

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1.- Antecedentes

Todas las personas tienen el derecho de tener una calidad de vida digna, por lo tanto es necesario contar como mínimo con los servicios básicos, como ser: agua potable, alcantarillado sanitario, tratamiento de las aguas residuales. En los últimos años, la ciudad de Tarija está presentando un desarrollo importante; este crecimiento se refleja en nuevas construcciones al margen del lago San Jacinto. Esta comunidad cuenta con algunos servicios básicos, pero no con alcantarillado sanitario, lo que provoca constantes perjuicios a la salud.

1.2.- Identificación del problema

Un sistema de alcantarillado sanitario con su planta de tratamiento de aguas residuales para esta comunidad es una clara necesidad y solución del problema de contaminación del agua a mediano y corto plazo, entonces hay que ver la forma de construir esta planta de tratamiento de aguas residuales.

En la actualidad algunas familias que viven en esta creciente comunidad cuentan con pozos sépticos y las demás botan las aguas residuales directamente al lago San Jacinto como a las cunetas del camino principal aguas negras, mismos que son focos de explosión de enfermedades creadas por los microorganismos presentes en los desechos humanos; esto origina problemas de salud en la población, como: la contaminación de las aguas superficiales y subterráneas, las cuales son drenadas sin ningún tratamiento provocando malos olores y la proliferación de moscas y zancudos.

Otro factor que no facilita la implementación de un sistema de alcantarillado es tener terrenos rocosos por estar al talud de la peña y lado del lago San Jacinto.

1.3.- Justificación del proyecto

1.3.1.- Justificación social

Con la ejecución del presente proyecto se intenta mejorar la calidad de vida de los habitantes de la comunidad de Tolomosita Sud, especialmente en la salud, así como también una impresión agradable y satisfactoria a los turistas que visitan la zona al acceso al servicio saneamiento sanitario.

El proyecto cuenta con 474 beneficiarios, que comprenden 79 viviendas, 38 cabañas y 4 centros de eventos; la mayoría de los beneficiarios son de escasos recursos y con la ejecución del proyecto se mejorará las condiciones de vida de la comunidad.

Una vez que se logre concretar la ejecución de este proyecto, los comunarios tendrán una mejor calidad de vida expresada principalmente en mejorar la salud, lo que reducirá las enfermedades presentes hoy en día en la zona.

1.3.2.- Justificación técnica

Una alternativa viable para este proyecto estará en función de los resultados obtenidos de los análisis de calidad del agua y la selección alternativa de la planta de tratamiento, será viable técnica económicamente.

Se pudo constatar que la falta de un sistema sanitario de disposición de excretas y de aguas servidas, hace que la mayoría de los vecinos evacúe sus necesidades fisiológicas en pozos ciegos, letrinas o simplemente a campo abierto, provocando de esta manera una grave contaminación del medio ambiente lo que conlleva a la formación de focos de infección y por ende a la aparición de enfermedades virales peligrosas.

1.3.3.- **Justificación académica**

Con la realización de este proyecto, se busca profundizar y aumentar los conocimientos en el área de la ingeniería sanitaria, relacionado con el tratamiento y depuración de las aguas residuales, ya que el saneamiento básico es el primer problema que se tiene tanto en Tarija como en toda Bolivia, además de evitar la contaminación e inculcar en los jóvenes nuevas ideas y emprendimientos para este tema tan poco visto y estudiado en nuestro medio, como es el tratamiento de aguas residuales.

1.4.- **Objetivos del proyecto**

1.4.1.- **Objetivo general**

Diseño de un sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento en la comunidad de Tolomosita Sud para mejorar la calidad de vida de los vecinos, y de las personas que visitan la zona y precautelar la calidad del medio ambiente

1.4.2.- **Objetivos específicos**

- Determinar los parámetros de diseño.
- Diseñar un sistema de alcantarillado sanitario.
- Diseñar una planta de tratamiento.
- Elaborar un presupuesto del proyecto mencionado.
- Efectuar un estudio del impacto ambiental, mediante una ficha ambiental.
- Preservar la salud de los habitantes mediante el diseño de los servicios básicos.
- Evitar la contaminación de los recursos naturales del área del proyecto.

1.5.- Ubicación espacial

El proyecto comprende un área aproximada de 82.45 Ha, la misma que abarca desde las cabañas cercanas a la represa de San Jacinto a la última casa de la comunidad (ver figura 1.1). Se beneficiará a 79 viviendas, 38 cabañas y 4 centros de eventos, haciendo un total de 474 personas beneficiadas.

Figura 1.1 Zona de estudio



Fuente: (Google Earth Pro, 2018)

1.6.- Ubicación temporal

La elaboración del presente proyecto dentro de la comunidad de Tolomasita Sud tuvo su comienzo el 10 de marzo de 2018, y su conclusión será a finales julio de 2019

CAPÍTULO 2 MARCO REFERENCIAL

2.1.- Marco teórico

2.1.1.- Hidráulica de canales

El drenaje sanitario es el abastecimiento de agua desechada por la comunidad, el drenaje doméstico es el agua residual procedente de cocinas, baños, lavamanos, sanitarios y lavanderías

A los materiales minerales orgánicos originalmente contenidos en el agua suministrada en la comunidad, se agrega un conjunto de materias fecales, papel, jabón, aceites, suciedad, restos de alimentos y otras sustancias. Con el paso del tiempo el color cambia gradualmente de gris a negro, originando un olor desagradable:

2.1.2.- Aspectos hidráulicos de los alcantarillados

Fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$R_h = \frac{A}{P_m}$$

Donde:

v = Velocidad del flujo (m/s).

A = Área del tubo (m²).

n = Coeficiente de rugosidad (adim.).

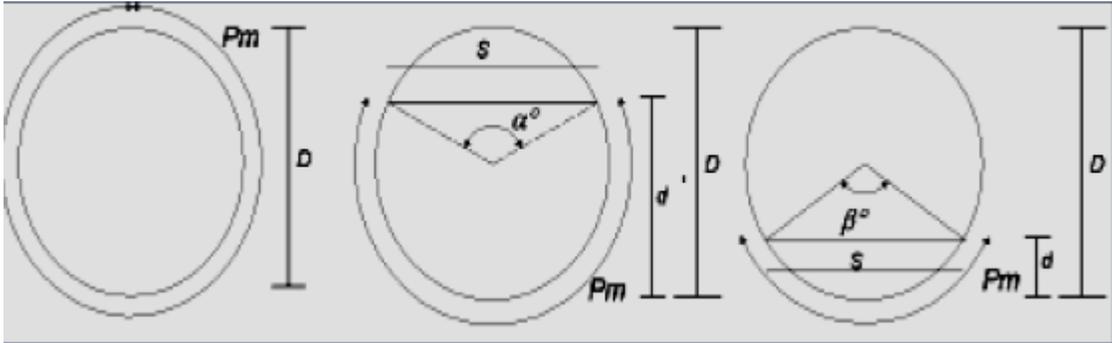
P_m = Perímetro mojado (m).

S= Pendiente del tubo (m/m).

R_h = Radio hidráulico (m).

La ecuación de Manning es la más recomendable por su sencillez y los resultados satisfactorios, que da su aplicación en alcantarillas, colectores, canales de dimensiones grandes y pequeñas. La figura 2.1 siguiente indica los elementos hidráulicos en un tubo parcial y totalmente lleno

Figura 2.1 Radio hidráulico, perímetro mojado, diámetro de tubo



Fuente: <https://es.slideshare.net>

Para tubo completamente lleno, el área, el perímetro y el radio hidráulico quedan definidos de la siguiente manera:

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$P_m = \pi \cdot D$$

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{\left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right)}{\pi \cdot D} = \frac{D}{4}$$

Donde:

D = Diámetro interno de la tubería (m).

La fórmula de Manning, para tubo completamente lleno, es la siguiente:

$$V = \frac{0.397}{n} \cdot D^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

$$Q = \frac{0.312}{n} \cdot D^{8/3} \cdot S^{1/2}$$

En el diseño de conductos circulares, se utilizan tablas, (ver Anexo 9), programas de computadora, utilizando las ecuaciones, los mismos están basados en la fórmula de Manning y relacionan la pendiente, diámetro, caudal y velocidad. Las tablas que se encuentra en los anexos 9 son calculadas para coeficientes de rugosidad de 0.013 (tuberías de concreto) y 0.009 (tuberías de HDPE).

Tubo parcialmente lleno

En los sistemas sanitarios y pluviales, las alcantarillas circulares se proyectan para funcionar a tubo parcialmente lleno. En la aplicación común de diseño, con un caudal conocido, y seleccionados el diámetro y la pendiente se debe determinar las relaciones hidráulicas reales (velocidad y profundidad de escurrimiento) con la finalidad de controlar el régimen de la transición (pozos de visita) y asegurar velocidades de arrastre adecuadas.

Cuando es tubo parcialmente lleno, la fórmula es un poco más compleja. Para tubo lleno por arriba de la mitad ($d/D > 0.5$) las fórmulas del área, perímetro mojado y radio hidráulico son:

$$A = \frac{D^2}{4} * \left(\pi - \frac{\alpha}{2} + \frac{\sin \alpha^{\circ}}{2} \right)$$

$$P_m = \frac{D}{2} * (2 * \pi - \alpha)$$

$$R_h = \frac{D}{4} * \left[1 + \frac{\sin \alpha^{\circ}}{(2 * \pi - \alpha)} \right]$$

Donde:

α = Ángulo formado desde la superficie del agua hasta el centro del tubo

$$\beta^{\circ} = 4 * \tan^{-1} \left(\frac{K}{\sqrt{K-K^2}} \right)$$

$$\beta = \beta^{\circ} * \frac{\pi}{180}$$

$$K = d/D \text{ para } K \leq 0.5$$

Donde:

Durante el diseño del sistema de alcantarillado, normalmente se conoce la relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno (q/Q) y se desea hallar la relación entre el diámetro real y el diámetro a tubo lleno (d/D), radio hidráulico real y radio hidráulico a tubo lleno (rh/RH) y la velocidad real y la velocidad a tubo lleno (v/V). Se utilizan tablas, (ver Anexo 9),

2.1.3.- **Profundidades de excavaciones**

La profundidad de la tubería debe ser tal que permita recibir los afluentes “por gravedad” de las instalaciones prediales y proteger la tubería contra cargas externas como el tráfico de vehículos y otros impactos. La profundidad mínima debe ser aquella que esté por debajo de la cota de conexión predial del vecino, garantizando que este sea atendido. Las profundidades deben ser suficientes para permitir las conexiones a la red colectora.

Profundidad máxima

La profundidad máxima del colector de recolección y evacuación de aguas residuales debe ser aquella que no ofrezca dificultades constructivas, de acuerdo al tipo de suelo y que no obligue al tendido de alcantarillados auxiliares.

La profundidad máxima admisible de los colectores es de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante y después de su construcción.

2.1.4.- **Diámetro de los colectores**

Los tamaños mínimos de los colectores no están dictados por los requerimientos hidráulicos sino para evitar la obstrucción y facilitar la limpieza de las mismas. Según la Norma Boliviana NB 688, la selección del diámetro de las tuberías debe ser tal que su capacidad a caudal máximo, permita al agua escurrir sin presión interna, a tubo parcialmente lleno (ventilación) y con un tirante mínimo igual al 26.18% del diámetro ($0.2618 D$), que permita lograr transportar las partículas en suspensión.

Los tirantes de agua deben ser siempre calculados admitiendo que el escurrimiento es de régimen uniforme y permanente, siendo su valor máximo, para caudal final, menor o igual a 75% del diámetro del colector.

2.1.5.- **Velocidad de los colectores**

En el alcantarillado sanitario se producen obstrucciones por el depósito de materiales de desecho, y partículas orgánicas las que se arrastran con velocidades iguales o superiores a 0.3 m/s. En las alcantarillas pluviales, la materia sólida que entra en los colectores es arena y gravilla, siendo las velocidades de arrastre mayores a 0.3 m/s.

