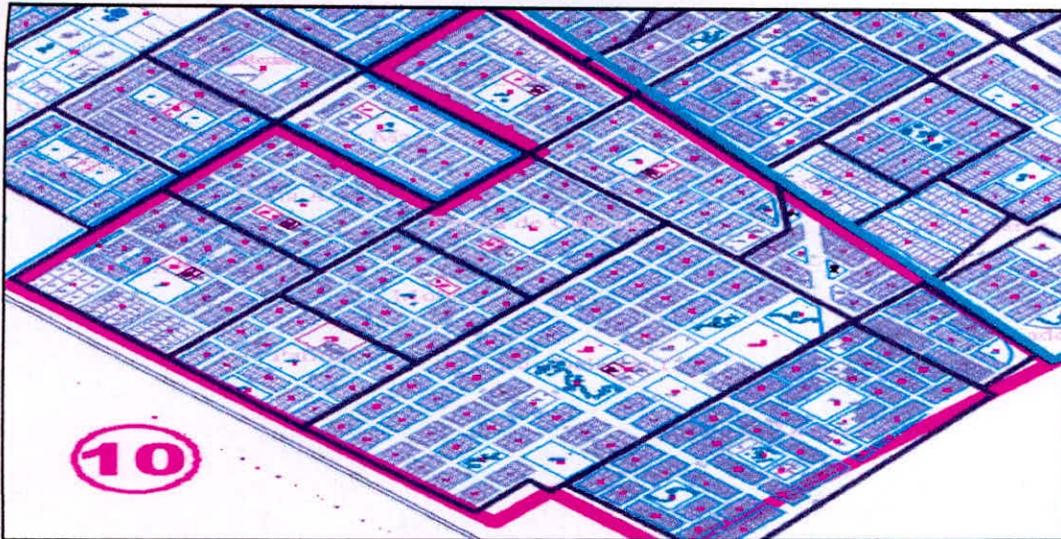


Figura N° 25. Imagen de Lotización en el Sector 11 (Parte Alta)

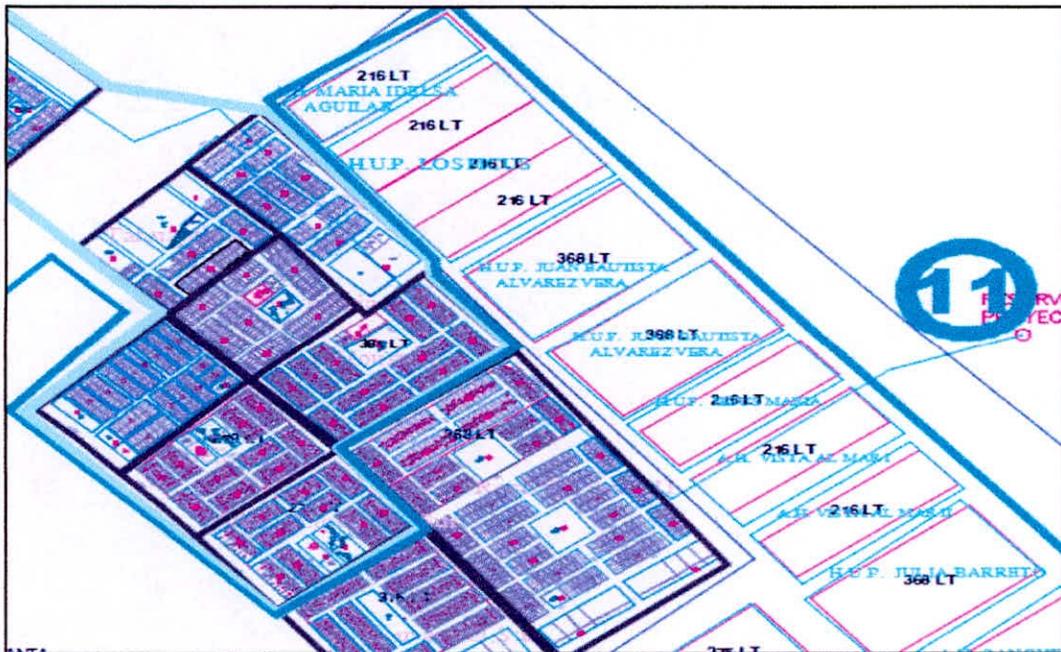




Figura N° 26. Imagen de Lotización en el Sector 11 (Parte Baja)



3.1.1.3 Descripción De Las Visitas A Las Instalaciones De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales:

Sistema de Cámara de Rejas:

La PTAR actual cuenta con una cámara de rejas, que se encuentra en malas condiciones, se aprecian las rejas oxidadas, no existe las rejas de separación al by pass, no hay signos de que se le haya realizado mantenimiento alguno, las rejas y demás accesorios metálicos tienen que estar revestidos con pintura epoxica



anticorrosiva para su protección y mayor duración, lo cual no se aprecia en las imágenes.

En este proyecto de tesis, se está considerando la construcción de una nueva cámara de rejas, la cual será de mayor tamaño para cumplir con las demandas de caudal proyectado.

Figura N° 27. Cámara de rejas actual





Desarenador:

Actualmente la PTAR no cuenta con una unidad para la eliminación de material fino, por lo cual en el presente proyecto se está tomando en cuenta el diseño de un desarenador Sutro manual, el cual removerá las partículas finas del agua residual, antes de ingresar al sistema de tratamiento, mejorando así la eficiencia de tratamiento y la formación de zonas muertas en unidades posteriores

Figura N° 28. Vista en planta de desarenador

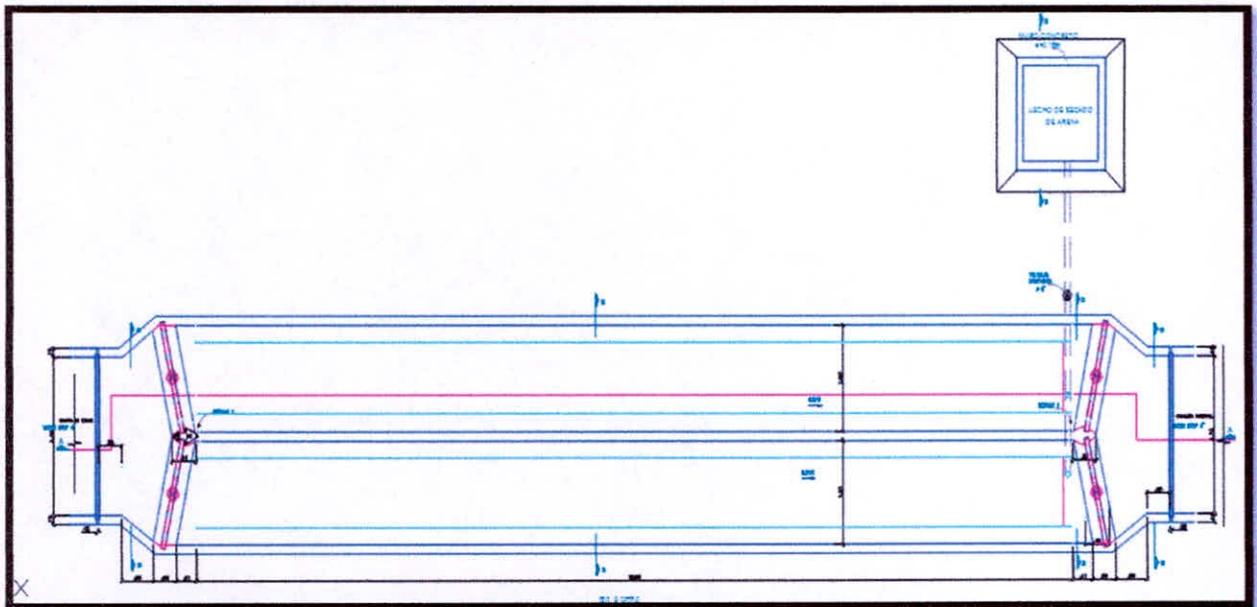
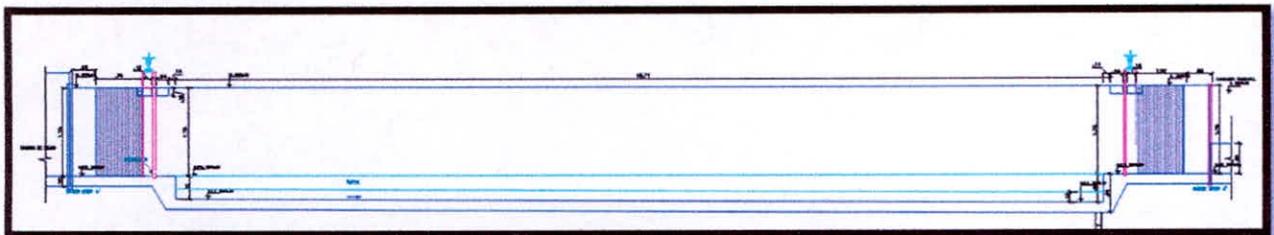


Figura N° 29. Corte longitudinal de desarenador



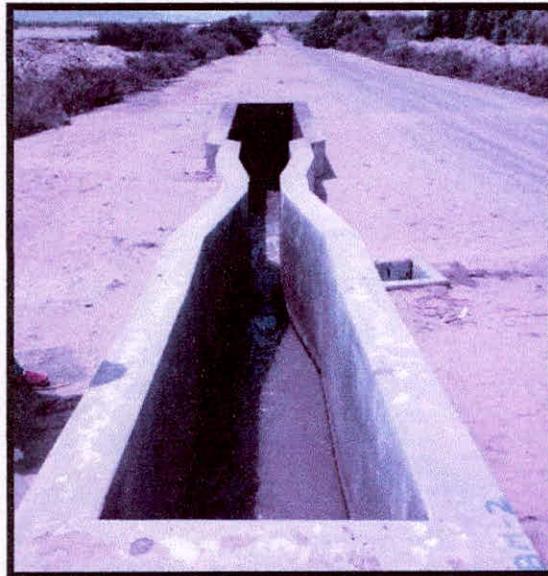


Medidor Parshall:

Actualmente la PTAR cuenta con un medidor parshall hidráulico, en la visita realizada a la planta se observó que el sistema no cuenta con los equipos para la medición de caudales, la estructura se encuentra en total abandono sin mantenimiento alguno.

En el presente proyecto se contempla la construcción de un nuevo medidor Parshall, de mayores dimensiones, para atender los caudales proyectados a futuro.

Figura N° 30. Medidor de parshall actual

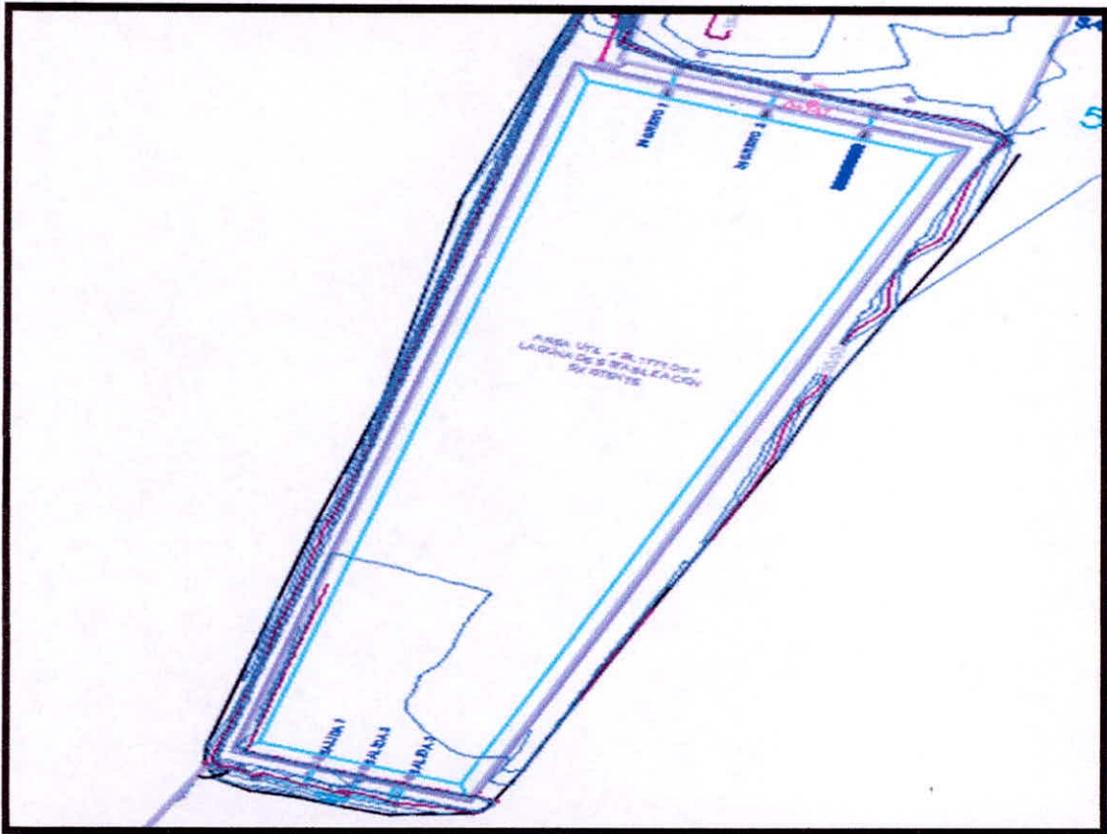




Laguna Facultativa (Tratamiento Primario):

En la PTAR "Centro Sur A", se encontró una sola laguna como tratamiento primario, la laguna en mención tiene las siguientes características:

Figura N° 31. Tratamiento primario



Ancho Superior: 107.80 metros.