Las pendientes de fondo de los colectores deben ser tales que mantengan una velocidad satisfactoria de escurrimiento denominada de AUTO LIMPIEZA, para lo cual se requiere una velocidad mínima cuando la alcantarilla trabaje a tubo lleno de 0.6 m/s.

Cuando la topografía presenta pendientes fuertes, las alcantarillas, presentan altas velocidades de escurrimiento de las aguas residuales o pluviales, ocasionando abrasión en las mismas al contener sustancias tales como arena fina, grava y gravilla; por esta razón se establece una velocidad máxima a tubo lleno de 5 m/s para alcantarillado sanitario.

Pendiente de los colectores

Las pendientes máximas y mínimas, dependen del diámetro, velocidad y tensión tractiva del colector.

Para la relación de caudales de 0.10 y 0.15, sus ángulos “, la relación de tirantes, el radio hidráulico y la pendiente mínima, y tomando en cuenta $\tau_{\min} = 1 \text{ Pa}$; $g = 9.81 \text{ m/s}^2$; $n = 0.013$ se deben obtener las pendientes mínimas admisibles para diferentes diámetros y los valores de velocidad y caudal a sección llena que a continuación se muestran en las tablas. ANEXOS 9

2.1.6.- **Tensión tractiva de los colectores**

En el alcantarillado sanitario, los tramos de la red donde la pendiente es mínima, deben ser verificados por el criterio de la fuerza tractiva o tensión tangencial de arrastre.

La condición de auto limpieza de los colectores debe ser suficiente para crear una tensión tractiva mínima del **Alcantarillado sanitario:**

$$\tau_{\text{tra}} = 1 \text{ Pa} = 0.101979 \text{ Kg/m}^2$$

$$\tau_{\text{tra}} = 0.6 \text{ Pa.} = 0.0611874 \text{ Kg/m}^2 \text{ (colectores de arranque)}$$

Coefficiente de rugosidad

En las alcantarillas, el coeficiente de rugosidad debe considerarse constante, cualquiera sea el material empleado para su fabricación, cuando el agua fluya a más de la mitad de la sección y para los diámetros pequeños. La causa que determina un valor constante para el coeficiente de rugosidad independiente del material de la alcantarilla, es la presencia sobre la superficie interna de la misma de una capa grasienta, lisa, pegajosa y viscosa denominada manto biológico, originada por las aguas residuales. El valor de n será de 0.013 en alcantarillado, para cualquier tipo de material de tubería.

2.1.7.- Cámaras de inspección

La necesidad de evitar curvas en el trazado de Redes, que dificultan la limpieza, obliga a construir Cámaras de Inspección entre dos, entre las cuales, la alineación debe ser forzosamente recta, tanto en planta como en perfil, lo cual significa que también son necesarias en los cambios de pendiente, facilitando de esta manera, el acceso a los colectores para la extracción de los residuos de limpieza.

Las Cámaras de Inspección de sección circular, deberían tener 1,20 m de diámetro en su base inferior, aunque actualmente se puede aceptar hasta 1m.

Ubicación de las cámaras de inspección

La ubicación, y en consecuencia el número de Cámaras de Inspección deben ser objeto de un estudio especial ya que su costo incide en un porcentaje elevado en la construcción del sistema, por ello es necesario tomar en cuenta lo siguiente:

- Ubicar en los arranques de colectores.
- Ubicar en los cambios de dirección.
- Ubicar en los cambios de diámetro.
- Ubicar en cambios de pendiente.
- Ubicar para vencer desniveles.
- En las intersecciones de colectores.
- En tramos largos, de modo que la distancia entre dos cámaras consecutivas no exceda lo estipulado

Unión de los colectores

Para realizar el empate de los colectores en el pozo existen varios criterios:

1. Empate por la cota clave (cota superior de la tubería)
2. Empate por la cota solera de la tubería
3. Empate por el 80% de los diámetros
4. Empate por la línea de energía

De los métodos anteriores, los más utilizados son el empate por cota clave (el más simple desde el punto de vista del cálculo) y el empate por línea de energía.

Empate por cota clave

Este tipo de unión es empleado para empatar colectores cuyo diámetro sea inferior a 36" y cuyo régimen de flujo sea subcrítico. Consisten en igualar las cotas claves de las tuberías de entrada y de salida; entonces la caída en el pozo es la diferencia de los diámetros de los colectores. (figura 2.2).

Para tener en cuenta la pérdida de energía producida en el pozo debido al cambio de sección, se puede dejar una caída en la clave ΔH_c según el diámetro del colector de salida.

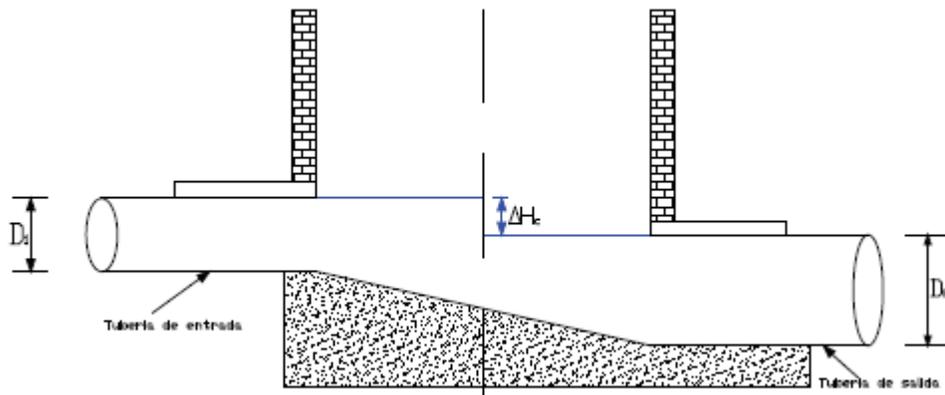
$$D_2 < 24'':$$

$$\Delta H_c = \frac{1}{2} * (D_2 - D_1)$$

$$24'' < D_2 < 36'':$$

$$\Delta H_c = \frac{3}{4} * (D_2 - D_1)$$

Figura 2.2 Empate de los colectores por la cota de clave



Fuente: Diseño y métodos constructivos de sistemas de alcantarillado “UMSS”

Empate por línea de energía para flujo subcrítico

Este tipo de empate es usado para cualquier diámetro y para régimen de flujo subcrítico o supercrítico. En cualquier caso, el empate por línea de energía consiste en igualar la cota de energía del colector principal entrante al pozo, con la cota de energía del colector saliente (ver figura 2.3).

Al realizar el empate de las tuberías se producen varias pérdidas de energía; las más importantes son la pérdida de energía por cambio de dirección y la pérdida debido a la intersección. La consideración de las pérdidas en el pozo, implica una diferencia de alturas entre la línea de energía saliente y la línea de energía del colector principal que llega al pozo.

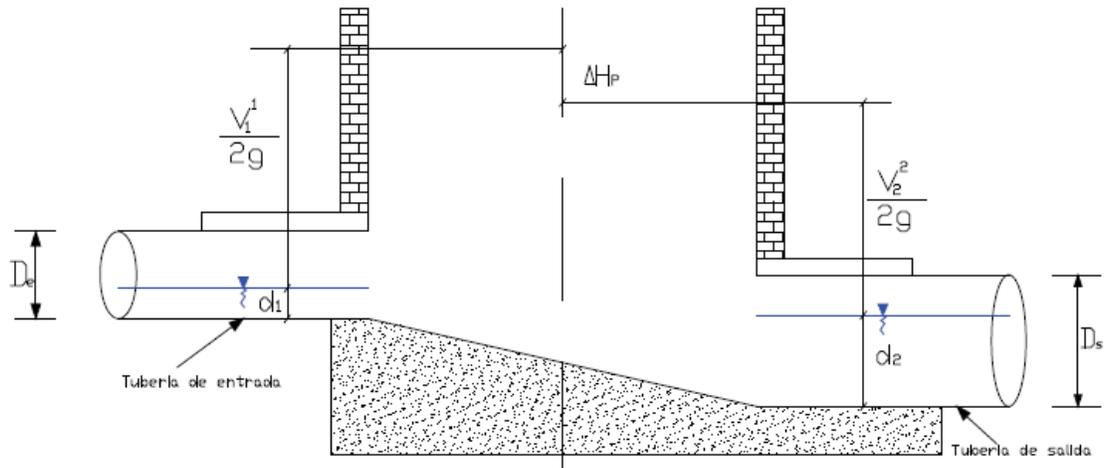
$$\Delta H_P = \Delta H_c + \Delta H_e$$

Donde:

ΔH_c = Pérdida de energía por el cambio

ΔH_e = Pérdida de energía por la transición

Figura 2.3 Empate de los colectores por línea de energía



Fuente: Diseño y métodos constructivos de sistemas de alcantarillado "UMSS"

Pérdida de energía por cambio de dirección

La pérdida de energía por cambio de dirección para flujo subcrítico o flujo supercrítico es calculada en función de la relación entre el radio de curvatura del pozo r_c y el diámetro del colector de la tabla 2.1. Se obtiene el término " $K V^2/2 \cdot g$ " para evaluar esta pérdida de energía (para ángulos de deflexión de 90°).

Tabla 2.1 Pérdida de energía por cambio de dirección

Régimen	r_c/D_c	ΔH_c
Subcrítico	>30	$0.05 \cdot \frac{V_1^2}{2 \cdot g}$
	1.5 – 3	$0.2 \cdot \frac{V_1^2}{2 \cdot g}$
	1 – 1.5	$0.4 \cdot \frac{V_1^2}{2 \cdot g}$
Supercrítico	6 – 8	$0.4 \cdot \frac{V_1^2}{2 \cdot g}$
	8 – 10	$0.2 \cdot \frac{V_1^2}{2 \cdot g}$
	>10	$0.05 \cdot \frac{V_1^2}{2 \cdot g}$

Fuente: Acueductos y alcantarillados "Ricardo Alfredo López Cualla"

Perdida de energía por la transición

Este tipo de pérdidas obedece al aumento o a la disminución de la velocidad debido a un cambio de diámetro.

$$\Delta H_e = K * \left(\frac{V_2^2}{2 * g} - \frac{V_1^2}{2 * g} \right)$$

Donde:

K = 0.2 para un aumento de velocidad

K = 0.1 para una disminución de la velocidad

Si el término ΔH_e resulta negativo (K = 0.1), no se debe tener en cuenta para el cálculo del término ΔH_p ; tenerlo en cuenta equivaldría a elevar la cota inferior del colector saliente, lo cual no se debe hacer bajo ninguna circunstancia.

2.2.- Tratamiento de aguas residuales

2.2.1.- Fundamentos del tratamiento de agua residual

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

Reglamento de materia de contaminación Hídrica (ley de Medio Ambiente 1333).

Factores económicos; recuperación de costos de construcción y operación.

- Terrenos disponibles, valores de terrenos.
- Capacidad de operación y mantenimiento.

2.2.2.- Procesos y operaciones unitarias del tratamiento de aguas residuales

Operaciones físicas unitarias

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

Procesos químicos unitarios

Son los métodos mediante en los cuales la eliminación de los contaminantes se da gracias a la adición de productos químicos que no producen reacciones. Estos son los fenómenos como la precipitación, adsorción y la desinfección, procesos comunes en tratamiento de aguas residuales.

Procesos biológicos unitarios

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

2.2.3.- Aplicación de los procesos en el tratamiento de aguas residuales

pretratamiento de aguas residuales

En esta fase se eliminan los sólidos gruesos, trapos a través del desbaste, el proceso de flotación para eliminar grasas y aceites, la sedimentación para eliminar materia en suspensión.