Ancho Inferior: 65.54 metros.

Largo: 287.80 metros.

Profundidad: 2.30 metros.

Sección: Trapezoidal ($Z=2$).



En la visita se observó que la laguna se encuentra colmatada en diversas áreas, los bordes y esquinas cuentan con áreas muertas, lo cual dificulta el proceso de tratamiento de las aguas residuales.

En las partes cercanas a los ingresos del afluente, se observó que la acumulación de arenas cubre casi la altura total de la laguna, las aguas residuales tienen un color rojizo lo cual evidencia que la falta de mantenimiento y el retiro del material fino asentado, está afectando de manera directa la eficiencia de tratamiento de la laguna.

Figura N° 32. Ingreso a Laguna Facultativa

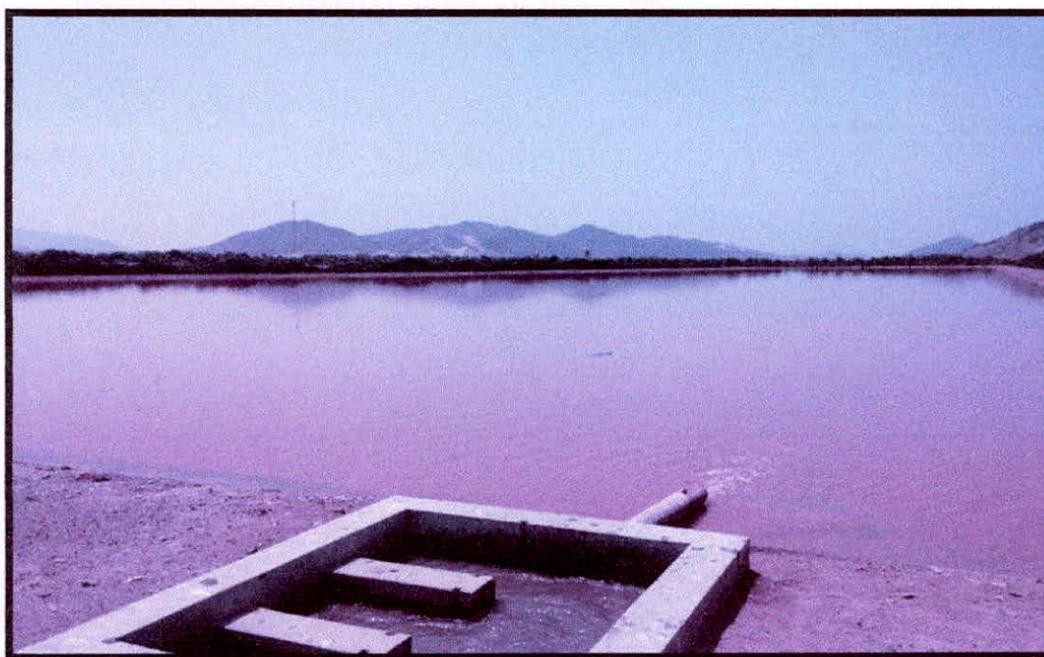




Figura N° 33. Acumulación de Arenas por falta de mantenimiento



Figura N° 34. Aparición de zonas muertas en losa borde de la laguna





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

E.A.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH".

Capítulo IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN



4.1 RESULTADOS:

El planteamiento de diseño corresponde a la optimización de una planta de tratamiento requerida para tratar un caudal promedio de 312 l/seg. El diseño consta de varias etapas entre las cuales se encuentran; mejoramiento y/o rehabilitación de la cámara de rejas, desarenador, medidor Parshall existentes.

Diseño de reactores UASB, acondicionamiento de la laguna existente para realizar el trabajo óptimo de una laguna Facultativa. Todos estos diseños están basados en el las Normas Técnicas del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE, en especial la Norma OS.090 – Plantas de tratamiento de aguas residuales, publicado en junio del año 2006.

Se describe a continuación las unidades de tratamiento propuesto, que consta de:

- Mejoramiento y/o rehabilitación de cámara de rejas.
- Mejoramiento y/o rehabilitación de desarenador hidráulico
- Unidad de medición de caudal (Aforador Parshall).
- Diseño reactor UASB (Up Flow Anaerobic Sludge Blanket).
- Laguna Secundaria (Facultativa)

Determinando los parámetros de diseño, en base a la cantidad de población atendida por la PTAR actual, para el diseño hidráulico, se obtuvieron los siguientes resultados:



4.1.1 Bases de Diseño:

4.1.1.1 Población

La población total estimada de la provincia de Nuevo Chimbote, que abarca el área del proyecto al año 2015 es de 260,626 habitantes y la servida de 195,470 habitantes lo que equivale a que la cobertura actual sea del 75.00 %. Al año 2038 correspondiente al año horizonte del proyecto, la población total ascenderá a 317,964 habitantes y la servida a igual número, lo que equivale a una cobertura del 100.0%. La población proyectada para diferentes períodos del proyecto se presenta en el Tabla N° 5.1

Tabla N°13. Población total, cobertura y población servida

Año		Población Total	Cobertura (%)	Población Servida
0	2015	103350	75.0%	77512.50
1	2016	104487	80.0%	83589.60
5	2020	109035	85.0%	92679.75
10	2025	114719	90.0%	103247.10
15	2030	120403	95.0%	114382.85
20	2035	126087	100.0%	126087.00

Año		Población Total	Cobertura (%)	Población Servida
0	2015	103350	75.0%	77512.50
1	2016	104487	80.0%	83589.60
5	2020	109035	85.0%	92679.75
10	2025	114719	90.0%	103247.10
15	2030	120403	95.0%	114382.85
20	2035	126087	100.0%	126087.00



	Año	Población Total	Cobertura (%)	Población Servida
0	2015	103350	75.0%	77512.50
1	2016	104487	80.0%	83589.60
5	2020	109035	85.0%	92679.75
10	2025	114719	90.0%	103247.10
15	2030	120403	95.0%	114382.85
20	2035	126087	100.0%	126087.00

Fuente: Municipalidad Distrital de Nuevo Chimbote

4.1.1.2 Cálculo de Población Proyectada

- **Periodos de Diseño**

T = 20 años

- **Tasa de Crecimiento**

TC = 1.10 % (Fuente: Municipalidad de Nuevo Chimbote)

- **Densidad Poblacional**

Dp = 5 Hab/Lote (Fuente: INEI).

- **Población Inicial**

Po = 103,350.00 (Fuente: Municipalidad de Nuevo Chimbote)

- **Tipo de Crecimiento Poblacional**

CP = (Aritmético)

- **Población Futura**

$Pf = Po * (1 + TC * T)$

$Pf = 103,350.00 * (1 + (1.10/100) * 20)$

Pf = 126,087.00 Habitantes



4.1.1.3 Cálculo de Caudal Proyectado Serv. Domestico

- **Dotación**

Dot= 190 Lt/s/hab dia (Fuente: EPS Seda Chimbote)

- **Población Futura**

Pf = 126,087.00 Habitantes

- **Caudal Promedio**

$Q_p = P_f \cdot \text{Dot} / 86400$

$Q_p = 126,087.00 \cdot 190 / 86400 = 277.27 \text{ Lt/s}$

- **Caudal Servicios Múltiples**

$Q_{sm} = 31.53 \text{ l/s}$

- **Caudal Promedio Total**

$Q_{pt} = 308.68 \text{ l/s}$

- **Constantes de diseño**

$K_1 = 1.3$

$K_2 = 2$

- **Caudal Máximo Diario**

$Q_{md} = Q_{pt} \cdot K_1$

$Q_{md} = 308.68 \text{ l/s} \cdot 1.3 = 401.29 \text{ Lt/s}$

- **Caudal Máximo Horario**

$Q_{mh} = Q_{pt} \cdot K_2$

$Q_{mh} = 308.68 \text{ l/s} \cdot 2 = 617.36 \text{ Lt/s}$



4.1.1.4 Cálculo de Carga Orgánica

- **Carga Orgánica por Habitante**

$$C_{org} = 65 \text{ gr/hab. Día}$$

- **Población Futura**

$$P_f = 126,087.00 \text{ Habitantes}$$

Contribución Orgánica Total (Kg/día)

$$C_{ot} = P_f * C_{org} / 1000$$

$$C_{ot} = 126,087.00 * 65 / 1000 = 8195.66 \text{ Kg/día}$$

- **Contribución Orgánica Total (mg/Lt)**

$$C_{ot} = C_{ot} \text{ Kg/día} * 1000 / Q_p \text{ m}^3/\text{día}$$

$$C_{ot} = 8195.66 * 1000 / 26669.95 = 307.30 \text{ mg/Lt}$$

4.1.1.5 Cantidad de aguas residuales crudas

La cantidad de aguas residuales depende de la población servida o grado de cobertura del sistema de alcantarillado, de la cantidad de agua consumida, de la temperatura medio ambiental, de las condiciones climáticas y del tipo de alcantarillado. El Tabla N° 14 ha sido elaborado teniendo en cuenta las proyecciones de mejoramiento y ampliación del servicio de alcantarillado en el área del proyecto.



Tabla N°14. Caudales a ser drenados a la planta de tratamiento de aguas residuales

Año	Población Servida	Caudales Promedio		Caudales Max Horario	
		Qp (L/s)	Qp (m3/d)	Qmh (L/s)	Qmh (m3/d)
0	77512.50	231.51	20002.46	463.02	40004.93
1	83589.60	246.94	21335.96	493.888	42671.92
5	92679.75	262.38	22669.46	524.756	45338.92
10	103247.10	277.81	24002.96	555.624	48005.91
15	114382.85	293.25	25336.45	586.492	50672.91
20	126087.00	308.68	26669.95	617.36	53339.90

Fuente: Elaboración Propia

4.1.1.6 Calidad de las aguas residuales crudas

Para definir la concentración de la carga orgánica expresada como demanda bioquímica de oxígeno (DBO) se consideró un aporte per cápita para la población doméstica de 65 gramos por habitante día (g/hab-d). El Tabla N° 15 ha sido elaborado teniendo en cuenta las consideraciones indicadas anteriormente.

Tabla N°15. Contribución orgánica de las aguas residuales

Año	Población Servida	CAUDAL		CARGA ORGÁNICA		
		Qp (L/s)	(m3/d)	Kg/d	mg/L	g/hab-d
0	77512.50	231.51	20002.46	5038.31	251.88	65
1	83589.60	246.94	21335.96	5433.32	254.66	65
5	92679.75	262.38	22669.46	6024.18	265.74	65
10	103247.10	277.81	24002.96	6711.06	279.59	65
15	114382.85	293.25	25336.45	7434.89	293.45	65
20	126087.00	308.68	26669.95	8195.66	307.30	65

Fuente: Elaboración propia



4.1.2 Resumen de las Bases de Diseño

En el Tabla 16 se presenta el resumen general de las bases de diseño para el pre-diseño de las estructuras hidráulicas y de los procesos para el tratamiento de aguas residuales municipales en el área del proyecto.

Tabla N°16. Resumen bases de diseño

Parámetro	2015	2035
Población Total	103350	126087
Población Servida	77513	126087
Caudal Promedio		
m ³ /día	20002.46	26669.95
L/s	231.51	308.68
Caudal Máximo Horario		
m ³ /día	40004.93	53339.6
L/s	463.02	617.36
Caudales de Diseño (L/s)		
Estructuras Hidráulicas	463	618
Procesos de Tratamiento	232	309
Cargas Orgánicas (Kg/día)	5039	8196
Concentración del desecho (mg/L)		
Demanda Bioquímica de Oxígeno	252	307.3
Sólidos Suspendidos Totales	252	350
Coliformes Fecales (NMP/100 mg)	1.70E+08	1.00E+08

Fuente: Elaboración propia

Para los fines de diseño de las unidades de tratamiento de la PTAR "Centro Sur A", se ha considerado el redondeo de los caudales hacia arriba con el fin de absorber los caudales de recirculación que se produzcan al interior de la PTAR. De este modo, el caudal promedio es de 312 L/s y máximo horario de 624 L/s.