Tratamiento primario de aguas residuales

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

Tratamiento secundario de aguas residuales

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

2.2.4.- Tratamiento preliminar

Los factores de mayor importancia en la valoración y selección de los procesos y operaciones unitarias se muestran en la (Tabla 2.2)

Tabla 2.2 Factores importantes de las operaciones y procesos unitarios

Factor	Comentario
Limitaciones ambientales	Factores ambientales tales como la presencia de vientos, direcciones preferentes del viento, o la proximidad a núcleos de población, pueden implicar restricciones sobre la aplicabilidad de determinados procesos de tratamiento, especialmente en el caso de procesos que puedan generar olores. Tanto el tráfico como los ruidos pueden afectar a la ubicación de las instalaciones, las aguas receptoras cuentan con limitaciones específicas que pueden precisar la eliminación de constituye específicos como los nutrientes.
Necesidades químicas	¿Qué recurso y en qué cantidades van a ser necesarios a largo plazo para el desarrollo satisfactorio de las operaciones o procesos unitarios? ¿Qué influencia tiene la adición de productos químicos sobre las características de los residuos del tratamiento y sobre el coste del mismo?
Necesidades energéticas	Para proyectar sistemas de tratamiento con una relación coste-efectividad satisfactoria es necesario conocer las necesidades energéticas, así como el coste futuro de la energía
Necesidades de otros recursos	¿Qué recursos adicionales, si los hubiere, son necesarios para el desarrollo satisfactorio del sistema de tratamiento propuesto, que incluye la operación o proceso unitario en cuestión?
Necesidades de personal	¿Con cuántos empleados, y con qué nivel de preparación, es preciso contar para la explotación del proceso u operación unitaria? ¿Es posible alcanzar rápidamente dichos niveles de preparación? ¿Qué cursos de preparación serán necesarios?
Necesidades de explotación mantenimiento	¿Qué necesidades de explotación y mantenimiento adicionales es necesario cubrir? ¿Qué repuestos serán necesarios? ¿Cuál es su coste y disponibilidad?

Procesos auxiliares	¿Qué procesos auxiliares son necesario ¿Cómo afectan a la calidad del efluente, especialmente cuando devienen inoperantes?
Fiabilidad	¿Cuál es la fiabilidad a largo plazo de la operación o proceso unitario en cuestión? ¿Puede desestabilizarse el proceso fácilmente? ¿Puede hacer frente a cargas de choque periódicas? Si es así, ¿Cómo afectan estas circunstancias a la calidad del efluente?
Complejidad	¿Qué grado de complejidad presenta la explotación del proceso, tanto en condiciones rutinarias como de emergencia? ¿Qué nivel de preparación de los operarios es necesario?
Compatibilidad	¿Pueden emplearse de manera satisfactoria las operaciones y procesos unitarios en conjunción con las instalaciones existentes? ¿Se puede ampliar la plana de manera sencilla?
Disponibilidad de espacio	¿Existe espacio suficiente? ¿no solo para la implantación de las instalaciones que se están estudiando, sino también para instalaciones futuras? ¿Qué superficie de terreno hay disponible para minimizar el impacto visual de la construcción de las instalaciones?

Fuente: Metcalf & Eddy, 1996

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

Rejillas

El primer paso en todo tratamiento de agua residual consiste en separar lo que son los llamados sólidos gruesos

Las rejillas son dispositivos constituidos por barras metálicas paralelas e igualmente espaciadas las cuales se ubican transversalmente al flujo, y se colocan antes del desarenador, sin alterar el flujo normal, las barras tienen por lo general una separación entre ellas de 15 mm o de un poco más.

Rejillas manuales

Las rejillas sencillas de limpieza manual son empleadas en instalaciones pequeñas y con espaciamiento relativamente grande debido a que se destinan a la retención de objetos cuyas dimensiones son relativamente grandes (trapos, botellas, roedores muertos, etc.). También existe el riesgo de estancamientos por la llegada brusca de materias vegetales, pudiéndose dar también un desbordamiento. Con el objeto de evitar esto es necesario calcular ampliamente la superficie y la inclinación de la rejilla.

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

Rejas.

Rejas de gruesos:

El paso libre entre los barrotes es de 20 a 60 mm (valor normal entre 20 y 30 mm).

Rejas de finos:

El paso libre entre los barrotes es de 6 a 12 mm (valor normal 10 mm).

El canal de desbaste

Se dimensiona con una anchura constante, siendo esta seleccionada del valor mayor entre el necesario para las rejas y el calculado para el desarenador

En la siguiente tabla 2.3 aparecen los valores recomendados para el acho de las rejas

Tabla 2.3 Información típica para el diseño Metcalf y Eddy

Características	Reja de Gruesos	Reja de Finos
Modo de funcionamiento	Manual	Automático
Anchura de los barrotes (mm)	>12	<6
Luz entre barrotes (mm)	50-100	
Pendiente en relación a la vertical (grados)	20-45	
Velocidad de aproximación (m/s)	0,3-0,6	
Pérdida de carga admisible (m)	0.15	0.15

Fuente: Metcalf y Eddy

La velocidad de aproximación es la velocidad que tiene el agua residual en el canal donde se encuentran las rejillas.

Es importante, como primer paso, fijar un valor para el ancho de canal que se encuentre entre 0.2 y 2 m dependiendo del colector de entrada y luego determinar el ancho útil de paso con la siguiente expresión:

Siendo,

W_u = Ancho útil de paso, en m.

A_c = Ancho del canal, en m.

N = Número de barrotes.

A_b = Ancho de barrotes, en m.

G = Grado de colmatación, normalmente se utiliza un valor de 30%.

El calado necesario para un grado de colmatación determinado se obtiene de:

$$h = \frac{Q}{v} \cdot \frac{1}{W_u}$$

Siendo,

h = Calado, en m.

Q = Caudal de paso, en m³/s. v la velocidad de aproximación, en m/s.

Finalmente, para completar el diseño de este apartado se requiere calcular la longitud del canal considerando la velocidad de aproximación del agua y el tiempo hidráulico, que suele ser de 5 a 15 s. Para ello está la expresión:

$$L = TH \cdot V$$

Donde,

L = Largo del canal, en m.

TH = Tiempo de retención, en s.

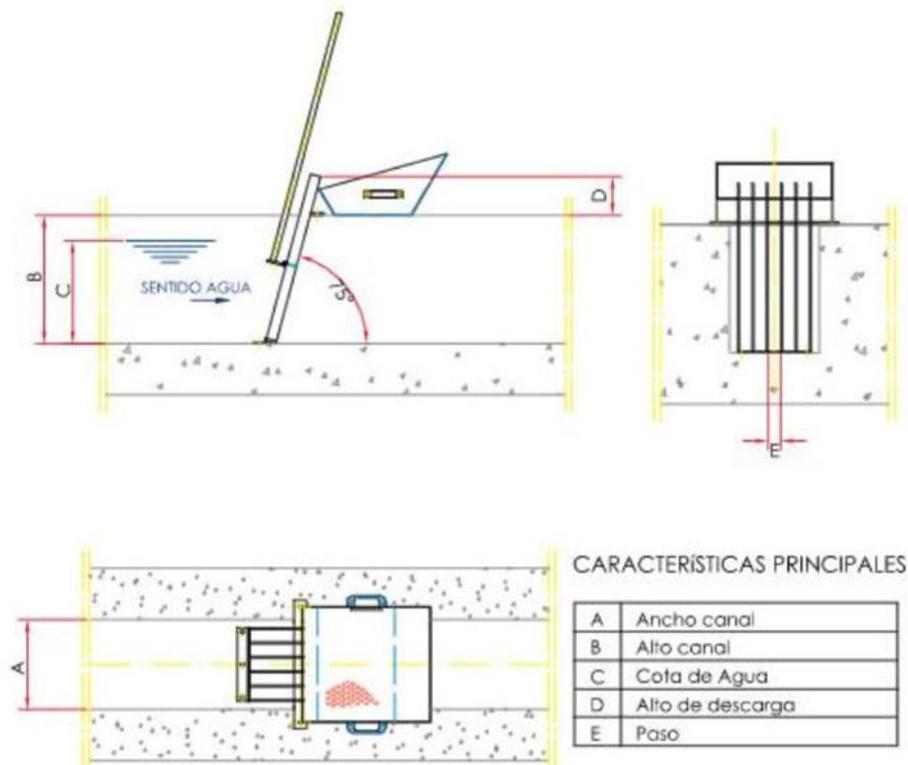
V = Velocidad de aproximación del agua, en m/s.

Con un tiempo de retención de 5 segundos y una velocidad de aproximación de 0.3 m/s la longitud de canal necesaria resulta:

$$L = 5 \text{ s} \cdot 0.3 \text{ m/s} = 1.5 \text{ m}$$

Para ilustrar el trabajo de diseño realizado hasta este punto, en la siguiente figura 2.5 se pueden ver los elementos diseñados hasta el momento.

Figura 2.4 Disposición de las rejas.



Fuente: <https://es.slideshare.net>

Longitud de las barras

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

Tabla 2.4 Espesores y espaciamiento de rejillas

Barras		
Tipo de Rejillas	Espesor (Pulgadas)	Espaciamiento (Centímetros)
Rejillas gruesas	1/2 - 3/8	4.00-10.00
Rejillas medias	5/16-3/8	2.00-4.00
Rejillas	1/4-5/16	1.00-2.00

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

Dimensiones de las barras

Tabla 2.5 Clasificación y tamaño de barras

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

Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

2.2.5.- Diseño del canal de rejillas de limpieza manual

Área transversal del canal

El área transversal total del canal (A_t) donde se ubicará la rejilla de barras, será determinado asumiendo la velocidad de flujo en el canal utilizando los criterios de velocidades de la (Tabla 2.3); posteriormente aplicando la ecuación de continuidad para flujo permanente.

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

Donde

Q máx. - Caudal máximo horario (m³/s)

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

A_t = Área transversal total del canal (m²)

El ancho del canal de rejilla

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

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

Donde:

b= Ancho del canal (m)

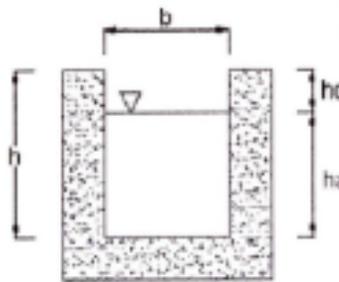
ha= Tirante de agua máximo del canal (m)

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

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

$$h=ha+ho$$

Figura 2.5 Sección transversal del canal de rejillas



Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

Pendiente del canal

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

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

$$s = \left(\frac{v * n}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

Donde:

S= Pendiente del canal

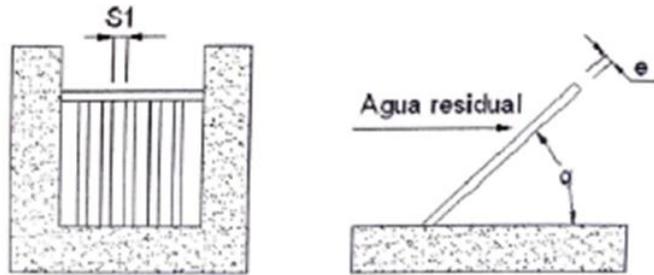
n= Coeficiente de rugosidad de Manning (para revestimiento de cemento n= 0. 013)

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

Rh= Radio hidráulico (m)

Longitud de las barras

Figura 2.6 Esquema de rejillas de limpieza manual



Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

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

Donde:

L_b = Longitud de las barras (m.)

h_a = Tirante de agua máximo del canal (m)

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

Cálculo del número de barras

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

$$N_b = \frac{b - s_1}{e + s_1}$$

Donde:

b = Ancho del canal (cm.)

e = Espesor de barras (cm.)

s_1 = Separación entre barras (cm.)

Longitud del depósito o canal

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

$$L = 3.50 * b$$

Donde.

L= Longitud del depósito o canal (m)

b= Ancho útil del canal (m)

Pérdida de carga

Las pérdidas de carga que se producen al pasar el agua a través de las rejillas dependen de la velocidad de aproximación del agua (velocidad de flujo en el canal donde se ubican las rejillas) y de la velocidad de circulación a través del elemento; la pérdida de carga puede estimarse empleando la expresión.