Realizando el diseño teórico de la Planta de tratamiento de aguas residuales actual, se obtuvieron los siguientes resultados:

Diseño de PTAR actual

. LAGUNAS SECUNDARIAS FACULTATIVAS

Datos iniciales:

POBLACION DE DISEÑO	77512.50	Habitantes
DOTACION	190	lt/hab/día
CONTRIBUCIONES		
DE DESAGUE	80.00	%
CONTRIBUCION ORGANICA INICIAL	65.00	grDBO/hab/día
CONTRIBUCION ORGANICA EN LAGUNA SECUNDARIA (D.B.O.5)	65.00	grDBO/hab/día
TEMPERATURA DEL AMBIENTE EN EL MES MAS FRIO	21.00	°C
TEMPERATURA DEL AGUA EN EL MES MAS FRIO	20.00	°C
COLIFORMES FECALES EN EL CRUDO	1.00E+08	NMP/100 ml.
PERDIDA: PERCOLACION - EVAPORACION	0.15	cm/día
INCREMENTO: PRECIPITACION - AGUA SUBTERRANEA	0.10	cm/día

Tabla N°17. Datos iniciales de temperatura

MES	TEMPERATURA DEL AIRE (° C)	TEMPERATURA DEL AGUA (° C)
ENERO	30.00	31.08
FEBRERO	32.00	32.46
MARZO	28.00	29.71
ABRIL	26.00	28.33
MAYO	25.00	27.64
JUNIO	23.00	26.27
JULIO	23.00	26.27
AGOSTO	23.00	26.27
SETIEMBRE	24.00	26.96
OCTUBRE	26.00	28.33
NOVIEMBRE	27.00	29.02
DICIEMBRE	29.00	30.40



• Parámetro de Diseños Obtenidos

Caudal de Aguas Residuales Año 0

$$Q_p = 20002.46 \text{ m}^3/\text{día}$$

Carga de DBO5 del Afluente en la Laguna Existente

$$\text{DBO5le} = \text{Población} * \text{COIs}$$

$$\text{DBO5le} = 75512.50 * 65.00 / 1000 = 5038.31 \text{ KgDBO5/día}$$

DBO5 Teórico Año 0

$$\text{DBO5T0} = \text{DBO5le} * 1000 / Q_p$$

$$\text{DBO5T} = 5038.31 * 1000 / 20002.46 = 251.88 \text{ mgDBO/Ltr}$$

Carga Superficial Máxima

$$\text{CSMax} = 250 * 1.05 \wedge (T^\circ \text{ mes más frío} - 20)$$

$$\text{CSMax} = 250 * 1.05 \wedge (20 - 20) = 250 \text{ KgDBO/Ha} * \text{ día}$$

Área superficial requerida para las Laguna secundaria

$$\text{ASIs} = \text{DBO5le} / \text{CSMax}$$

$$\text{ASIs} = 5038.31 / 250 = 20.15 \text{ Ha}$$



• Determinación de Numero de Lagunas

Numero de Lagunas Existentes

$$N = 2$$

$$A_u = ASIs / N$$

$$A_u = 20.15 / 2 = 10.08 \text{ Ha}$$

• Determinación de Numero de Lagunas

Tabla N°18. Simulación de cargas aplicadas con una laguna fuera de operación

CARGA SUPERFICIAL APLICADA A (N - 1) LAGUNAS							
MES	T° AGUA (° C)	C _{smax} Kg / Ha / dia	N = 2	N = 3	N = 4	N = 5	N = 6
			(N-1) = 1 500.00	(N-1) = 2 375.00	(N-1) = 3 333.33	(N-1) = 4 312.50	(N-1) = 5 300.00
ENERO	31.08	429.32	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
FEBRERO	32.46	459.13	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
MARZO	29.71	401.44	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
ABRIL	28.33	375.38	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
MAYO	27.64	362.99	INSUFICIENTE	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
JUNIO	26.27	339.42	INSUFICIENTE	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
JULIO	24.89	317.38	INSUFICIENTE	INSUFICIENTE	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
AGOSTO	26.27	339.42	INSUFICIENTE	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
SEPTIEMBRE	26.27	339.42	INSUFICIENTE	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
OCTUBRE	28.33	375.38	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
NOVIEMBRE	29.02	388.19	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
DICIEMBRE	30.40	415.15	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE

Calculo de la Carga Superficial Aplicada (N - 1)

$$N = 2$$



$$CSA = DBO5le / ((N - 1)*Au)$$

$$CSA = 5038.31 \text{ KgDBO5/día} / ((2 - 1) * 10.08) = 500 \text{ Kg/Ha/día}$$

Calculo de la Carga Superficial Máxima

Mes = Enero

$$T^{\circ} \text{ agua} = 31.08$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (31.08 - 20) = 429.32 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Febrero

$$T^{\circ} \text{ agua} = 32.46$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (32.46 - 20) = 459.13 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Marzo

$$T^{\circ} \text{ agua} = 29.71$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (29.71 - 20) = 401.44 \text{ Kg/Ha/día}$$



Mes = Abril

$$T^{\circ} \text{ agua} = 28.33$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (28.33 - 20) = 375.38 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Mayo

$$T^{\circ} \text{ agua} = 27.64$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (27.64 - 20) = 362.99 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Junio

$$T^{\circ} \text{ agua} = 26.27$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (26.27 - 20) = 339.42 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Julio

$$T^{\circ} \text{ agua} = 24.89$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$



$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (24.89 - 20) = 317.38 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Agosto

$$T^{\circ} \text{ agua} = 26.27$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (26.27 - 20) = 339.42 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Septiembre

$$T^{\circ} \text{ agua} = 26.27$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (26.27 - 20) = 339.42 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Octubre

$$T^{\circ} \text{ agua} = 28.33$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (28.33 - 20) = 375.38 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Noviembre

$$T^{\circ} \text{ agua} = 29.02$$



$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (29.02 - 20) = 388.19 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Diciembre

$$T^{\circ} \text{ agua} = 30.40$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (30.40 - 20) = 415.15 \text{ Kg/Ha/día}$$



Realizando el diseño teórico del sistema de pre tratamiento de la PTAR, se obtuvieron los siguientes resultados:

a. CÁMARA DE REJAS

1) Datos:

NUMERO	DESCRIPCION	SÍMBOLO	CALCULO	UNIDAD	NORMA
1.00	Coef. De variacion max. Horaria	K2=	2.00		
2.00	Coef. De variacion minima	K3=	0.50		
3.00	Caudal Promedio	Qp=	0.31200	m ³ /s	
4.00	Caudal de infiltracion por lluvias		0.0005	m ³ /s	
5.00	Caudal Máximo Horario	Qmh=	0.62480	m ³ /s	
6.00	Caudal Minimo	Qmin=	0.15600	m ³ /s	
7.00	Coeficiente de Manning	n=	0.013		
8.00	Pendiente del Canal	S=	0.0050	m/m	
9.00	Separación entre barras	a=	4.0	cm	OS-090 <2.0Cm - 5.0 Cm>
10.00	Ancho de las barras	e=	1.50	cm	OS-090 <0.5 cm - 1.5cm>
11.00	Velocidad entre rejas	V=	0.75	m/s.	OS-090 <0.6 - 0.75>m/s
12.00	Eficiencia entre las rejas	E= (a/(e+a))	0.73		Eficiencia: 0.60-0.75 recomt 0.75

2) Resultados para Caudal Máximo Horario

• Área Útil

$$A_u = Q_{mh} / V$$

$$0.625 / 0.75 = 0.833 \text{ m}^2$$

• Velocidad de Aproximación

$$V_o = V * E$$

$$0.75 * 0.73 = 0.547 \text{ m/s}$$



• **Área Aguas Arriba de la Reja**

$$A_{ar} = Q_m h / V_o$$

$$0.625 / 0.547 = 1.1455 \text{ m}^2$$

• **Ancho Sugerido**

$$B = 2 \text{ m.}$$

• **Tirante para reja Limpia**

$$Y_{\text{máx}} = A_{ar} / B$$

$$1.145 / 2.00 = 0.573 \text{ m}$$

• **Perdida de Carga**

$$H_f = 1.143 (V^2 - V_o^2) / 2g$$

$$1.143 * (0.75^2 - 0.55^2) / 2(9.81)$$

$$H_f = 0.02 \text{ m.}$$

3) Para Rejas Sucias

• **Área Obstruida (50%)**

$$A_{ob} = 1.5 * A_{ar}$$

$$1.5 * 1.1455$$



$$Aob = 1.718 \text{ m}^2$$

• **Tirante con Rejas Sucias**

$$Yrs = Aob / B$$

$$1.718 / 2.00$$

$$Yrs = 0.859 \text{ m}$$

4) Para Caudal Mínimo

• **Tirante para Caudal Mínimo**

$$Yqmin = 0.02 \text{ m (Iterado).}$$

• **Caudal Mínimo**

$$Qmin = B * Yqmin * Vmin$$

$$2.00 * 0.02 * 0.4$$

$$Qmin = 0.01582 \text{ m}^3/\text{s}$$

• **Velocidad Mínima (Vmin)**

$$OS-090 <0.3 - 0.6> \text{ m/s}$$

$$Vmin = 0.4 \text{ m/s}$$



5) Diseño de Rejas

• Número de Barras

$$N = (B * 100 - a) / (a + e)$$

$$(2 * 100 - 4) / (4 + 1.5)$$

$$N = 35$$

5.1) Perdida de Carga en Rejas

• Velocidad a través de rejas sucias

$$V_{rs} = 2 * V$$

$$2 * 0.75$$

$$V_{rs} = 1.50 \text{ m/s}$$

• Velocidad Aguas Arriba

$$V_o = V * E$$

$$0.75 * 0.73$$

$$V_o = 0.55 \text{ m/s}$$

• Perdida de Carga (Rejas Sucias)

$$H_f = 1.143(V_{rs}^2 - V_o^2) / 2g$$



$$1.143 * (1.50^2 - 0.55^2) / 2(9.81)$$

$$H_f = 0.110 \text{ m}$$

6) Cálculo de la Longitud de Transición

• Caudal Máximo Horario

$$Q_{mh} = 0.6248 \text{ m}^3/\text{s}$$

• Diámetro de Llegada de Tubería

$$D = 0.63 \text{ m}$$

• Velocidad en Tubería de Llegada

$$V_1 = 1.00 \text{ m/s}$$

• Longitud de Transición

$$L = (B - D) / (2 * \tan(12.5 \text{ rad}))$$

$$(2.0 - 0.63) / (2 * \tan(12.5 \text{ rad}))$$

$$L = 3.09 \text{ m}$$

• Perdida de Carga en Transición

$$H_f = 0.1 (V_1 - V_0) / 2g$$

$$0.1 * (1 - 0.55) / 2 * 9.81$$



$$H_f = 0.0023 \text{ m}$$

7) Cálculo de la Ventana de Captación de Canaleta By Pass

• Caudal Máximo Horario

$$Q_{mh} = 0.6248 \text{ m}^3/\text{s}$$

• Separación entre Barras

$$a_1 = 4.00 \text{ cm (OS-090 <20mm - 50 mm>)}$$

• Ancho de las Barras

$$e_1 = 1.5 \text{ cm (OS-090 <5mm - 15mm>)}$$

• Eficiencia entre las Rejas

$$E_1 = a_1 / (a_1 + e_1)$$

$$4.00 / (4.00 + 1.50)$$

$$E_1 = 0.73 \text{ (Eficiencia: 0.60-0.75 recom. 0.75).}$$

• Área Obstruida (%)