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

Donde:

hf= Pérdida de carga (m)

0.7 = Coeficiente empírico que incluye los efectos de la turbulencia

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

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

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

Figura 2.7 Información típica para el diseño

LIMPIEZA MANUAL	LIMPIEZA MECÁNICA
5.08-15.24	5.08-15.24
25.4-38.1	25.4 -38.1
25.4-50.8	15.24-76.2
30-45	0-30
0.3048 - 0.6096	0.6096-0.9906
1524	1524

Fuente: Metcalf y Eddy

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

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

$$A_t = h_a * (b - (N_b * e))$$

Donde:

Qmax= Caudal máximo horario de diseño (m³/s)

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

Vc= Velocidad de circulación a través de la reja (m/s)

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

2.2.6.- Desarenador

Las arenas se remueven para:

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

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

Existen diferentes tipos de desarenadores:

Desarenadores de flujo horizontal

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

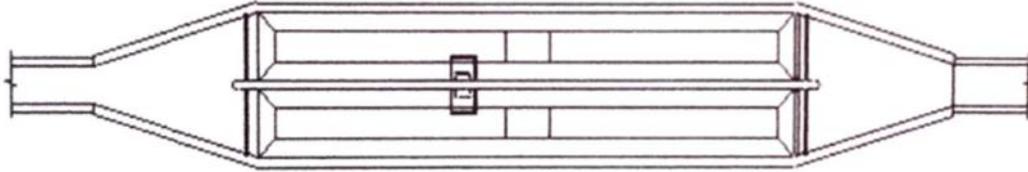
Criterios de diseño para desarenadores de flujo horizontal

Número de unidades

De acuerdo con la reglamentación nacional se dimensionan por lo menos dos desarenadores en paralelo cada uno de ellos calculado para el caudal máximo horario. Uno se mantiene en operación y el otro en “stand by” para realizar la limpieza de las

arenas removidas o su reparación; los desarenadores son obligatorios en las plantas que tienen sedimentadores y digestores (Tanques Imhoff, RAFA, filtros biológicos, etc.).

Figura 2.8 Desarenador de dos unidades en paralelo (vista en planta)



Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

Velocidad de flujo en los desarenadores

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

Área de los desarenadores

Destinándose a la sedimentación de partículas granulares discretas, los desarenadores pueden ser dimensionados por la teoría de sedimentación de Hazen. Como la experiencia indica las partículas de arena nocivas son las de tamaño igual o superior a 0,2 mm, cuyo peso específico es de 2,65 g/cm³ y velocidad de sedimentación del orden de 2,0 cm/s.

Profundidad de la lámina líquida

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

Angulo de transición

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

Diseño hidráulico para desarenadores de flujo horizontal

Sedimentación discreta. Las partículas que se depositan mantienen su individualidad, o sea, no se somete a un proceso de coalescencia con otras partículas. En este caso, las propiedades físicas de las partículas (tamaño, forma, peso específico) no cambian durante el proceso.

Sedimentación discreta

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

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

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

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

Donde:

Fs= Peso efectivo de la partícula

ps= Densidad de la partícula

pl.= Densidad del liquido

g= Aceleración de la gravedad

v= Volumen de la partícula, $1/6 \pi d^3$, donde "d" es el diámetro de la partícula esférica.

Velocidad Horizontal

La velocidad horizontal puede variar de 0.15 a 0.4 m/s; se aconseja utilizar una velocidad óptima para que la arena se sedimente.

Velocidad horizontal óptima

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

Cálculo de las dimensiones del desarenador

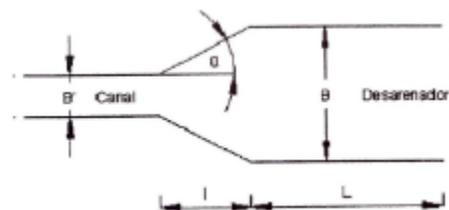
La longitud teórica del canal desarenador (L) está dada por la profundidad que requiere la velocidad de sedimentación y la velocidad horizontal, esta longitud se recomienda que sea mayor a 3 m. y menor a 25 m. dependiendo del caudal que se tenga.

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

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

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

Figura 2.9: Esquema de un desarenador



Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

Donde:

L= Longitud específica del desarenador (m.)

l= Longitud de transición (m.)

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

B'= Ancho del canal (m.)

α = Ángulo de ensanchamiento gradual de la transición (grados)

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

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

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

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

Se calculan estos periodos

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

Canal Colector de arena

Volumen del canal de arena:

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

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

Volumen producido de arena:

Se estima que el volumen de arena será de 0,03 m³, por cada 1000 m³ de agua residual, entonces sabiendo nosotros la cantidad de agua residual a tratar, mediante la relación mencionada se puede obtener el volumen producido de arena en nuestro canal.

Número de días en que se llenará el canal de arena

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

Este valor proporciona un parámetro de cada cuanto día se debe hacer una limpieza al canal de arena.

Canal Parshall

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

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

Canal que se rige por la ecuación siguiente

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

Donde

Q= Caudal (L/s)

K= Coeficiente obtenido en función al ancho de garganta

n = Coeficiente rugosidad

Ha= Tirante de agua en el desarenador (cm)

las medidas del canal Parshall se las puede obtener de la siguiente tabla 2.6 Donde w ancho de garganta del canal Parshall (pulgadas)

Tabla 2.6: Dimensiones típicas de medidores Parshall

w	A	B	C	D	E	F	G	K	N	
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	2.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61	33	40.3	45.7	30.5	61	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38	57.5	61	30.5	45.7	7.6	11.4
1"	30.5	137.2	134.4	61	84.5	91.5	61	91.5	7.6	22.9
1 1/2"	45.7	144.9	142	76.2	102.6	91.5	61	91.5	7.6	22.9
2"	61	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61	91.5	7.6	22.9
3"	91.05	167.7	164.5	122	157.2	91.5	61	91.5	7.6	22.9
4"	122	183	179.5	152.5	193.8	91.5	61	91.5	7.6	22.9
5"	152.5	192.3	194.1	183	230.3	91.5	61	91.5	7.6	22.9
6"	183	213.5	209	213.5	266.7	91.5	61	91.5	7.6	22.9
7"	213.5	228.8	224	244	303	91.5	61	91.5	7.6	22.9
8"	244	244	239.2	239.2	340.0	91.5	61	91.5	7.6	22.9
10"	305	274.5	427	427	475.9	122	91.5	183	15.3	34.3

FUENTE Manual de Hidráulica de Azevedo Netto

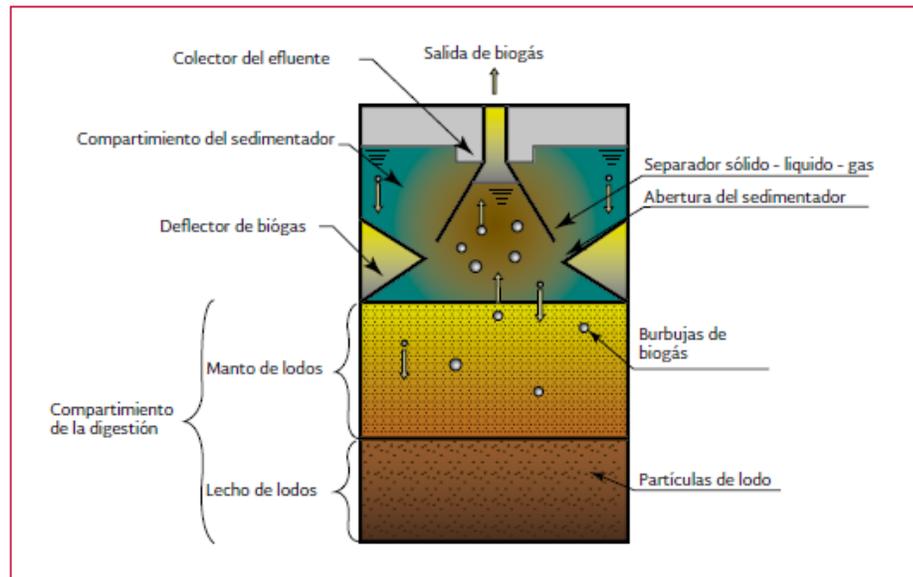
2.3.- Tratamiento primario reactor UASB-RAFA

Definición del proceso

Los procesos anaerobios tienen bajos requerimientos energéticos y generan biogás. En el tratamiento de las aguas residuales se producen pocos lodos de purga y se estabiliza la materia orgánica manteniendo los nutrientes fertilizantes. Se han aplicado en el manejo de residuos orgánicos rurales (animales y agrícolas), lodos residuales de plantas de tratamiento y en el tratamiento de aguas residuales, tanto industriales como domésticas. (Lawler, 1986).

En el reactor anaerobio de flujo ascendente, el agua residual a tratar es conducida desde la parte superior del reactor (tanque) hacia el fondo del mismo por medio de un sistema de tuberías. El afluente fluye en sentido ascendente a través de un manto de lodos (microorganismos anaerobios) llevándose a cabo de esta forma el tratamiento del agua residual. El biogás producido en condiciones anaerobias (principalmente metano y dióxido de carbono) genera una circulación interior (mezclado). El biogás, el lodo y el líquido tratado ascienden a la parte superior del reactor, donde entran en contacto con deflectores que permiten la separación del biogás y la sedimentación del lodo. El biogás es capturado en la campana de recolección que se encuentra en la parte superior del reactor. El líquido tratado (efluente) sale por la parte superior.

Figura 2.10 Dibujo esquemático de un reactor anaerobio de flujo ascendente



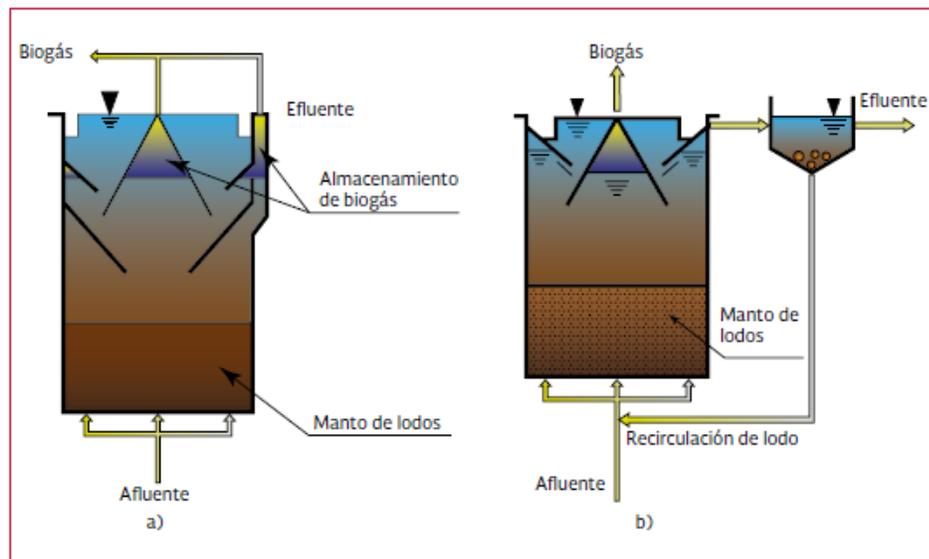
Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (Comisión Nacional del Agua)

La geometría de un RAFA, corresponde a un tanque circular (ver figura 2.10) o rectangular que puede estar completamente tapado por lo que en este caso solo se podrán observar los tubos de recolección de biogás. En otros casos se podrá observar en la zona superior del reactor, el sedimentador, los vertedores y el sistema de recolección de gas. El recolector de biogás puede encontrarse, ya sea entre dos unidades de sedimentación o sobre el borde del sedimentador.

La puesta en marcha del reactor es un factor importante para su buen funcionamiento. Se puede decir que el arranque comienza con la inoculación y finaliza cuando existe suficiente actividad, alta velocidad de sedimentación y sedimento biológico. La inoculación del reactor es importante en el arranque, cuando no existe lodo granular disponible, la mejor alternativa es lodo activo de un digestor municipal. El arranque es también posible con estiércol de vaca o lodos biológicamente activos de aguas superficiales contaminadas.

La figura 2.11 presenta un esquema del reactor anaerobio de flujo ascendente para tratar aguas residuales domésticas mostrando: el lecho del lodo en el fondo del reactor, el manto de lodos, la tubería de alimentación del agua residual a tratar, el deflector, las cámaras de sedimentación, los colectores del biogás y las estructuras de salida del efluente tratado.

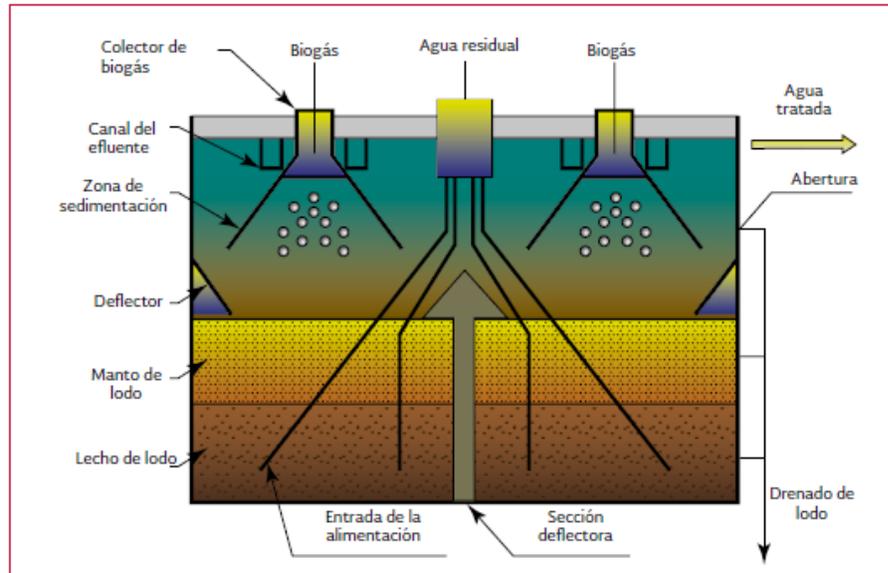
Figura 2.11 Configuraciones de los diferentes tipos de RAFA: a) proceso original del RAFA, b) RAFA con tanque de sedimentación y recirculación de lodo



Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (Comisión Nacional del Agua)

La figura 2.12 muestra un esquema de un RAFA en el que se puede observar en la parte superior una caja de distribución del agua residual a tratar y las tuberías de alimentación que descienden hacia el fondo del reactor. En el fondo del reactor se muestra una zona del lecho del lodo, seguida de una zona llamada manto de lodos. En el esquema se muestran los deflectores, la ubicación de la apertura del sedimentador y la zona de sedimentación, las campanas de colección de biogás y los canales del efluente tratado.

Figura 2.12 Esquema de un reactor anaerobio de flujo ascendente para el tratamiento de aguas residuales



Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (Comisión Nacional del Agua)

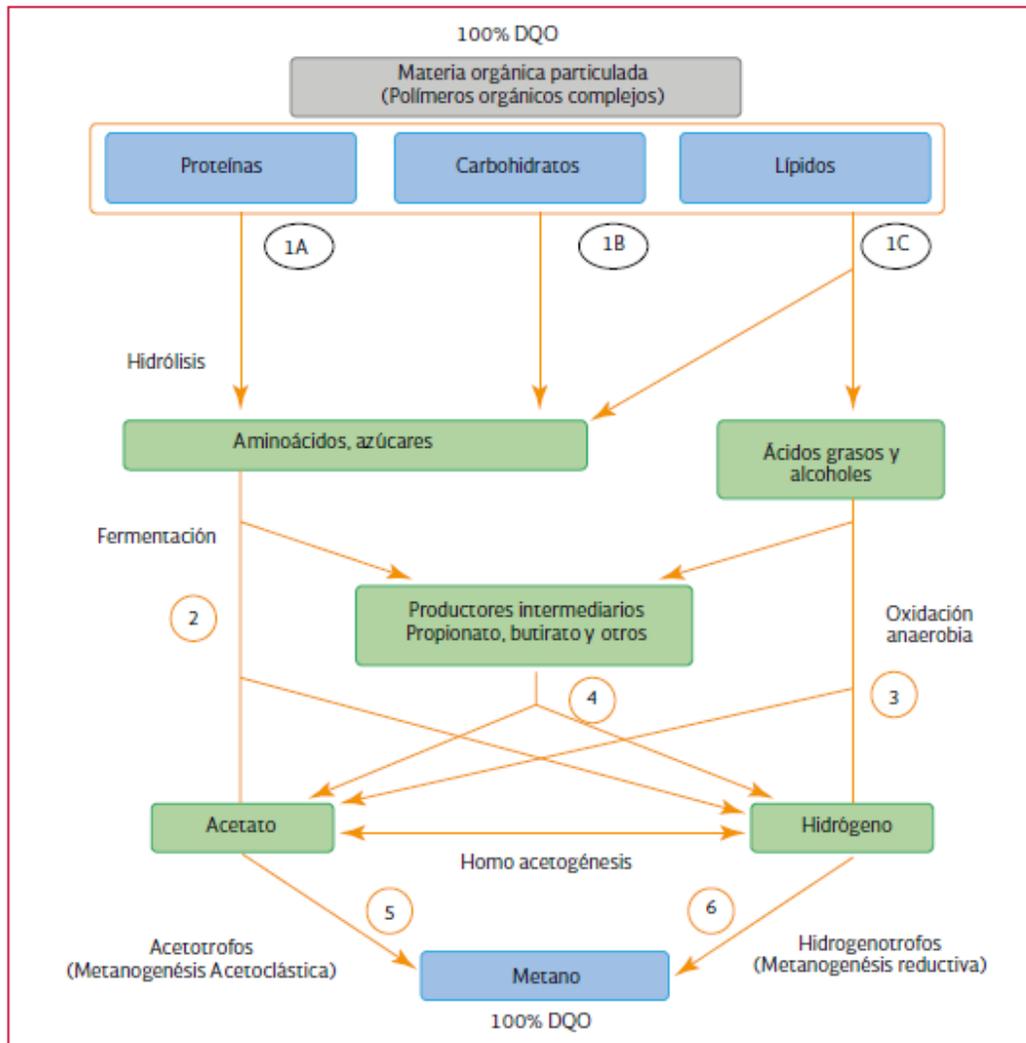
Bioquímica del proceso anaerobio

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

Seis procesos de conversión son identificados en la digestión anaerobia (Gujer y Zchnder, 1983). Este proceso se presenta en la (figura 2.13). Los procesos de conversión son:

1. Hidrólisis de biopolímeros (proteínas, carbohidratos e Hipidos).
2. Fermentación de aminoácidos y azúcares.
3. Oxidación (í-anaerobia de ácidos grasos de cadena larga y alcoholes).
4. Oxidación anaerobia de productos intermedios, como ácidos volátiles (excepto acetato).
5. Conversión de acetato a metano.

Figura 2.13 Procesos de conversión en la digestión anaerobia (Gujer & Zehnder, 1983)



Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (Comisión Nacional del Agua)

Factores que afectan el proceso

El buen funcionamiento del proceso anaerobio puede ser afectado por algunos constituyentes del agua residual, como son: compuestos tóxicos —por ejemplo, metales pesados, sulfuro, oxígeno, el cual puede ser introducido en el sistema de distribución del afluente (Cervantes, 2007)—, la concentración de la materia orgánica, la temperatura, el pH y los nutrientes.

La temperatura de operación aceptable se encuentra entre 15 y 25° C y a un intervalo relativamente alto de 30 - 40° C, la temperatura óptima para el proceso anaerobio se ha presentado a 37 C. Los países con clima tropical presentan una temperatura ambiente ideal para su aplicación.

El efluente del RAFA puede contener materia orgánica soluble, patógenos, sólidos suspendidos, nitrógeno y fósforo. La eliminación de patógenos en este proceso no es eficiente, por lo que se necesita aplicar sistemas de desinfección, como cloración, radiación ultravioleta, ozonización, lagunas de estabilización, etc. La eliminación de nitrógeno y fósforo en un RAFA es particularmente de cero con la transformación de nitrógeno orgánico en nitrógeno amoniacal, si se requiere eliminarlos se puede aplicar un proceso de des nitrificación al efluente.

Control de la operación de reactores anaerobios.

Para controlar la operación de los reactores anaerobios se utilizan los siguientes parámetros:

- Físicos: temperatura, mezclado, pH y sólidos totales y volátiles.
- Químicos: alcalinidad total, producción de gas, nitrógeno orgánico y total, fosfatos, sulfuras, AGV (ácidos grasos volátiles), DBO, DQO, Ni, Co, Cu, Na, y Fe.
- Biológicos: huevos de helmintos, coliformes fecales y totales.

Temperatura

La digestión anaerobia de lodos puede ser operada a temperaturas tan bajas como de 20 °C, al aplicar tiempos de residencia hidráulica suficientes, tales que favorezcan que las bacterias produzcan metano.

Potencial de hidrógeno

El potencial de hidrógeno (pH) óptimo para el proceso anaerobio se encuentra alrededor de 7. Un valor de pH fuera del intervalo de 6.5 - 7.5 puede ocasionar la muerte de la mayoría de las bacterias metano génicas; el pH debe estar entre 6.8 y 7.4, para la producción de gas metano.

Las bacterias formadoras de metano se inhiben en pH menor a 6, que puede ser ocasionado por una cantidad elevada de ácidos grasos volátiles que se acumulan en el reactor. Cuando el pH se encuentra por encima de 8, se generan iones tóxicos para el proceso. Para ajustar la pi 1 puede emplearse cal, bicarbonato de sodio (NaHCO_3) o hidróxido de sodio (NaOH). Debe evitarse la precipitación excesiva de los carbonatos de calcio que se forman.

Nutrientes

Para el crecimiento de los microorganismos, el agua residual deberá contener o ser provista de suficiente cantidad de macronutrientes (nitrógeno y fósforo) y micronutrientes (nutrientes traza), para la síntesis de nueva biomasa.

El contenido de fósforo de las bacterias es de aproximadamente 1/7 a 1/5 de los requerimientos de nitrógeno. Una forma simple para calcular los requerimientos de nitrógeno y fósforo es suponer que 10 por ciento de la DQO que se biodegrada es convertido en nuevas células bacterianas (rendimiento de crecimiento de 0.1 kg SSV/kg DQO removido) (Malina y Pohland, 1992).

Fosfatos totales

El fósforo en sus diversas formas es un nutriente necesario para satisfacer los requerimientos metabólicos de las bacterias encargadas de la degradación del desecho. Las relaciones de DBO/N y DBO/P son de 20:1 y de 100:1, en el orden señalado (Sundsrom, 1979).

Volumen de operación

Un exceso de lodos en el reactor reduce el tiempo de residencia hidráulica, lo que genera una menor eficiencia de remoción a la esperada. Por otra parte, si el volumen del lodo excede 30 por ciento del volumen del reactor, se genera una pérdida en la velocidad de sedimentación del lodo, lo que ocasiona un lodo feculento que flotará en el reactor, saldrá por el efluente y generará una disminución en la eficiencia de remoción del RAFA.

Criterios de diseño

El reactor presenta en el fondo una cama de lodo más densa, seguida de un volumen de lodo expandido. La mayor remoción se lleva a cabo en la primera capa de lodo, y se presenta una remoción adicional en el lodo expandido. El lodo es expandido por el gas generado y por el flujo ascensional de la alimentación del agua residual. Se requiere un separador de la mezcla de lodo, líquido y gas en la parte superior del reactor que retorne el lodo hacia el fondo del mismo, permita el paso del líquido tratado y conduzca el gas generado hacia la campana de recolección del reactor. La edad del lodo generalmente es mayor de 30 días.

El criterio de diseño de los RAFA ha sido principalmente la carga orgánica y el tiempo de retención hidráulica.

Tiempo de residencia hidráulica

El tiempo de residencia hidráulica se define como el tiempo que permanece el agua residual dentro del reactor.

La Tabla 2.7 presenta, para diferentes temperaturas de operación, recomendaciones para la selección del TRH en un RAFA que trate aguas residuales domésticas.