$$A = 25 \% \text{ (Asumido).}$$

• Longitud de Ventana

$$L_v = 0.60 \text{ (Iterado)}$$



• **Altura de Ventana**

$$H_v = (Q_{mh} / ((1-A/100)*L*E)) ^ (2/3)$$

$$(0.6248 / (1.84*((1-0.25)*(0.60*0.73))) ^ 0.667$$

$$H_v = 1.10 \text{ m.}$$

• **Velocidad a través de la Ventana**

$$V_v = Q_{mh} / (h_v*L)$$

$$0.6248 / (1.10 * 0.60)$$

$$V_v = 0.95 \text{ m/s}$$

• **Ubicación del By Pass Respecto al Fondo**

$$H_e = 0.86$$

• **Numero de Barras**

$$N_b = (L_v * 100 - a_1) / (e_1 + a_1)$$

$$(0.60 * 100 - 4.00) / (1.50 + 4.00)$$

$$N_b = 10$$



8) Calculo del Tirante Hidráulico Aguas Debajo de la Reja

• Altura de grada

$$P = 0.10 \text{ m}$$

• Caudal Unitario

$$q = (K2 * Qp) / B$$

$$(2 * 0.312) / 2$$

$$q = 0.312 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

• Tirante Critico

$$Yc = (q^2 / 9.8)^{2/3}$$

$$((0.312^2) / 9.8)^{2/3}$$

$$Yc = 0.21 \text{ m.}$$

• Longitud de Aproximación

$$Lm = P * 4.3 * (Yc/P)^{0.9}$$

$$0.10 * 4.3 * (0.21/0.10)^{0.9}$$

$$q = 0.86 \text{ m}$$



• **Tirante antes del Resalto**

$$Y1 = Yc * 1.4142 / (2.56 + P/Yc)^{0.5}$$

$$0.21 * 1.4142 / (2.56 + 0.10/0.21)^{0.5}$$

$$Y1 = 0.17 \text{ m}$$

• **Velocidad antes del resalto**

$$V1 = q/Y1$$

$$0.312/0.17$$

$$V1 = 1.79 \text{ m}$$

• **Número de Froude**

$$F = V1 / (9.8 * Y1)^{0.5}$$

$$1.79 / (9.8 * 0.17)^{0.5}$$

$$F = 1.36 \text{ m}$$

• **Tirante después del resalto**

$$Y2 = 0.5 * Y1 * ((1 + 8 * F^2)^{0.5} - 1)$$

$$0.5 * 0.17 * ((1 + 8 * 1.36^2)^{0.5} - 1)$$



$$Y_2 = 0.26 \text{ m}$$

• **Velocidad después del resalto**

$$V_2 = q/Y_2$$

$$0.312/0.26$$

$$V_2 = 1.20 \text{ m}$$

• **Longitud del resalto hidráulico**

$$LRH = 6*(Y_2 - Y_1)$$

$$6*(0.26 - 0.17)$$

$$LRH = 0.52 \text{ m}$$

• **Carga hidráulica sobre la grada**

$$H = q^{(2/3)} * 0.67$$

$$0.312^{(2/3)} * 0.67$$

$$H = 0.31 \text{ m}$$



CALCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA CÁMARA DE REJAS

• Altura fondo a pelo agua del colector

$$Y = Y_{\max} * 1.1 + (D * 0.75)$$

$$0.573 * 1.1 + (.63 * 0.75)$$

$$Y = 1.10 \text{ m}$$

• Distancia horizontal del chorro

$$X = ((0.204 * V_1^2 * Y)^{0.5})$$

$$((0.204 * 1.79^2 * 1.10)^{0.5})$$

$$X = 0.47 \text{ m}$$

• Distancia horizontal de la grada

$$X_1 = P * \text{TAN} (\text{RADIANES } (45))$$

$$0.10 * \text{TAN} (\text{RADIANES } (45))$$

$$X_1 = 0.10 \text{ m}$$

• Total cámara de rejás

$$\text{LTR Long.} = P * \text{TAN}(\text{RADIANES}(45))$$



$0.10 \cdot \text{TAN (RADIANTES (45))}$

LTR Long. = 7.13 m

• **Antes de la reja**

LAR long. = $2 \cdot L_m + X$

$2 \cdot 0.86 + 0.47$

LAR long. = 2.19 m

• **Después de la reja**

LDR long. = LTR long. - LAR long.

$7.13 - 2.19$

LDR long. = 4.94 m

• **Altura de la cámara antes de la reja**

$H_1 = ((Y_{\text{máx}} \cdot 1.5 + 0.15 + H_v), 1)$

$((0.573 \cdot 1.5 + 0.15 + 1.10), 1)$

$H_1 = 2.10 \text{ m}$



• **Altura de cámara después de la reja**

$$H_2 = H_1 + P$$

$$2.10 + 0.10$$

$$H_2 = 2.20 \text{ m}$$

• **Altura a borde del tubo respecto al fondo**

$$Z = 0.8 * Y_{\text{max}}$$

$$0.8 * 0.573$$

$$Z = 0.46 \text{ m}$$

b. DESARENADOR

• **Sección de control**

$$A = 2HT/3$$

• **Qmaximo normal**

$$Q_{MN} = Q_{\text{maximo}} / \text{número de desarenadores}$$

$$0.62/2$$

$$Q_{MN} = 0.3124 \text{ m}^3/\text{s}$$



• **Altura**

$$H=3Q/2T*v$$

$$3*QMN/2*1.80*0.30$$

$$H=0.87 \text{ m}$$

• **Altura de velocidad en la sección de control**

$$H_v = (H + \text{Vel Flujo Canal}^2/2/9.81)/3.1$$

$$(0.87 + 0.30^2/2/9.81)/3.1$$

$$H_v = 0.28 \text{ m}$$

• **Profundidad en la sección de control**

$$d_c = 2.1 * H_v$$

$$2.1 * 0.28$$

$$d_c = 0.59 \text{ m}$$

• **Velocidad en la sección de control**

$$V_c = (H_v * 2 * 9.81)^{0.5}$$

$$(0.28 * 2 * 9.81)^{0.5}$$

$$V_c = 2.30 \text{ m}$$



• **Área de la sección de control**

$$a = Q_{\text{max normal}} / V_c$$

$$0.3124 / 2.30$$

$$a = 0.1330 \text{ m}$$

• **Ancho en la sección de control**

$$W = a / d_c$$

$$0.1330 / 0.59$$

$$W = 0.22 \text{ m}$$

4.- PARA Q MEDIO

• **Qmax normal**

$$Q_{\text{max normal}} = Q_{\text{max normal}} / 3$$

$$0.3124 / 3$$

$$Q_{\text{max normal}} = 0.10413 \text{ m}^3/\text{s}$$

• **Area de flujo**

$$a = (Q_{\text{max normal}}^2 * W / 9.81)^{0.3333333333333333}$$

$$(0.10413^2 * 0.22 / 9.81)^{0.3333333333333333}$$



$$a=0.063 \text{ m}^2$$

• **Profundidad de flujo en la sección de control**

$$d_c = a/W$$

$$0.063/0.22$$

$$d_c = 0.2795 \text{ m}$$

• **Profundidad en la cámara desarenadora**

$$H = 3.1/2 * d_c - 0.3^2 / (2 * 9.81)$$

$$3.1/2 * 0.2795 - 0.3^2 / (2 * 9.81)$$

$$H = 0.4287 \text{ m}$$

• **Ancho de la lámina de agua en el canal**

$$T = 3 * Q_{\text{max normal}} / 2 / H / 0.3$$

$$3 * 0.10413 / 2 / 0.4287 / 0.3$$

$$T = 1.21 \text{ m}$$

5.- Q MÁXIMO DE EMERGENCIA

• **Ancho de la lámina de agua en el canal**

$$Q_{\text{max normal}} = Q_{\text{maximo}} / (\text{Num. De desarenadores} - 1)$$



$$0.6248/(2-1)$$

$$Q_{\text{max normal}}=0.6248 \text{ m}$$

• **Area de flujo**

$$a = (Q_{\text{max normal}} * W / 9.81)^{1/3}$$

$$(0.6248 * W / 9.81)^{1/3}$$

$$a = 0.24 \text{ m}^2$$

• **Profundidad de flujo en la sección de control**

$$d_c = a / W$$

$$0.24 / 0.22$$

$$d_c = 1.07 \text{ m}$$

• **Profundidad en la cámara desarenadora**

$$H = 3.1/2 * d_c - 0.3^2 / (2 * 9.81)$$

$$3.1/2 * 1.07 - 0.3^2 / (2 * 9.81)$$

$$H = 1.65 \text{ m}$$

• **Ancho de la lámina de agua en el canal**

$$T = 3 * Q_{\text{max normal}} / 2 / H / 0.3$$



$$3 \cdot 0.6248 / 2 / 1.65 / 0.3$$

$$T = 1.89 \text{ m}$$

6.- LONGITUD DE LA CÁMARA DESARENADORA

$$L = H \cdot 0.3 \cdot 60 / 1.15$$

$$0.87 \cdot 0.3 \cdot 60 / 1.15$$

$$L = 13.68 \text{ m}$$

• Longitud mínima adicional

$$L_{\text{min adicional}} = 2 \cdot H$$

$$2 \cdot 1.65$$

$$L_{\text{min adicional}} = 3.31 \text{ m}$$

• Longitud máxima adicional

$$L_{\text{max adicional}} = 0.5 \cdot L$$

$$0.5 \cdot 13.58$$

$$L_{\text{max adicional}} = 6.79 \text{ m}$$

• Longitud total de cada canal de desarenador

$$L = L + (L_{\text{min adicional}} + L_{\text{max adicional}}) / 2$$



$$13.58 + (3.31 + 6.79) / 2$$

$$L = 18.63 \text{ m}$$

7.- TIEMPO DE RETENCIÓN PARA CAUDAL MÁXIMO NORMAL

$$\theta = H / 1.15$$

$$18.63 / 0.3 / 60$$

$$\theta = 1.035 \text{ minutos}$$

• Tiempo de sedimentación para caudal máximo normal

$$\theta_s = H / 1.15$$

$$H / 1.15$$

$$\theta_s = 0.75 \text{ minutos}$$

c. CANALETA PARSHALL CON CANAL RECTANGULAR

• Caudal unitario

$$Q_{\text{unitario}} = Q_{\text{diseño}} / B$$

$$0.31240 / 0.46$$

$$Q_{\text{unitario}} = 0.679 \text{ m}^3/\text{s}$$



• **Inclinación de la rampa**

$$\Theta = \text{tg}^{-1} (E_o / X)$$

$$(\text{ATAN}(0.4/1.2))$$

$$\Theta = 18.43 \text{ m}^3/\text{s}$$

• **Factor de resolución de la ecuación**

$$K = \text{COS } \Theta (F + \text{COS } (\Theta)/2/F)$$

$$\text{COS } \Theta (F + \text{COS } (\Theta)/2/F)$$

$$K = 4.83 \text{ m}^3/\text{s}$$

• **Factor de resolución de la ecuación**

$$\emptyset = 1800 - \text{COS}^{-1} [F^2 / ((2/3) \times F \times K)^{3/2}]$$

$$180\text{-GRADOS}(\text{ACOS}((5^2/(2/3 \times 5 \times 4.83)^{1.5})))$$

$$\emptyset = 112.74^\circ$$

• **Relación de alturas antes y después**

$$a = (8 \times F \times K / 3)^{0.5} \times \text{COS} (\emptyset \times \text{PI} () / 180 / 3)$$

$$(8 \times 5 \times 4.83 / 3)^{0.5} \times \text{COS} (112.74 \times \text{PI} () / 180 / 3)$$

$$a = 6.36$$



• **Altura antes del resalto**

$$d1 = (q^2 / F^2 / 9.81)^{(1/3)}$$

$$(0.679^2 / 5^2 / 9.81)^{(1/3)}$$

$$d1 = 0.123 \text{ m}$$

• **Profundidad antes del resalto**

$$h1 = d1 / \cos(\theta * \pi / 180)$$

$$0.123 / \cos(18.43 * \pi / 180)$$

$$h1 = 0.130 \text{ m}$$

• **Velocidad al inicio del resalto**

$$V1 = q / h1$$

$$0.679 / 0.13$$

$$V1 = 0.123 \text{ m/s}$$

• **Numero de Froude (comprobación)**

$$F = V1 / (9.81 * h1)^{0.5}$$

$$5.22 / (9.81 * 0.13)^{0.5}$$

$$F = 4.62$$



• **Profundidad después del resalto**

$$h_2 = a * d_1$$

$$6.36 * 0.123$$

$$h_2 = 0.79 \text{ m}$$

• **Longitud del resalto**

$$L = 6 * (h_2 - h_1)$$

$$6 * (0.79 - 0.13)$$

$$L = 3.93 \text{ m}$$

• **Perdida de carga**

$$h_p = (h_2 - h_1)^3 / (4 * h_2 * h_1)$$

$$(0.79 - 0.13)^3 / (4 * 0.79 * 0.13)$$

$$h_p = 0.69 \text{ m}$$

• **Volumen del resalto**

$$V = (H_2 + H_1) / 2 * H_2 * C_7$$

$$(H_2 + H_1) / 2 * H_2 * C_7$$

$$V = 0.69 \text{ m}$$



• **Gradiente de velocidad**

$$G = (\gamma/\mu)^{0.5} \cdot (Q \cdot h_p / V)^{0.5}$$

$$31.81 \cdot (0.31240 \cdot 0.69 / 0.82764)^{0.5}$$

$$G = 16.212 \text{ S}^{-1}$$

• **Tiempo de mezcla**

$$T = V/Q$$

$$0.82764 / 0.31240$$

$$T = 2.65 \text{ S}$$

• **Grada al final del resalto**

$$h = 1/6 \cdot h_2$$

$$1/6 \cdot 0.79$$

$$h = 0.1309 \text{ m}$$

• **Altura de agua en el vertedero**

$$h_3 = (Q / 1.84 / B)^{2/3}$$

$$(0.31240 / 1.84 / 0.46)^{2/3}$$

$$h_3 = 0.515 \text{ m}$$



Realizando el diseño del reactor UASB, se obtuvieron los siguientes resultados:

d. REACTOR UASB

- **Caudal Promedio**

$$Q_p = 312 \text{ l/s} = 26956.8 \text{ m}^3/\text{d}$$

- **Factor K**

$$K_1 = 1.30 - K_2 = 2.00$$

- **Caudal Máximo Diario**

$$Q_{md} = Q_p * K_1 = 405.06 \text{ l/s} = 35043.84 \text{ m}^3/\text{d}$$

- **Caudal Máximo Horario**

$$Q_{mh} = Q_p * K_2 = 614.00 \text{ l/s} = 53913.6 \text{ m}^3/\text{d}$$

- **Concentración de la DBO**

$$Q_{md} = 310 \text{ mg/l} = 0.310 \text{ Kg/m}^3$$

- **Numero de Reactores**

$$N = 05 \text{ Unidades}$$

- **Caudal Promedio Unitario**

$$q_p = Q_p / N$$



$$q_p = 26956.8 / 5 = 5391.4 \text{ m}^3/\text{d} = 5291.4/24 = 224.6 \text{ m}^3/\text{h}$$

• Caudal Máximo Diario Unitario

$$q_{md} = Q_p * K_1 / N$$

$$q_{md} = 26956.8 * 1.3 / 5 = 7008.8 \text{ m}^3/\text{d} = 7008.8 / 24 = 292.03 \text{ m}^3/\text{h}$$

• Adopción del Tiempo de Retención Hidráulica

TRH = 8 horas (Chernicharo p. 749 entre 6 – 10 h)

• Altura de Reactor UASB

h = 5.5 m. (Chernicharo p. 765 entre 4 – 6 m)

• Determinación del Volumen Total de los Reactores (Por modulo)

Caudal Promedio

$$V_t = q_p * TRH$$

$$V_t = 224.6 \text{ m}^3/\text{h} * 9 \text{ h}$$

$$V_t = 2021.8 \text{ m}^3$$

• Área de Reactor

$$A = V_t / h$$

$$A = 2021.8 \text{ m}^3 / 5.5 \text{ m}$$



$$A = 367.59 \text{ m}^2$$

• Velocidad Ascensional

$$V_{asc} = Q_p / A$$

$$V_{asc} = 224.6 \text{ m}^3/\text{h} / 367.59 \text{ m}^2$$

$$V_{asc} = 0.61 \text{ m/h (Rango en Chernicharo (p. 749): 0.5 - 0.7 m/h)}$$

• Dimensiones de Reactor

Largo (L)

$$L_r = 25.50 \text{ m. (Asumido)}$$

Ancho (An)

$$A_{nr} = 367.59 / 25.50$$

$$A_{nr} = 14.41 \text{ m} \approx 14.90 \text{ m}$$

• Recalculo de la Velocidad Ascensional

Área Nueva

$$A_{nva} = 25.50 \text{ m} * 14.90 \text{ m}$$

$$A_{nva} = 379.95 \text{ m}^2$$



Nueva Velocidad Ascensional

$$NVasc = 224.60 \text{ m}^3/\text{h} / 379.95 \text{ m}^2$$

$$NVasc = 0.55 \text{ m/h (Rango en Chernicharo (p. 749): 0.5 - 0.7 m/h)}$$

• Recalculo del Volumen

Nuevo Volumen

$$NVol = Anva * h$$

$$NVol = 379.95 \text{ m}^2 * 5.5 \text{ m} = 2089.73$$

• Separador de GLS (Dimensiones Generales)

Velocidad Ascensional

$$NVasc = 0.59 \text{ m/h (Rango en Chernicharo (p. 749): 0.5 - 0.7 m/h)}$$

Caudal Total

$$Qtotal = NVasc * Anva$$

$$Qtotal = 0.59 \text{ m/h} * 379.95 \text{ m}^2 = 224.64 \text{ m}^3/\text{h}$$

Vasc del Líquido en el GLS

$$VascGLS = 2.70 \text{ m/h (Hasta 4.0 m/h es aceptable Ref. Reactor Piloto de Cali Colombia)}$$



Área de Apertura

$$\text{Apertura} = Q_{\text{total}} / V_{\text{ascGLS}}$$

$$\text{Apertura} = 224.64 / 2.70 = 83.20 \text{ m}^2$$

Área Total de GLS

$$\text{Área Total GLS} = A_{\text{nva}} - A_{\text{apertura}}$$

$$\text{Área Total GLS} = 379.95 \text{ m}^2 - 83.02 \text{ m}^2 = 296.75 \text{ m}^2$$

Proporción de Áreas

$$\text{Pr áreas} = A_{\text{apertura}} / A_{\text{nva}}$$

$$\text{Pr áreas} = 83.20 \text{ m}^2 / 379.95 \text{ m}^2 = 0.22 \text{ (Cerca al 20 \% recomendado)}$$

Largo GLS

$$L_{\text{gls}} = 22.50 \text{ m (Largo del Reactor)}$$

Ancho Teórico Total Wgls

$$A_{\text{TWgls}} = \text{Área Total GLS} / L_{\text{gls}}$$

$$A_{\text{TWgls}} = 296.75 \text{ m}^2 / 25.50 \text{ m} = 11.64 \text{ m.}$$

Número de Unidades GLS

$$N_{\text{gls}} = 3 \text{ Unidades}$$



Ancho de GLS

$$W_{gls} = ATW_{gls} / Ngls$$

$$W_{gls} = 11.64 \text{ m} / 3 = 3.88 \text{ m} \approx 3.14 \text{ m}$$

Área Final de cada GLS

$$AF_{gls} = L_{gls} * W_{gls}$$

$$AF_{gls} = 25.5 \text{ m} * 3.14 \text{ m} = 80.07 \text{ m}^2$$

Relación de Alturas

$$R_h = 0.30 \text{ (Recomendación Vieira: } 30\% * h \text{)}$$

Altura GLS

$$H_{gls} = R_h * h$$

$$H_{gls} = 0.30 * 5.5 \text{ m} = 1.65 \text{ m} \approx 1.77 \text{ m}$$

Nueva de Relación de Alturas

$$NR_h = H_{gls} / h$$

$$NR_h = 1.77 / 5.5 = 0.32$$



• Angulo GLS (°)

Tangente

$$\text{TAN} = \text{Hgls} / \text{Wgls}$$

$$\text{TAN} = 1.77 \text{ m} / (3.14 \text{ m} / 2) = 1.13$$

$$\text{ATAN} (1.33) = 0.93 \text{ rad} = 0.93 * (180/\pi) = 53.1^\circ \text{ (Angulo entre } 45^\circ - 60^\circ$$

Chernicharo)

• Distancia del GLS al Reactor

Distancia del Reactor al GLS

$$p = (\text{Anr} - \text{NATWgls}) / (2 * \text{Ngls})$$

$$p = (14.90 - 9.42) / (2 * 3) = 0.91 \text{ m.}$$

Distancia de GLS a GLS

$$2 * p = 2 * ((\text{Anr} - \text{NATWgls}) / (2 * \text{Ngls}))$$

$$2p = 2 * ((14.90 - 9.42) / (2 * 3)) = 1.83 \text{ m.}$$

Distancia mínima de GLS a Deflector

$$p = (\text{Anr} - \text{NATWgls}) / (2 * \text{Ngls})$$

$$p = (14.90 - 9.42) / (2 * 3) = 0.91 \text{ m.}$$



Superposición de GLS a Deflector

$\theta = 0.20$ m (*Recomendado*)

• Biogás

Datos de Campo

Temperatura del Aire = 23.2°

Presión Atmosférica = 1 atm

Biodegradabilidad de la DQO removida = 1.80

Supuestos

Contenido de CH₄ en el Biogás = 0.75 (*Chernicharo (p. 770, 192): 75%*)

Eficiencia Esperada del Sistema = 0.80 (*Chernicharo, p. 751: 40-70% DQO; 45-90% DBO. Parámetro crítico para diseñar recolectores de gas*).

Relaciones Estequiométricas

DQO del Acetato = 64 gDQO/mol (60 g CH₄ se oxidan con 64 g O₂ ≈ 1 g CH₄ se oxida con 1.067 g O₂)

Volumen Molar de un Gas = 22.4 L

Temperatura Normal (°K) = 273 °K



Producción teórica de CH₄ (CNPT m³/kgDQO rem.) = 0.35 (64 g DQO-AcH --> 16 g CH₄ (1 mol) --> 22.4 L CH₄ (CNPT) 1 g DQO-AcH --> 0.350 L (CNPT))

Cálculos

Co Total

CO total (kgDQO/d) = qp m³/día * DQO Kg/m³

CO total (kgDQO/d) = 5391.4 * 0.558 = 3008.4 Kg/día

DQO Removida Total

DQOrt = Eficiencia Esperada del Sistema * Co Total

DQOrt = 0.65 * 3008.4 Kg/día = 1955.40 Kg/día

DQO Removida (Crecimiento)

DQOrc = 219.0 Kg/día

DQO Removida No Biodegradable (Sedimentación)

DQOrnb = 0.00 Kg/día (Si se pone 0, se sobreestima un poco la producción de biogás, pero eso no afecta el diseño, sólo se estaría sobredimensionando un poco el área de liberación de biogás (lo cual no está mal)).

DQO Removida Metano

DQOrm = DQOrt - DQOrc - DQOrnb.

DQOrm = 1955.40 - 219.00 - 0.00 = 1736.44 Kg/día

CH₄ en CNPT

CH₄cnpt = DQOrm * Producción Teórica de CH₄



$$\text{CH4cnpt} = 1736.44 * 0.35 = 607.80 \text{ Kg/día}$$

CH4

$$\text{CH4} = \text{CH4cnpt} * (\text{Producción Teórica de CH4} + T^{\circ}\text{C}) / T^{\circ}\text{K} / \text{Patm}$$

$$\text{CH4} = 607.80 * (273 + 23.2 \text{ }^{\circ}\text{C}) / 273 \text{ }^{\circ}\text{K} / 1 \text{ atm} = 659.50 \text{ m3/día}$$

Cantidad Producida de Biogas

$$\text{Biogas} = \text{CH4} / (\text{Contenido de CH4 en el Biogas})$$

$$\text{CH4} = 659.50 / 0.75 = 522.9 \text{ m3/día} = 879.30 \text{ m3/día} / 24 \text{ horas} = 36.6 \text{ m3} / \text{hora}$$

• Separador GLS (Liberación de Biogas)

Carga de Gas

$$\text{Cg} = 1 \text{ m3/m}^2 \cdot \text{h} \text{ (van Haandel \& Lettinga, p 71 (1 - 3 m3/m}^2 \cdot \text{h))}$$

Área Total para Liberación de Gas

$$\text{ATgas} = \text{CH4} / \text{Cg}$$

$$\text{ATgas} = 36.64 / 1 = 36.64 \text{ m}^2$$

Área para liberación del Gas en cada Unidad de GLS

$$\text{AUgas} = \text{ATgas} / \text{NglS}$$

$$\text{AUgas} = 36.64 / 3 = 12.21 \text{ m}^2$$

Ancho del Domo

$$\text{Wd} = \text{AUgas} / \text{LglS}$$

$$\text{Wd} = 12.21 / 25.50 = 0.48 \text{ m}$$



Altura del Domo Bajo el Agua

$$HD_{ba} = Wd / 2 * TAN$$

$$HD_{ba} = 0.46 / 2 * 1.13 = 0.27 \text{ m}$$

Altura del Domo Sobre el Agua

$HD_{sa} = 0.50$ (Según sea necesario por razones prácticas como acceso, visibilidad, etc.)