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

donde:

TRH = Tiempo de residencia hidráulica días

V= Volumen del reactor

Q= Gasto en el afluente

Tabla 2.7 Tiempo de residencia hidráulica recomendados para un RAFA de una altura de 4 metros para el tratamiento de aguas residuales domésticas

Temperatura del agua residual (°C)	Tiempo de residencia hidráulica	
	Promedio diario	Mínimo (durante 4-6 h)
16-19	10-14	7-9
22-26	7-9	5-7
> 26	6-8	4-5

Fuente: Metcalf & Eddy, 2003

$$V = Q(TRH)$$

Carga orgánica volumétrica

La carga orgánica volumétrica es un factor de diseño en los RAFA y es el producto del gasto por la concentración de la materia orgánica (DQO) del agua residual alimentada diariamente al reactor, dividido entre el volumen efectivo del reactor. La ecuación de la carga volumétrica es la siguiente:

$$COV = \frac{Q * S_0}{V}$$

donde:

COV =Tasa de carga orgánica volumétrica (kg de DQO/m3 d)

Q = Gasto (m3/d)

So= Concentración de sustrato en el afluente (kg de DQO/m3)

V = Volumen total del reactor (m3)

El volumen (V) se puede determinar despejando, quedaría como se expresa en la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Q * S_0}{COV}$$

Otro parámetro a determinar es la carga biológica o de lodos (Ls), referida a la cantidad de materia orgánica aplicada al reactor por unidad de biomasa presente, como se expresa en la siguiente ecuación:

$$L_s = \frac{Q * S_0}{M}$$

Donde:

Ls = Tasa de carga biológica o lodo (kgDQO/kgSV d)

Q = Gasto promedio del afluente (m³/d)

S0 = Concentración de sustrato en el afluente (kgDQO/m³)

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

Velocidad ascensional y altura del reactor

La velocidad ascensional del agua residual es un parámetro importante en el diseño y operación de un RAFA, y es la relación del gasto entre el área del reactor, como se presenta en el cálculo de la velocidad ascensional basado en la relación de la altura del reactor y su tiempo de residencia hidráulica.

La máxima velocidad ascensional del reactor depende del tipo de lodo en el lecho del reactor y de la COV. Chernicharo de Lemos (2007) menciona que para reactores operando con lodo floculante y tasas de cargas orgánicas (COV) de entre 5 y 6 kg de DQO/ (m³ d), la velocidad ascensional promedio debería estar entre 0.5 y 0.7 m/h, con picos tolerados de entre 1.5 a 2 m/h durante dos a cuatro horas. Para reactores operando con lodo granular, se han aplicado velocidades ascensionales de 10 m/hora.

Para el tratamiento de aguas residuales domésticas con concentración de materia orgánica < 1 000 mg de DQO/L y carga orgánica volumétrica de entre 2.5 y 3.5 kg de DQO/ (m³ d), la velocidad ascensional promedio recomendada está en el intervalo de 0.5 a 0.7 m/h (Chernicharo de Lemos, 2007; ver Tabla 2.8).

Tabla 2.8 Velocidades de flujo ascendente recomendados para el diseño de reactores anaerobios de flujo ascendente que tratan aguas residuales domésticas

Gasto del afluente	Velocidad de flujo ascendente (m/h)
Flujo promedio	0.5-0.7
Flujo máximo	<0.9-1.1
Flujos picos temporales (*)	< 1.5

(*) Flujos picos de 2 a 4 h

Fuente: (Chernicharo de Lemos, 2007)

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

Donde:

v = Velocidad de flujo ascendente (m/h)

Q = Gasto (m³/h)

A = Área de la superficie (m²)

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

Donde:

H = Altura del reactor (m)

La altura adoptada para el reactor es dependiente del tipo de lodos presentes en el reactor, de la carga orgánica aplicada y de la carga hidráulica volumétrica; esta última define la velocidad de flujo en el sistema. En el tratamiento de las aguas residuales domésticas usando reactores que predominantemente desarrollan lodo de tipo floculante, las velocidades de flujo impuestas al sistema dejan a los reactores con alturas útiles de entre 4 y 5 metros distribuidas de la siguiente forma: altura del compartimento del sedimentador: 1.5 a 2.0 m; altura del compartimento de digestión: entre 2.5 y 3.5 metros (Chernicharo de Lemos, 2007).

En el tratamiento de aguas residuales domésticas operando con velocidades ascensionales muy bajas (1 m/h) y TRH de entre 6 y 10 horas, a temperaturas entre 20 y 26° C, la altura del reactor debería estar entre 3 y 6 metros.

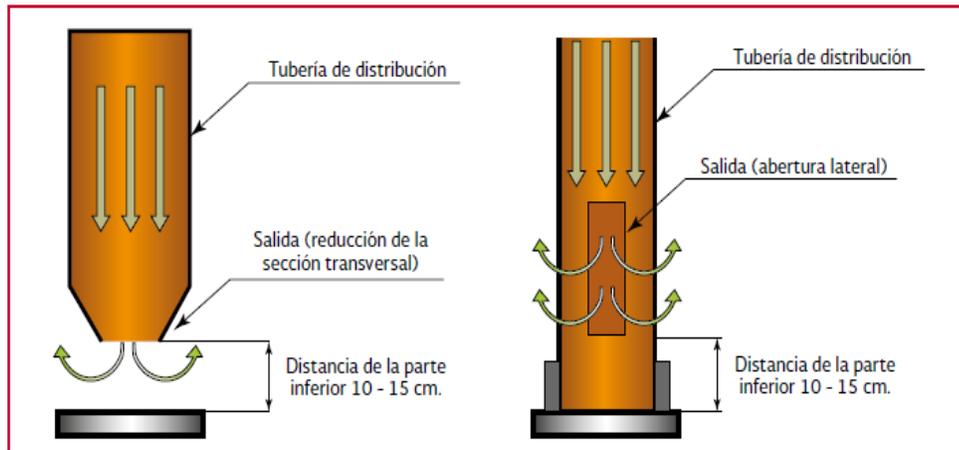
El agua residual debe estar distribuida de manera uniforme, cerca del fondo del reactor (10-20 cm), mediante una serie de tubos y donde cada uno cubre un área de 1 a 2 m² del fondo del tanque (Chernicharo de Lemos, 2007).

Principalmente para agua residual doméstica, es importante garantizar una distribución uniforme con un control individual en cada punto (tubo) de distribución del agua, por ejemplo, inyectando el agua residual en el canal principal, localizado en la parte superior del reactor, desde el cual los tubos pueden tomar el agua residual doméstica para cada punto de distribución. Van Lier (2010) menciona que se ha utilizado un tubo de distribución para cubrir un área de 2 a 4 metros cuadrados.

El agua residual es dirigida desde la parte superior del reactor por medio de tubos hacia el fondo del reactor. Los principales requerimientos para estos tubos son los siguientes: **El diámetro** de los tubos deberá ser tal que permita que el agua residual a tratar descienda a una velocidad menor a 0.2 m/s. Esto para evitar que las burbujas de aire entren, ya que pueden causar la aireación del lodo, dañar el metano génesis o causar una mezcla potencialmente explosiva con el biogás acumulado cerca del separador de tres fases.

En el caso del tratamiento de aguas residuales de baja concentración, este requisito de velocidad normalmente se cumple cuando los tubos tienen un diámetro de 75 mm. Para evitar la obstrucción por sólidos, se han utilizado tubos con diámetros de entre 75 y 100 mm (Chernicharo de Lemos, 2007) (ver figura 2.14).

Figura 2.14 Ejemplos de extremos de tubos de distribución



Fuente Chernicharo de Lemos. 2007

El diámetro deberá ser lo suficientemente pequeño (40 a 50 mm) para permitir la velocidad de flujo más alta en su extremo inferior, que favorezca un buen mezclado y mayor contacto con el lecho de lodos. Para este diámetro, las velocidades presentadas pueden ser generalmente más altas que 0.40 m/seg. En la figura 2.14 se muestran ejemplos de extremos de tubos de distribución reactor y por el área de influencia de cada distribuidor. Para calcular este número se puede utilizar la siguiente ecuación:

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

Donde:

N_d = Número de tubos de distribución

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

A_d = Área de influencia de cada distribuidor

En la Tabla 7 se muestra una guía para determinar el área de influencia de los distribuidores de flujo con respecto al tipo de lodo en el reactor. La Tabla 8 presenta un resumen de los criterios hidráulicos para el diseño de reactores RAFA que tratan agua residual doméstica.

Tabla 2.9 Directrices para determinar el área de influencia de los distribuidores de flujo en un RAFA.

Tipo de lodo	Carga orgánica aplicada (kg de DQO/m ³ d)	Área de influencia de cada distribuidor (m ²)
Lodo denso y floculento (concentración > 40 kg SST/m ³)	<1.0	0.5-1
	1-2	1-2
	>2	2-3
Lodo medio floculento (concentración 20 a 40 kg SST/m ³)	<1-2	1-2
	>3	2-5
Lodo granular	1 -2	0.5-1
	2-4	0.5-2
	>4	>2

Fuente Metcalf & Eddy. 2003

Tabla 2.10 Resumen de los principales criterios hidráulicos para el diseño de reactores RAFA que tratan agua residual doméstica.

Criterio/Parámetro	Intervalo de valores, como una función del flujo		
	Q _{prom}	Q _{max}	Q _{pico} (*)
Carga volumétrica hidráulica	<4	<6	<7
Tiempo de retención hidráulica**	6-9	4-6	>3.5-4
Velocidad de flujo ascendente	0.5-0.7	<0.9-1.1	<1.5
Velocidad en la abertura para sedimentación	<2-2.3	<4-4.2	<5.5-6
Tasa de carga de superficie en el sedimentador	0.6-0.8	<1.2	<1.6
Tiempo de retención hidráulico en el sedimentador	1.5-2	>1	>0.6

(*) Flujo pico con duración de 2 a 4 horas
(**) Temperatura del agua residual entre 20 y 26 °C

Fuente: Chernicharo de Lemos. 2007

La pendiente del sedimentador deberá tener una inclinación de 45° a 60°

El área superficial de la apertura entre los colectores del gas no deberá ser menor a 15-20 por ciento del área superficial del reactor

La altura del colector del gas deberá ser de 1.5 a 2 metros para un reactor con una altura de 5 a 6 metros.

Una interface líquido-gas deberá ser mantenida en el colector de gas para facilitar la liberación y recolección de burbuja de gas y para controlar la formación de la capa de espuma La superposición de los deflectores instalados debajo de las aberturas deben ser de 100 a 200 mm para evitar las burbujas de gas que fluyen hacia arriba y que entran en el compartimento del colector.

Los deflectores de la capa de espuma deberían ser instalados frente a los vertederos del efluente.

El diámetro de los tubos de escape de biogás debe ser suficiente para garantizar la fácil extracción del biogás de la campana de biogás, particularmente si se forma espuma.

En la parte superior de la campana de biogás, deberán instalarse boquillas de pulverización antiespumantes, cuando el tratamiento del agua residual implique formación de espuma pesada. La profundidad del compartimento del sedimentador debe ser de 1.5 a 2 m.

Separación de gases

El diseño del separador de gases, sólidos y líquidos depende de las características del agua residual, el tipo de lodo presente en el reactor, la caída aplicada, la producción de biogás esperada y las dimensiones del reactor. Souza (1986) recomienda una tasa mínima de 1 m³ gas/ (m² h) y tasas máximas de 3 a 5 m³ gas/ (m² h). La tasa de liberación del biogás es calculada con la siguiente ecuación.

$$K_g = \frac{Q_g}{A_d}$$

Donde:

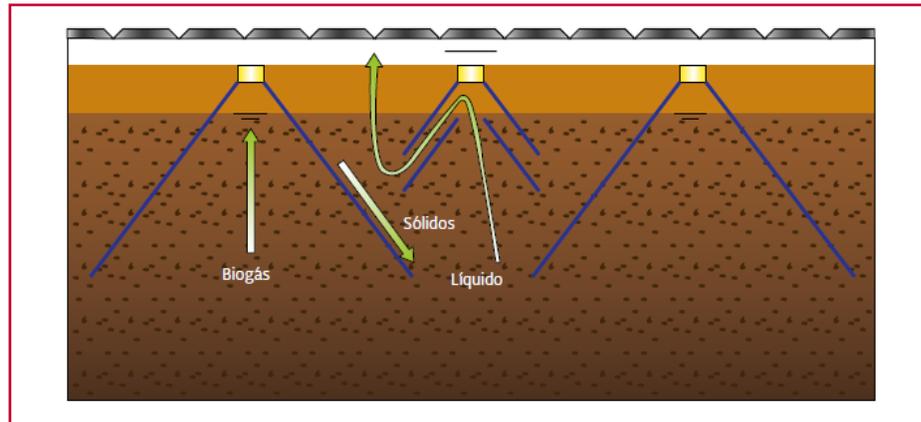
K_g = Tasa de liberación de biogás (m³/m² h)

Q_g = Producción de biogás esperado (m³/h)

A_d = Área de la interface líquido-gas (m²)

La figura 2.15 presenta un diseño de separación gas-líquido-sólido que muestra la alternativa de diseño de liberación de gas con canales de recolección de efluentes montados perpendicularmente en reactores anaerobios de flujo ascendente.

Figura 2.15 Una alternativa de diseño de separación gas-líquido-sólido



Fuente Van Lier. 2010

Separación de sólidos

Después de la separación de gases, el líquido y las partículas que deja el manto de lodos tiene acceso al compartimento del sedimentador. La sedimentación de sólidos ocurre en este compartimento debido a una baja velocidad ascendente y a la ausencia de burbujas de gas. Las recomendaciones para el diseño del compartimento del sedimentador son:

Los deflectores deben ir localizados inmediatamente debajo de la abertura del compartimento del sedimentador. Las paredes del compartimento del sedimentador deben construirse con pendientes mayores de 45 grados. Idealmente deberían ser iguales o mayores que 50 grados.

La profundidad del compartimento del sedimentador debe ser de 1.5 a 2 m. La tasa de carga superficial y tiempo de residencia hidráulica en el compartimento del sedimentador deben ir de acuerdo con la Tabla 2.11.

Tabla 2.11 Tasas de carga de superficie, tiempos de residencia hidráulica y velocidades en la abertura en el compartimiento de la sedimentación

Flujo del afluente	Tasa de carga superficial (m/h)	Tiempo de residencia hidráulica (h)	Velocidad en la abertura (m/h)
Flujo promedio	0.6-0.8	1.5-2	<2-2.3
Flujo máximo	<1.2	>1	<4-4.2
Flujo máximo temporal(*)	<1.6	>0.6	<5.5-6
(*) Duración del flujo máximo de 2 a 4 horas.			

Fuente: Chernicharo de Lemos. 2007

Aberturas del compartimiento del sedimentador

El diseño de las aberturas debe permitir una superposición apropiada del deflector de gas, para garantizar la correcta separación de las fases gaseosa y líquida.

La recomendación para el diseño de las aberturas del compartimiento del sedimentador es que la velocidad en dicha abertura sea menor a las presentadas en la Tabla 9, para favorecer la retención de sólidos en el compartimiento del digestor.

Tiempo de residencia hidráulica en el compartimiento del sedimentador.

Como se indica en la Tabla 2.11, el tiempo de residencia hidráulica recomendado en el compartimiento del sedimentador es de una a dos horas.

Materiales de construcción

El material utilizado en la construcción de reactores anaerobios deberá ser resistente a la corrosión. Por razones de construcción y de costos, el hormigón y el acero han sido los materiales más comúnmente utilizados en los RAPA, por lo general con un revestimiento interior de base epóxica.

El concreto es el material más frecuentemente usado, pero las experiencias con este material no siempre han sido satisfactorias debido a problemas de escapes de gases, corrosión y a la construcción de una estructura voluminosa y pesada. Opciones más atractivas de materiales no corrosivos y menos voluminosos son el PVC, la fibra de vidrio y el acero inoxidable (Chernicharo de Pernos, 2007).

Van Lier (2010) menciona que se han utilizado varios materiales de construcción en los separadores GLS. Con frecuencia, cada componente que forma parte del separador

de GLS está construido de diferente material respecto del resto. Por ejemplo, la caja de gas superior y el deflector se pueden construir de hormigón con revestimiento epóxico para evitar la corrosión y las fugas de gas, mientras que las placas de recolección de gas se construyen de materiales como el hormigón, la lona (para trabajo pesado, de algodón tejido con revestimiento de plástico), el hierro corrugado, PVC rígido y GRP. La Tabla 2.12 presenta algunos recubrimientos de concreto utilizados en reactores anaerobios de flujo ascendente.

Tabla 2.12 Recubrimientos de concreto

Recubrimiento	Ventajas	Desventajas
Caucho clorado	Costo bajo	Resistencia baja a los ácidos grasos volátiles
Epoxi bituminoso	Buena resistencia a los ácidos grasos volátiles Puede ser aplicado con un espesor mayor y un bajo número de capas Presenta baja permeabilidad	Costo mucho más elevado

Fuente: Chernicharo de Lemos, 2007

Producción de biogás y metano

Es posible calcular el biogás producido a partir de la carga de DQO en el afluente al reactor, misma que es convertida a metano. La porción de DQO convertida en gas metano puede ser determinada por la siguiente ecuación:

$$DQO_{CH_4} = Q(S_o - S) - Y_{obs} Q S_o$$

Donde:

DQO_{CH₄}= Carga de DQO convertida a metano (kg DQO_{CH₄}/d)

Q= Gasto promedio en el afluente (m³/h)

S_o= Concentración de DQO en el afluente (kg DQO/m³)

s= Concentración de DQO en el efluente (kg DQO/m³)

Y_{obs}= Coeficiente de producción de sólidos en el sistema, en términos de DQO (0.11 a 0.23 kg DQO_{lodo}/ kgDQO_{aplicada})

La producción volumétrica de metano se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)}$$

Donde:

Q_{CH_4} = Producción de metano volumétrico (m³/d)

$K(t)$ = Factor de corrección dependiendo de la temperatura de operación del reactor (kg DQO/m³)

P = Presión atmosférica (1 atm)

K_{DQO} = DQO correspondiente a un mol de CH₄ (64gDQO/mol)

R = Constante del gas (0.08206 atm L/ mol K)

T = Temperatura de operación del reactor (°C)

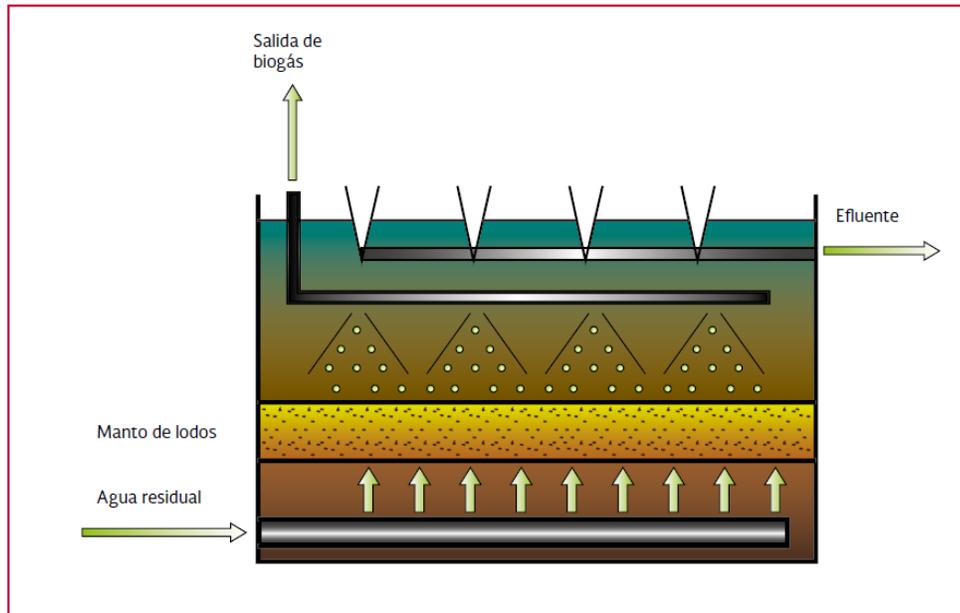
Para el tratamiento de aguas residuales domésticas, el porcentaje de metano en el biogás generalmente está entre 70 y 80 por ciento.

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

Recolección del efluente

El efluente del reactor es recolectado en la parte superior dentro del compartimento de sedimentación. Los dispositivos habitualmente utilizados para la recogida del efluente son placas con vertederos V y tubos perforados sumergidos que presenten una pendiente de 1 por ciento para evitar su taponamiento. El deflector de natas deberá estar sumergido unos 20 centímetros. En la figura 2.6 se puede observar la tubería de salida del efluente tratado.

Figura 2.16 Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA)



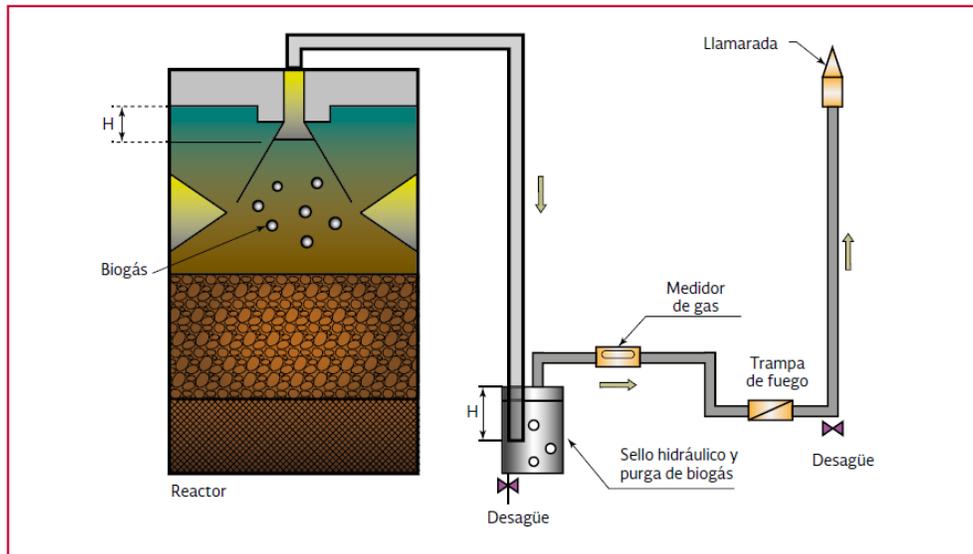
Fuente: Eckenfelder Jr, 1989

Sistema de recolección del biogás

El sistema de recolección de biogás comprende: campanas de recolección, tubería de recolección, compartimento con sello hidráulico, purga de biogás, medidor de biogás y depósito de biogás. Cuando el biogás no es utilizado, el depósito es reemplazado por una válvula de seguridad y un quemador de biogás, preferentemente localizado a una distancia segura del reactor.

La altura de los colectores de gas debe ser de 1.5 a 2 m en reactores con altura de 5 a 7 metros. En la figura 2.17 se muestra un diagrama del sistema de biogás en un reactor anaerobio de flujo ascendente.