• Distribución de Influyente

Área efectiva por Punto

$A_i = 2 \text{ m}^2/\text{punto}$ (Por razones experimentales. En casos reales, con $2 \text{ m}^2/\text{punto}$ de ingreso es suficiente (Gatze Lettinga opina que puede ser hasta 4))

Número de Puntos

$$N_{pto} = Anva / A_i$$

$$N_{pto} = 379.95 / 2 = 190 \text{ Ptos}$$

Número de Cajas de Distribución

$$N_{cd} = 15 \text{ (A Criterio del Proyectista)}$$

Número de Puntos de Inyección por Caja

$$N_{iny} = N_{pto} / N_{cd}$$

$$N_{iny} = 190 / 15 = 12.7 \text{ Ptos} \approx 13 \text{ Ptos de Inyección}$$



Nuevo Número de Puntos de Inyección por Caja

$$NN_{pto} = N_{iny} * N_{cd}$$

$$NN_{pto} = 13 * 15 = 195 \text{ Ptos}$$

Nueva Área Efectiva por Punto

$$NA_i = A_{nva} / NN_{pto}$$

$$NA_i = 379.95 / 195 = 1.95 \text{ m}^2$$

Diámetro de Tuberías de Inyección

$D_{ti} = 75 \text{ mm} = 3''$ (Diámetro de tubos: alrededor de 75 mm para garantizar una velocidad de descenso menor a 0.20 m/h y permitir burbujas de aire que vuelvan a la superficie (Chernicharo, p. 753).

• Cantidad de Lodos

Factor de Producción de Lodos

$FP_{lo} = 0.10 \text{ kgSST/kgDQO}$ removida (van Haandel & Lettinga, página 149 Chernicharo: 0.10-0.20 kgSST/kgDQO aplicada (p. 763))

DQO del Lodo

$$DQO_{lo} = 1.4 \text{ gDQO/g SSV lodo (Recomendado)}$$

Proporción de SSV en los Lodos

$SSV_{lo} = 0.80 \text{ SSV/SST}$ (Recomendado para lodos producidos de aguas residuales).



Producción de Lodo en Sólidos Suspendidos Totales

$$PL_{sst} = DQ_{Ort} * FPIo$$

$$PL_{sst} = 1955.4 \text{ KgDQO/día} * 0.1 \text{ KgSST/KgDQO} = 195.54 \text{ KgSST/día}$$

Producción de Lodo en Sólidos Suspendidos Volátiles

$$PL_{ssv} = PL_{sst} * SSVIo$$

$$PL_{ssv} = 195.54 \text{ KgSST/día} * 0.8 \text{ SSV/SST} = 156.44 \text{ KgSSV/día}$$

Producción de Lodo en DQO

$$PL_{dqo} = PL_{ssv} * DQOIo$$

$$PL_{dqo} = 156.44 \text{ KgSSV/día} * 1.4 \text{ gDQO/g SSV} = 219.01 \text{ KgDQO/día}$$

Concentración de Lodo

$$Clo = 50 \text{ KgSST/m}^3 \text{ (Recomendado vH \& L 149)}$$

Producción Total de Lodos

$$PTIo = PL_{sst} / Clo$$

$$PL_{dqo} = 195.54 \text{ KgSST/día} / 50 \text{ KgSST/m}^3 = 3.91 \text{ m}^3/\text{día}$$

• Descarga de Lodos

Número de Salidas

$$NS = 6 \text{ Und.}$$

Distancia de Punto de Inyección a Salida N° 01

$$Di-1 = 0.20 \text{ m. (Recomendado)}$$



Grosor del Deflector

Gdf = 0.20 m. (Recomendado)

Distancia entre el Deflector y la Última Salida

Dd-u = 0.05 m. (La más cercana posible).

Longitud de Tubos Dentro del Reactor

Ltr = 1.00 m. (Recomendado).

Distancia de la Base a la Inyección de Influyente

Db-i = 0.20 m. (Recomendado).

Altura desde la Base a la Salida 01

$$Hb-1 = Di-1 + Db-i$$

$$Hb-1 = 0.20 + 0.20 = 0.40 \text{ m.}$$

Altura desde el nivel del Líquido a la Última Salida

$$Hliq-u = (Hgl_s + p + Gdf / 2) + Dd-u$$

$$Hliq-u = (1.40 + 0.53 + 0.20 / 2) + 0.05 = 2.08 \text{ m.}$$

Altura desde la Base hasta la Última Salida

$$Hb-u = h - Hliq-u$$

$$Hb-u = 4.5 \text{ m} - 2.08 \text{ m} = 2.42 \text{ m.}$$

Altura desde la Salida 1 hasta la Última Salida

$$H1-u = Hb-u - Hb-1$$



$$H1-u = 2.42 - 0.40 \text{ m} = 2.02 \text{ m.}$$

Separación Entre Alturas Intermedias

$$SHi = H1-u / (NS - 1)$$

$$SHi = 2.02 / (6 - 1) = 0.40$$

Altura Salida 1 Desde el Piso

$$Hb-1 = 0.40$$

Altura Salida 2 Desde el Piso

$$Hb-2 = Hb-1 + SHi$$

$$Hb-2 = 0.40 + 0.40 = 0.80 \text{ m.}$$

Altura Salida 3 Desde el Piso

$$Hb-3 = Hb-2 + SHi$$

$$Hb-3 = 0.80 + 0.40 = 1.20 \text{ m.}$$

Altura Salida 4 Desde el Piso

$$Hb-4 = Hb-3 + SHi$$

$$Hb-4 = 1.20 + 0.40 = 1.60 \text{ m.}$$

Altura Salida 5 Desde el Piso

$$Hb-5 = Hb-4 + SHi$$

$$Hb-5 = 1.60 + 0.40 = 2.00 \text{ m.}$$



Altura Salida 6 Desde el Piso

$$Hb-6 = Hb-u$$

$$Hb-6 = 2.42 \text{ m.}$$

e. LECHO DE SECADO

Tiempo de Residencia en Lechos de Secados

$$TRL = 10 \text{ días.}$$

Volumen a Secar

$$V_{\text{odos}} = PL_{dqo} * TRL$$

$$V_{\text{odos}} = 3.91 * 10 = 39.109$$

Altura de Lodos

$$H_{\text{odos}} = 0.20 \text{ m.}$$

Área de Lodos

$$A_{\text{odos}} = V_{\text{odos}} / H_{\text{odos}}$$

$$A_{\text{odos}} = 39.109 / .20 = 195.54 \text{ m}^2.$$

Longitud de Lecho de Secado

$$L_{\text{ls}} = \sqrt{A_{\text{odos}}} \text{ m}^2.$$

$$L_{\text{ls}} = \sqrt{195.54} = 13.98 \text{ m.}$$

Longitud Adoptada

$$L_1 = 25 \text{ m.}$$



Ancho de Lecho de Secado

$$Als = Alodos / L1$$

$$Als = 195.54 \text{ m}^2 / 25 \text{ m.} = 7.82$$

Ancho Adoptado

$$L2 = 8.00 \text{ m.}$$

Área Final de Lecho de Secado (Por Módulo)

$$Aflodos = L1 * L2$$

$$Alodos = 25.00 * 8.00 = 200.00 \text{ m}^2.$$

Realizado el diseño de las lagunas facultativas, se obtuvieron los siguientes resultados:

f. LAGUNAS SECUNDARIAS FACULTATIVAS

Datos Iniciales

POBLACION DE DISEÑO	126087.00	Habitantes
DOTACION	250	lt/hab/día
CONTRIBUCIONES		
DE DESAGUE	80.00	%
CONTRIBUCION ORGANICA INICIAL	65.00	grDBO/hab/día
EFICIENCIA DE REACTOR UASB	68.48	%
CONTRIBUCION ORGANICA EN LAGUNA SECUNDARIA (D.B.O.5)	20.49	grDBO/hab/día
TEMPERATURA DEL AMBIENTE EN EL MES MAS FRIO	20.00	°C
TEMPERATURA DEL AGUA EN EL MES MAS FRIO	20.00	°C
COLIFORMES FECALES EN EL CRUDO	1.00E+08	NMP/100 ml.
PERDIDA: PERCOLACION - EVAPORACION	0.15	cm/día
INCREMENTO: PRECIPITACION - AGUA SUBTERRANEA	0.10	cm/día



Tabla N°19. Temperaturas de lagunas facultativas

MES	TEMPERATURA DEL AIRE (° C)	TEMPERATURA DEL AGUA (° C)
ENERO	30.00	31.08
FEBRERO	32.00	32.46
MARZO	28.00	29.71
ABRIL	26.00	28.33
MAYO	25.00	27.64
JUNIO	23.00	26.27
JULIO	23.00	26.27
AGOSTO	23.00	26.27
SEPTIEMBRE	24.00	26.96
OCTUBRE	26.00	28.33
NOVIEMBRE	27.00	29.02
DICIEMBRE	29.00	30.40

•Parámetro de Diseños Obtenidos

Caudal de Aguas Residuales

$$Q_p = 26669.95 \text{ m}^3/\text{día}$$

Carga de DBO5 del Afluente en la Laguna Secundaria

$$\text{DBO5ls} = \text{Población} * \text{COIs}$$

$$\text{DBO5ls} = 126087.00 * 20.49 / 1000 = 2583.27 \text{ KgDBO5/día}$$

DBO5 Teórico

$$\text{DBO5T} = \text{DBO5ls} * 1000 / \text{Población}$$



$$\text{DBO5T} = 2583.27 * 1000 / 26669.95 = 96.86 \text{ mgDBO/Ltr}$$

Carga Superficial Máxima

$$\text{CSMax} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (\text{T}^{\circ} \text{ mes más frío} - 20)$$

$$\text{CSMax} = 250 * 1.05 ^{\wedge} (20 - 20) = 250 \text{ KgDBO/Ha} * \text{ día}$$

Área superficial requerida para las Lagunas secundarias

$$\text{ASIs} = \text{DBO5Is} / \text{CSMax}$$

$$\text{ASIs} = 2583.27 / 250 = 10.33 \text{ Ha}$$

• **Determinación de Numero de Lagunas**

Numero de Lagunas en Paralelo

$$N = 5$$

$$A_u = \text{ASIs} / N$$

$$A_u = 10.33 / 5 = 2.07$$



• Determinación de Numero de Lagunas

Simulación de Cargas Aplicadas con una Laguna Fuera de Operación

CARGA SUPERFICIAL APLICADA A (N - 1) LAGUNAS							
MES	T° AGUA (° C)	C _{smax} Kg / Ha / día	N = 2	N = 3	N = 4	N = 5	N = 6
			(N-1) = 1 500.00	(N-1) = 2 375.00	(N-1) = 3 333.33	(N-1) = 4 312.50	(N-1) = 5 300.00
ENERO	31.08	429.32	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
FEBRERO	32.46	459.13	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
MARZO	29.71	401.44	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
ABRIL	28.33	375.38	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
MAYO	27.64	362.99	INSUFICIENTE	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
JUNIO	26.27	339.42	INSUFICIENTE	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
JULIO	24.89	317.38	INSUFICIENTE	INSUFICIENTE	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
AGOSTO	26.27	339.42	INSUFICIENTE	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
SETIEMBRE	26.27	339.42	INSUFICIENTE	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
OCTUBRE	28.33	375.38	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
NOVIEMBRE	29.02	388.19	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE
DICIEMBRE	30.40	415.15	INSUFICIENTE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE

Calculo de la Carga Superficial Aplicada (N - 1)

$$N = 5$$

$$CSA = DBO5ls / ((N - 1) * Au)$$

$$CSA = 2583.27 \text{ KgDBO5/día} / ((5 - 1) * 2.07) = 312.50 \text{ Kg/Ha/día}$$

Calculo de la Carga Superficial Máxima

Mes = Enero

$$T^{\circ} \text{ agua} = 31.08$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05^{\wedge} (31.08 - 20) = 429.32 \text{ Kg/Ha/día}$$



Mes = Febrero

$$T^{\circ} \text{ agua} = 32.46$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (32.46 - 20) = 459.13 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Marzo

$$T^{\circ} \text{ agua} = 29.71$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (29.71 - 20) = 401.44 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Abril

$$T^{\circ} \text{ agua} = 28.33$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (28.33 - 20) = 375.38 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Mayo

$$T^{\circ} \text{ agua} = 27.64$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (27.64 - 20) = 362.99 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Junio

$$T^{\circ} \text{ agua} = 26.27$$



$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^ \wedge (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^ \wedge (26.27 - 20) = 339.42 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Julio

$$T^{\circ} \text{ agua} = 24.89$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^ \wedge (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^ \wedge (24.89 - 20) = 317.38 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Agosto

$$T^{\circ} \text{ agua} = 26.27$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^ \wedge (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^ \wedge (26.27 - 20) = 339.42 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Septiembre

$$T^{\circ} \text{ agua} = 26.27$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^ \wedge (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^ \wedge (26.27 - 20) = 339.42 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Octubre

$$T^{\circ} \text{ agua} = 28.33$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^ \wedge (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{max} = 250 * 1.05 ^ \wedge (28.33 - 20) = 375.38 \text{ Kg/Ha/día}$$



Mes = Noviembre

$$T^{\circ} \text{ agua} = 29.02$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (29.02 - 20) = 388.19 \text{ Kg/Ha/día}$$

Mes = Diciembre

$$T^{\circ} \text{ agua} = 30.40$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (T^{\circ} \text{ agua} - 20)$$

$$CS_{\text{max}} = 250 * 1.05^{\wedge} (30.40 - 20) = 415.15 \text{ Kg/Ha/día}$$

Número Total de Lagunas en Paralelo

Nt = 04 Unidades

•Parámetro de Diseños Lagunas Secundarias

Área Unitaria

$$A_u = 2.58 \text{ Ha}$$

Caudal Unitario Afluyente

$$Q_u = Q_p / 4$$

$$Q_u = 26669.95 / 4 = 6667.49 \text{ m}^3/\text{día}$$



Relación Largo / Ancho

$Rl/a = 3$ (En el caso de lagunas facultativas se recomienda utilizar un valor de 2 – 3)

Ancho Aproximado

$$A_p = (A_u * 10000 / Rl/a) \wedge 0.5$$

$$A_p = (2.58 * 10000 / 3) \wedge 0.5 = 92.79 \text{ m}$$

Longitud Aproximada

$$L_p = A_p * Rl/a$$

$$L_p = 92.79 * 3 = 278.38 \text{ m}$$

Ancho Adoptado

$$A_{ad} = 110.00 \text{ m}$$

Longitud Adoptada

$$L_{ad} = A_{ad} * Rl/a$$

$$L_{ad} = 110 * 3 = 330.0 \text{ m}$$

Profundidad

$H_{lag} = 2.5$ (se recomienda utilizar Alturas de 1.5 a 2.5)

Tasa de Mortalidad

$$K_b = 0.6 * 1.05 \wedge (T^\circ \text{ agua mes más frío} - 20 \text{ }^\circ\text{C})$$

$$K_b = 0.6 * 1.05 \wedge (20 - 20 \text{ }^\circ\text{C}) = 0.600 \text{ 1/días}$$



Periodo de Retención

$$\text{Pret} = (\text{Aad} \cdot \text{Lad} \cdot \text{Hlag}) / (\text{Qu} - (\text{Perdidas} \cdot \text{Aad} \cdot \text{Lad} / 100) + (\text{Precipitación} \cdot \text{Aad} \cdot \text{Lad} / 100))$$

$$\text{Pret} = (110 \cdot 330 \cdot 2.5) / (6667.49 - (0.15 \cdot 110 \cdot 330 / 100) + (0.10 \cdot 110 \cdot 330 / 100)) = 13.65 \text{ días}$$

• Eficiencia de Remoción de Bacterias

Factor de Corrección Hidráulico

$$\text{FCH} = 0.75$$

Periodo de Retención Corregido

$$\text{PretC} = \text{Pret} \cdot \text{FCH}$$

$$\text{PretC} = 13.65 \cdot 0.75 = 10.24 \text{ días} \quad (\text{El tiempo de retención deberá ser mayor de 10 días y en caso de no ser así deberá tener cuidado con las lagunas terciarias}).$$

Caudal Efluente Unitario

$$\text{CEu} = \text{Qu} - (\text{Perdidas} \cdot \text{Aad} \cdot \text{Lad} / 100) + (\text{Precipitación} \cdot \text{Aad} \cdot \text{Lad} / 100)$$

$$\text{CEu} = 6667.49 - (0.15 \cdot 100 \cdot 300 / 100) + (0.10 \cdot 100 \cdot 300 / 100) = 6649.34 \text{ m}^3/\text{día}$$

Caudal Efluente Total

$$\text{CEt} = \text{CEu} \cdot \text{Nt}$$

$$\text{CEt} = 6649.34 \cdot 4 = 26597.35 \text{ m}^3/\text{día}$$

Área Acumulada



$$Aac = Aad * Lad * Nt / 10000$$

$$Aac = 110 * 330 * 4 / 10000 = 14.52 \text{ Ha}$$

Coeficiente de Dispersión

$$(d) = (1.158 * (PretC * (Aad + 2 * Hlag)) \wedge 0.489 * Aad \wedge 1.511) / ((T^\circ \text{ agua mes más frío} + 42.5) \wedge 0.734 * (Lad * Hlag) \wedge 1.489)$$

$$(d) = (1.158 * (10.24 * (110 + 2 * 2.5)) \wedge 0.489 * 110 \wedge 1.511) / ((20 + 42.5) \wedge 0.734 * (330 * 2.5) \wedge 1.489) = 0.098$$

a

$$a = (1 + 4 * Kb * PretC * d) \wedge 0.5$$

$$a = (1 + 4 * 0.6 * 10.24 * 0.098) \wedge 0.5 = 1.843$$

• Eficiencia de Remoción de Carga Orgánica

Carga Superficial Remanente

$$CSre = (CSMax - (7.67 + 0.88063 * CSMax)) * Aac$$

$$CSre = (250 - (7.67 + 0.88063 * 250)) * 14.52 = 321.94 \text{ KgDBO/día}$$

DBO Soluble Efluente

$$DBOsef = CSre * 1000 / (CEu * Nt)$$

$$DBOsef = 321.94 * 1000 / (6649.34 * 4) = 12.10 \text{ mgDBO/Ltr}$$



DBO Total Efluente

$$DBO_{tef} = 1.7 * DBO_{sef}$$

$$DBO_{tef} = 1.7 * 12.10 = 20.58 \text{ mgDBO/Ltr}$$

• Resultados

Coliformes Fecales a la Salida de Lagunas Secundarias

$$Col_{sl} = (\text{Coliformes Fecales en Crudo} * 4 * a * \text{EXP} ((1-a) / (2 * (d))) / (1 + a) ^ 2$$

$$Col_{sl} = (1.00E+08 * 4 * a * \text{EXP} ((1 - 1.843)/(2 * 0.098)) / (1 + 1.843) ^ 2 = 1.21 \text{ E}+06 \text{ NMP/100 ml}$$

Eficiencia Parcial de Remoción de Coliformes Fecales

$$EPR_{cf} = ((\text{Coliformes Fecales en Crudo} - Col_{sl}) / \text{Coliformes Fecales en Crudo}) * 100$$

$$EPR_{cf} = ((1.00E+08 - 1.21 \text{ E}+06) / 1.00E+08) * 100 = 98.79 \%$$

DBO5 en el Efluente

$$DBO_{5ef} = DBO_{tef}$$

$$DBO_{5ef} = 20.58 \text{ mgDBO/Ltr}$$

Carga de DBO5 en el Efluente

$$CDBO_{5ef} = (1 - EPR_{dbo}) * DBO_{5ls}$$

$$CDBO_{5ef} = (1 - 78.16\%) * 2583.27 = 548.80 \text{ KgDBO/día}$$



Eficiencia Parcial de Remoción de DBO

$$EPR_{dbo} = (DBO_{5T} - DBO_{5ef}) / DBO_{5T}$$

$$EPR_{dbo} = ((96.86 - 20.58) / 96.86) * 100 = 78.76 \%$$

LAGUNAS TERCIARIAS FACULTATIVAS

• Dimensionamiento

Carga de DBO5 del Afluente en la Laguna Terciaria

$$CDBO_{5lt} = CDBO_{5ef}$$

$$CDBO_{5lt} = 548.80 \text{ Kg DBO/día}$$

Área Total Mínima Requerida

$$A_{tlt} = CDBO_{5lt} / CSM_{\text{Max}}$$

$$A_{tlt} = 548.80 / 250 = 2.20 \text{ Ha}$$

Área Propuesta

$$A_{pro} = 3.00 \text{ Ha (Redondear el Valor Anterior)}$$

Área Unitaria

$$A_{ult} = A_{pro} / N_{lm}$$

$$A_{ult} = 3 / 4 = 0.75 \text{ Ha}$$

Caudal Unitario Afluente Lagunas Terciarias

$$Q_{ult} = C_{Et} / N_{lm}$$



$$QuLt = 26597.35 / 4 = 6649.34 \text{ m}^3/\text{día}$$

Relación Largo - Ancho

$$RlaLt = 3 \text{ (Recomendado)}$$

Ancho Aproximado

$$ApLt = (AuLt * 10000 / RlaLt) ^{0.5}$$

$$ApLt = (2.58 * 10000 / 3) ^{0.5} = 92.78 \text{ m.}$$

Longitud Aproximada

$$LpLt = ApLt * RlaLt$$

$$LpLt = 92.78 * 3 = 278.34 \text{ m.}$$

Ancho Adoptado

$$AaLt = 110 \text{ m.}$$

Longitud Adoptada

$$LaLt = AaLt * RlaLt$$

$$LaLt = 110 * 3 = 330 \text{ m.}$$

Profundidad

$$HLt = 2.5 \text{ (se recomienda utilizar Alturas de 1.5 a 2.5)}$$



• Eficiencia de Remoción de Bacterias

Tasa de Mortalidad (Kb) Laguna Terciaria

$$KbLt = 0.8 * 1.05 ^{(T^{\circ} \text{ agua mes más frío} - 20^{\circ} \text{C})}$$

$$KbLt = 0.8 * 1.05 ^{(20 - 20^{\circ} \text{C})} = 0.800 \text{ 1/días}$$

Periodo de Retención

$$PretLt = \frac{(Aad * Lad * Hlag)}{(Qu - (Perdidas * Aad * Lad / 100) + (Precipitación * Aad * Lad / 100)}$$

$$Pret = \frac{(110 * 330 * 2.5)}{(6649.34 - (0.15 * 110 * 330 / 100) + (0.10 * 110 * 330 / 100))} = 13.69 \text{ días.}$$

Factor de Corrección Hidráulico

FCH = 0.75 (Este valor depende del número de dispositivo de control con que cuente la laguna. En evaluación se puede determinar a través de trazadores (Tteorico/Treal). Se encuentra en el rango de 0.3 – 0.8).

Periodo de Retención Corregido

$$PretCLt = PretLt * FCH.$$

$$PretCLt = 13.69 * 0.75 = 10.26 \text{ días.}$$

Caudal Efluente Unitario Lagunas Terciarias

$$CEuLt = Qu - (Perdidas * Aad * Lad / 100) + (Precipitación * Aad * Lad / 100)$$

$$CEuLt = 6649.34 - (0.15 * 100 * 300 / 100) + (0.10 * 100 * 300 / 100) = 6631.19 \text{ m}^3/\text{día}$$



Caudal Efluente Total

$$CEtLt = CEuLt * NIm$$

$$CEtLt = 6631.19 * 04 = 26524.75 \text{ m}^3/\text{día}$$

Área Acumulada Lagunas Terciarias

$$AacLt = AuLt * NIm$$

$$AacLt = 2.58 * 4 = 10.33 \text{ Ha}$$

Periodo de Retención Total

$$AacLt = PretCLt + PretC$$

$$AacLt = 10.26 + 10.24 = 20.50 \text{ días.}$$

Coefficiente de Dispersión Laguna Terciaria

$$(d)Lt = (1.158 * (PretCLt * (AaLt + 2 * HLt)) ^{0.489} * AaLt ^{1.511}) / ((T^\circ \text{ agua mes más frío} + 42.5) ^{0.734} * (LaLt * HLt) ^{1.489})$$

$$(d)Lt = (1.158 * (10.26 * (110 + 2 * 2.5)) ^{0.489} * 110 ^{1.511}) / ((20 + 42.5) ^{0.734} * (330 * 2.5) ^{1.489}) = 0.098$$

a Laguna Terciaria

$$aLt = (1 + 4 * KbLt * PretCLt * (d)Lt) ^{0.5}$$

$$aLt = (1 + 4 * 0.8 * 10.26 * 0.098) ^{0.5} = 2.051$$

Coliformes Fecales a la Salida de Lagunas Terciarias

$$Col Lt = (Col sl * aLt * EXP ((1 - aLt) / (2 * (d)Lt))) / (1 + aLt) ^2$$



$$\text{Col sl} = (1.26\text{E}+06 * 4 * 2.051 * \text{EXP} ((1 - 2.051)/(2 * 0.098)) / (1 + 2.051) ^ 2 = 4.91 \text{E}+03 \text{ NMP}/100 \text{ ml}$$

Eficiencia Parcial de Remoción de Coliformes Fecales Lagunas Terciarias

$$\text{EPRcfLt} = ((\text{Coliformes Fecales en Crudo} - \text{Col Lt}) / \text{Coliformes Fecales en Crudo}) * 100$$

$$\text{EPRcfLt} = ((1.00\text{E}+08 - 4.91 \text{E}+03) / 1.00\text{E}+08) * 100 = 99.9951 \%$$

Tabla N°20. Resumen de diseño de lagunas facultativas

LAGUNAS SECUNDARIAS				LAGUNAS DE MADURACIÓN			
NUMERO DE LAG. PRIMARIAS		4.00	Und.	NUMERO DE LAG. SECUNDARIAS		4.00	Und.
INCLINACION DE TALUDES		2.00		INCLINACION DE TALUDES		2.00	
PROFUNDIDAD		2.50	m.	PROFUNDIDAD		2.50	m.
AÑOS DE LIMPIEZA DE LODOS		2.00	años	BORDE LIBRE		0.50	m.
ALTURA DE LODOS REQUERIDA		0.89	m.	DIMENSIONES DE ESPEJO DE AGUA			
ALTURA DE LODOS ADOPTADA		0.50		LONGITUD		335.00	m.
ALTURA TOTAL (AGUA + LODO)		3.00		ANCHO		115.00	m.
BORDE LIBRE		0.50	m.	DIMENSIONES DE CORONACION			
DIMENSIONES DE ESPEJO DE AGUA				LONGITUD		337.00	m.
LONGITUD		335.00	m.	ANCHO		117.00	m.
ANCHO		115.00	m.	DIMENSIONES DE FONDO			
DIMENSIONES DE CORONACION				LONGITUD		325.00	m.
LONGITUD		337.00	m.	ANCHO		105.00	m.
ANCHO		117.00	m.	AREA UNITARIA EN LA CORONACION		3.94	Ha.
DIMENSIONES DE FONDO				AREA TOTAL SECUNDARIAS (CORONACION)		15.77	Ha.
DE AGUA	LONGITUD	325.00	m.				
	ANCHO	105.00	m.				
DE LODO	LONGITUD	323.00					
	ANCHO	103.00					
AREA UNITARIA EN LA CORONACION		3.94	Ha.				
AREA TOTAL PRIMARIAS (CORONACION)		15.77	Ha.				
AREA DE TRATAMIENTO (PRIMARIAS Y SECUNDARIAS - CORONACION)				31.54 Ha.			
AREA TOTAL At (+ 15 %)				36.27 Ha.			



4.2 DISCUSION

De acuerdo a los cálculos obtenidos del diseño teórico de los reactores UASB, Vasc de 0.55 m/h, TRH de 9 h y una altura de 5.5 m.

Se determina en comparación a lo citado por Seghezzeo, que los reactores con mayor tiempo de retención hidráulica y mayor altura, tienen una velocidad ascensional menor. Lo cual favorece a la calidad de tratamiento de las aguas residuales.

Al realizar el diseño teórico de los reactores UASB con un tiempo de retención hidráulica de 9 horas, se obtuvo una eficiencia de remoción de la DQO del 68.48%.

Se determina en comparación a lo citado por CEPIS-OPS/OMS, que la eficiencia obtenida, se encuentra dentro de los parámetros establecidos, por lo cual determinamos que nuestro estudio teórico, coincide con lo citado.

De acuerdo a los cálculos obtenidos del diseño teórico de los reactores UASB, se obtuvo un área de influencia de 1.95 m² para cada punto de distribución de afluentes dentro del reactor UASB.

Por lo tanto en comparación con lo citado en el RNE OS 090, se determina que las áreas de influencia obtenidas en nuestro estudio, se encuentra dentro del rango establecido, por lo cual decimos que coincide con lo citado.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

E.A.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH".

Capítulo V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



5.1 CONCLUSIONES

- Se determinaron los parámetros de diseño para el año 20, en base a la población atendida por la PTAR actual. Con una población futura de 126087 Hab, caudal promedio de 108.68 L/s, carga per capita: 65 g/hab-d, DBO de 307.30 mg/L y sólidos suspendidos totales de 350 mg/L. Tal como se puede apreciar en las Tablas N° 15 y 16 en Resultados y Discusión.
- Se realizó el diseño teórico de los reactores UASB, con un número de reactores de 05 unidad más 01 de mantenimiento, TRH de 8 horas, velocidad ascensional de 0.55 m/h, área de reactores UASB de 379.95 m², longitud de 25.50 m, ancho de 14.90m, cantidad producida de biogás de 36.6 m³/hora, área efectiva por punto de distribución de influente de 1.95 m², número de cajas de distribución de 15 und, puntos de inyección por caja de 195 pts, producción total de lodos de 3.91 m³/día.
- Se realizó el diseño de sistema de pre tratamiento: Cámara de rejas con un ancho de 2m, número de barras de 35, tirante de 0.573m, caudal mínimo de 0.01583 m³/s, caudal máximo de 0.6248 m³/s; Desarenador con una altura de 0.87m, longitud de 13.68m, tiempo de retención de 1.035 min; Canaleta Parshall con un caudal unitario de 0.679 m³/s, longitud de resalto de 3.93m, pérdida de carga de 0.69m y volumen de resalto de 0.69m.
- Todos los resultados del diseño teórico del reactor UASB se encuentran dentro de los límites expuestos en el Reglamento Nacional de Edificaciones OS 090. (Ítem 5.6.3, tratamiento anaerobio de flujo ascendente).



- Se concluye que la carga superficial máxima de la laguna existente, está en el orden de 500 Kg/Ha/día, lo cual supera las cargas superficiales máximas obtenidas en el diseño teórico, para los diferentes meses del año. Observar la tabla N° 18.
- Se realizó el manual de operación y mantenimiento, el cual contiene los parámetros y valores, que pueden ser calculados de acuerdo a las ecuaciones indicadas. Ver Anexo N°02 (OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE REACTOR UASB).



5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda a la empresa consultora encargada de elaborar el expediente técnico de la PTAR con tecnología UASB, tener en cuenta los parámetros indicados en el presente estudio de la tesis, los cuales fueron obtenidos en base al RNE OS 090.
- Se recomienda a la Empresa Prestadora de Servicios, implementar un plan de manejo ambiental (PAMA), el cual permita el manejo adecuado de la PTAR.
- Se recomienda a la Empresa Prestadora de Servicios, implementar el sistema de pre tratamiento, teniendo en cuenta los diseños obteniendo en la tesis.
- Se recomienda a la empresa ejecutora del proyecto, considerar las dimensiones obtenidas en el diseño teórico de los reactores UASB, los cuales mantienen relación con el RNE OS 090.
- Se recomienda a la empresa consultora encargada de elaborar el expediente y a la EPS, mantener los parámetros indicados del manual de operación y mantenimiento, de esta manera se asegura el buen funcionamiento de la PTAR y sobre todo la salud de sus operadores.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

E.A.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH".

Capítulo VI

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS Y VIRTUALES



ARCEIVALA, S.J. (1981) Wastewater treatment and disposal. New York, USA: Publish Marcel Dekker, Inc.

ARTHUR, J.P. (1983) Notes on the design and operation of waste stabilization ponds in warm climates of developing Countries. World Bank, Technical Paper Number 7.

JOSÉ MANGA CERTAIN / NELSON MOLINARES AMAYA / JORGE ARRIETA PEARSON. Tratamiento de Aguas Residuales Mediante Sistemas de Lagunaje.

SAENZ, R. (1985) Lagunas de estabilización y otros sistemas simplificados para el tratamiento de aguas residuales. CEPIS/OPS.

SAENZ, R. (1987) Predicción de la calidad del efluente de lagunas de estabilización. Hojas de Divulgación Técnica No. 3.

YANEZ, F. (1982). Avances en el tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización. Documento Técnico No 7. CEPIS/OPS,

YANEZ, F. (1986). Reducción de organismos patógenos y diseño de lagunas de estabilización en países en desarrollo. Seminario Regional de Investigación sobre lagunas de estabilización. Lima, Perú: CEPIS/OPS,

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Título II, Obras de Saneamiento "OS 090 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales", Diario oficial el Peruano – Lima, Perú, 2017.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

E.A.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH".

Capítulo VII

ANEXOS



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

E.A.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH".

ANEXO 1: PLANOS

Bach. Castillo Wong, David Martin

Bach. Marceliano Bonifacio, Rafaela Gisell



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

E.A.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH".

ANEXO 2: MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO



INDICE DE TABLAS

Tabla N° 01. Límites máximos permisibles (LMP) para los efluentes de PTAR

Tabla N° 02. Valores Máximos Admisibles (VMA) para descargas al sistema de alcantarillado

Tabla N° 03. Valores Máximos Admisibles (1) (VMA) para descargas al sistema de alcantarillado

Tabla N° 04. Directrices recomendadas sobre la calidad microbiológica de las aguas residuales empleadas en agricultura

Tabla N° 05. Dimensiones estandarizadas de los medidores Parshall

Tabla N° 06. Valores de K y m para la ecuación a

Tabla N° 07. Ejemplos de los lodos encontrados en cada zona de un reactor UASB

Tabla N° 08. Velocidades Superficiales recomendadas para diseño de Reactores UASB, para el tratamiento de aguas residuales domésticas.

Tabla N° 09. Área de influencia de los Distribuidores (A_d) en Reactores UASB

Tabla N° 10. Velocidades en las aberturas para el decantador

Tabla N° 11. Compuestos inorgánicos tóxicos e inhibidores de interés para procesos anaerobios (Metcalf & Eddy. 2003)

Tabla N° 12. Compuestos orgánicos tóxicos e inhibidores de interés para procesos anaerobios (Metcalf & Eddy. 2003)

Tabla N° 13. Población total, cobertura y población servida



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

E.A.P. INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL SISTEMA DE REACTORES UASB, EN LA PTAR "CENTRO SUR A", PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH".

Tabla N° 14. Caudales a ser drenados a la planta de tratamiento de aguas residuales

Tabla N° 15. Contribución orgánica de las aguas residuales

Tabla N° 16. Resumen Bases de Diseño

Tabla N°17. Datos iniciales de temperatura

Tabla N°18. Simulación de cargas aplicadas con una laguna fuera de operación

Tabla N°19. Temperaturas de lagunas facultativas

Tabla N°20. Resumen de diseño de lagunas facultativas



INDICE DE FIGURAS

- Figura N° 01.** Vista en Planta de Cámara de Rejas
- Figura N° 02.** Corte Longitudinal de Cámara de Rejas
- Figura N° 03.** Vista en Planta de Desarenador
- Figura N° 04.** Corte Longitudinal de Desarenador
- Figura N° 05.** Canaleta Parshall
- Figura N° 06.** Canaleta Parshall- Secciones
- Figura N° 07.** Esquema general de un reactor UASB.
- Figura N° 08.** Gránulos de lodo activo de un reactor UASB
- Figura N° 09.** Ejemplos de los lodos encontrados en cada zona de un reactor UASB
- Figura N° 10.** Reactor UASB
- Figura N° 11.** Separador GSL (Gas-Sólido-Líquido)
- Figura N° 12.** Flujo tipo disperso
- Figura N° 13.** Valores de k_1
- Figura N° 14.** Balance Anaerobio de la Materia orgánica
- Figura N° 15.** Balance Aerobio de la Materia orgánica
- Figura N°16.** Esquema de Sistema Clásico: Sección longitudinal -Tanque séptico.
- Figura N°17.** Esquema de Sistema Clásico: Sección transversal - Tanque Imhoff
- Figura N°18.** Sistemas anaeróbicos de primera generación.
- Figura N°19.** Sistemas anaeróbicos de segunda generación.
- Figura N°20.** Sistema anaeróbico de tercera generación.



Figura N°21. *Ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales "Centro Sur A" de la Ciudad de Nuevo Chimbote.*

Figura N° 22. *Imagen de Lotización en el Sector 9A*

Figura N° 23. *Imagen de Lotización en el Sector 9B*

Figura N° 24. *Imagen de Lotización en el Sector 10*

Figura N° 25. *Imagen de Lotización en el Sector 11 (Parte Alta)*

Figura N° 26. *Imagen de Lotización en el Sector 11 (Parte Baja)*

Figura N° 27. *Cámara de Rejas Actual*

Figura N° 28. *Vista en Planta de Desarenador*

Figura N° 29. *Corte Longitudinal de Desarenador*

Figura N° 30. *Medidor Parshall actual*

Figura N° 31. *Tratamiento preliminar*

Figura N° 32. *Ingreso a Laguna Facultativa*

Figura N° 33. *Acumulación de Arenas por falta de mantenimiento*

Figura N° 34. *Aparición de zonas muertas en losa borde de la laguna*