Figura 2.17 Diagrama del sistema de gas en un RAFA



Fuente: Chernicharo de Lemos, 2007

Resumen de los criterios hidráulicos que se van utilizar dentro del proyecto (ver tabla 2.13)

Tabla 2.13 Criterios hidráulicos para el diseño de reactores RAFA

Criterio/Parámetro	Rango de valores, como una función de flujo		
	Q_{prom}	Q_{max}	$Q_{pico}^{(*)}$
Carga hidráulica volumétrica ($m^3m^{-2}d^{-1}$)	<4	<6	<7
Tiempo de residencia hidráulica** (horas)	6-9	4-6	>3.5-4
Velocidad de flujo ascendente (mh^{-1})	0.5-0.7	<0.9-1.1	<1.5
Velocidad en la abertura para sedimentación (mh^{-1})	<2-2.3	<4-4.2	<5.5-6
Tasa de carga de superficie en el sedimentador (mh^{-1})	0.6-0.8	<1.2	<1.6
Tiempo de residencia hidráulica en el sedimentador (mh^{-1})	1.5-2	>1	>0.6

(*) Flujo pico con duración de 2 a 4 horas
(**) Temperatura del agua residual de 20 a 26 °C

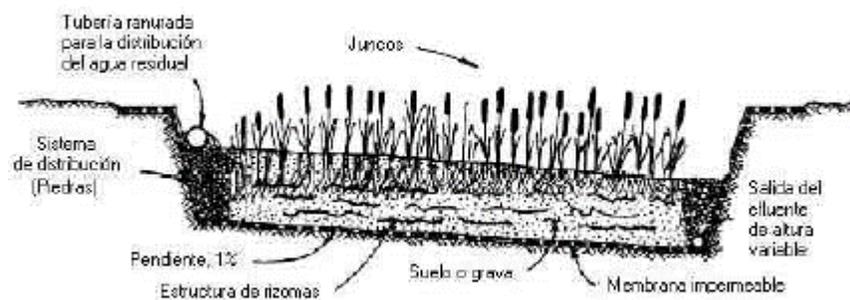
Fuente: Chernicharo de Lemos, 2007

2.4.- Tratamiento secundario humedales artificiales

Definición

Los humedales son áreas que se encuentran saturadas por aguas superficiales o subterráneas con una frecuencia y duración tales, que sean suficientes para mantener condiciones saturadas. Suelen tener aguas con profundidades inferiores a 60 cm con plantas emergentes como espadañas, totora y juncos (Véase Figura 2.18). La vegetación proporciona superficies para la formación de películas bacterianas, facilita la filtración y la adsorción de los constituyentes del agua residual, permite la transferencia de oxígeno a la columna de agua y controla el crecimiento de algas al limitar la penetración de luz solar.

figura 2.18 Plantas acuáticas comunes



Fuente: Jaime Andrés Lara Borrero 1999

Componentes del humedal

El agua

La hidrología es el factor de diseño más importante en un humedal construido porque reúne todas las funciones del humedal y porque es a menudo el factor primario en el éxito o fracaso del humedal.

Debido al área superficial del agua y su poca profundidad, el sistema actúa recíproca y fuertemente con la atmósfera a través de la lluvia y la evapotranspiración (la pérdida combinada de agua por evaporación superficie de agua y pérdida a través de la transpiración de las plantas).

Substratos, sedimentos y restos de vegetación

Los substratos en los humedales construidos incluyen suelo, arena, grava, roca, y materiales orgánicos como el Compost. Sedimentos y restos de vegetación se acumulan en el humedal debido a la baja velocidad del agua y a la alta productividad típica de estos sistemas. El substrato, sedimentos y los restos de vegetación son importantes por varias razones:

Soportan a muchos de los organismos vivientes en el humedal.

La permeabilidad del substrato afecta el movimiento del agua a través del humedal.

Muchas transformaciones químicas y biológicas (sobre todo microbianas) tienen lugar dentro del substrato.

El substrato proporciona almacenamiento para muchos contaminantes.

Vegetación

El mayor beneficio de las plantas es la transferencia de oxígeno a la zona de la raíz. Su presencia física en el sistema (los tallos, raíces, y rizomas) permite la penetración a la tierra o medio de apoyo y transporta el oxígeno de manera más profunda, de lo que llegaría naturalmente a través de la sola difusión (ver figura 2.21)

Las plantas emergentes contribuyen al tratamiento del agua residual y esorrentía de varias maneras:

Estabilizan el sustrato y limitan la canalización del flujo.

Dan lugar a velocidades de agua bajas y permiten que los materiales suspendidos se depositen.

Toman el carbono, nutrientes, y elementos de traza y los incorporan a los tejidos de la planta.

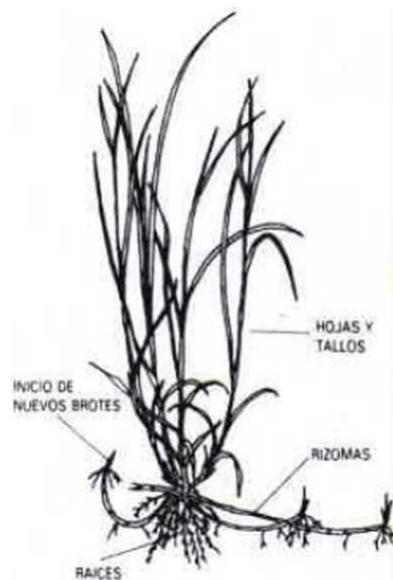
Transfieren gases entre la atmósfera y los sedimentos.

El escape de oxígeno desde las estructuras subsuperficiales de las plantas, oxigena otros espacios dentro del sustrato.

El tallo y los sistemas de la raíz dan lugar a sitios para la fijación de microorganismos.

Cuando se mueren y se deterioran dan lugar a restos de vegetación.

Figura 2.19 Esquema típico de planta emergente



Fuente: Jaime Andrés Lara Borrero 1999

Las plantas emergentes que frecuentemente se encuentran en la mayoría de los humedales para aguas residuales incluyen espadañas, carrizos, juncos, y juncos de laguna. Los juncos de laguna y las espadañas o una combinación de estas dos especies.

Scirpus

Son de la familia de las ciperáceas, son perennes y crecen en grupos. Son plantas ubicuas que crecen en un rango diverso de aguas interiores y costeras, pantanos salobres y humedales (ver figura 2.20).

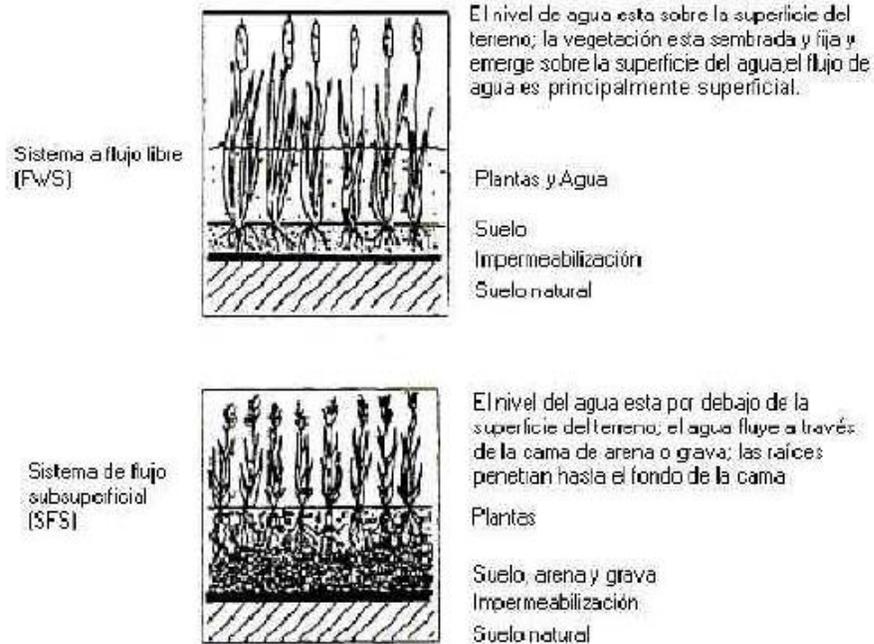
Figura 2.20 Scirpus



Fuente: Jaime Andrés Lara Borrero 1999

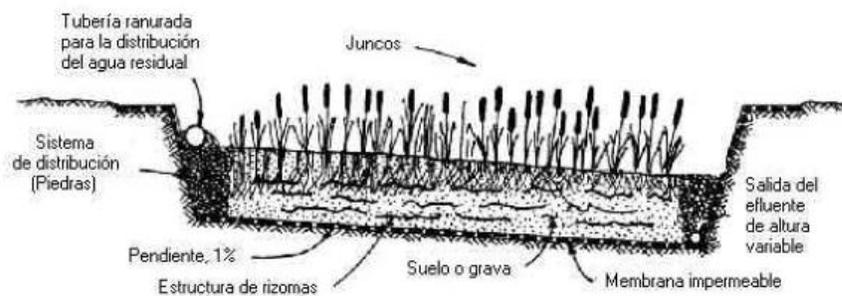
Los juncos son capaces de crecer bien en agua desde 5 cm a 3 m de profundidad. Las temperaturas deseables son 16-27° C. Se encuentran juncos creciendo en un pH de 4 a 9. La mayoría de las especies tienen un crecimiento moderado y pueden lograr un buen cubrimiento en alrededor de un año con separaciones de »0,3 m. Algunas variedades crecen más rápido y pueden cubrir en un año con un espaciamiento algo menor (de entre 0,3 y 0,6 m). Penetra en grava aproximadamente »0,6m por lo que son muy usadas en humedales SFS. Existen muchas variedades de Scirpus. A continuación, se pueden ver en la figura 2.21 y esquemas de algunas de las más usadas en humedales.

Figura 2.21 Tipos de humedales construidos, para tratamiento de aguas residuales



Fuente: Jaime Andrés Lara Borrero 1999

Figura 2.22 Sección transversal de un sistema de flujo subsuperficial



Fuente: Jaime Andrés Lara Borrero 1999

Phragmites

Son anuales y altos con un rizoma perenne extenso. Logran un muy buen cubrimiento en un año con separación de 0,6 m. En Europa se han usado carrizos y han sido las plantas acuáticas emergentes más extendidas. Los sistemas que utilizan carrizos pueden ser más eficaces en la transferencia de oxígeno porque los rizomas penetran verticalmente, y más profundamente que los de las espadañas, aunque menos que los juncos $\gg 0,4\text{m}$ (ver figura 2.23). Son muy usados para humedales artificiales porque presentan la ventaja de que tienen un bajo valor alimenticio y, por tanto, no se ven atacadas por animales como otros tipos de plantas.

Figura 2.23 Phragmites



Fuente: Master en ingeniería y gestión ambiental ICT-UPC

Microorganismos

Una característica fundamental de los humedales es que sus funciones son principalmente reguladas por los microorganismos y su metabolismo. Los microorganismos incluyen bacterias, levaduras, hongos, y protozoarios. La biomasa microbiana consume gran parte del carbono orgánico y muchos nutrientes.

La actividad microbiana:

Transforma un gran número de sustancias orgánicas e inorgánicas en sustancias inocuas o insolubles.

Nitrógeno

El nitrógeno está limitado en el agua de boca para proteger la salud de los niños y puede limitarse en aguas superficiales para prevenir eutrofización. Puede eliminarse nitrógeno en estos sistemas mediante procesos de nitrificación/des nitrificación y posterior pérdida de gas a la atmósfera. La remoción de nitrógeno en sistemas de humedales artificiales esta entre un 25 y un 85%.

Fosforo

La remoción de fósforo en humedales no es muy eficaz debido a las limitadas oportunidades de contacto entre el agua residual y el terreno. Los mecanismos principales para la remoción de fósforo son la captación por parte de las plantas y la retención en el terreno.

Patógenos

En lo referente a las aguas superficiales que recibirán la descarga del efluente del humedal artificial:

Bacterias

La fauna puede verse afectada por los sistemas de humedales, ya que los lodos anaerobios pueden contener el organismo causante del botulismo (*Clostridium botulinum*). El control de este patógeno puede lograrse en gran medida por puntos de dispersión múltiples para el humedal del tipo FWS. Este patógeno no es un problema para las aves salvajes en humedales tipo SPS.

Las principales vías de transmisión de enfermedades a los seres humanos desde el agua residual son: el contacto directo con el agua residual, transporte de aerosoles, cadena alimenticia, e inadecuado trato del agua de bebida.

Consideraciones de construcción

Impermeabilización

El fondo del humedal debe ser cuidadosamente alisado antes de la colocación del impermeabilizante, sobre todo si éste es del tipo de alguna fibra sintética, que pueda llegar a perforarse.

La membrana impermeabilizante, si se usa, debe colocarse directamente en la totalidad de la superficie de la celda. El medio granular, en el caso de los humedales SFS, será colocado directamente sobre la membrana que debe tener las propiedades mecánicas necesarias para soportarlo sin llegar a perforarse.

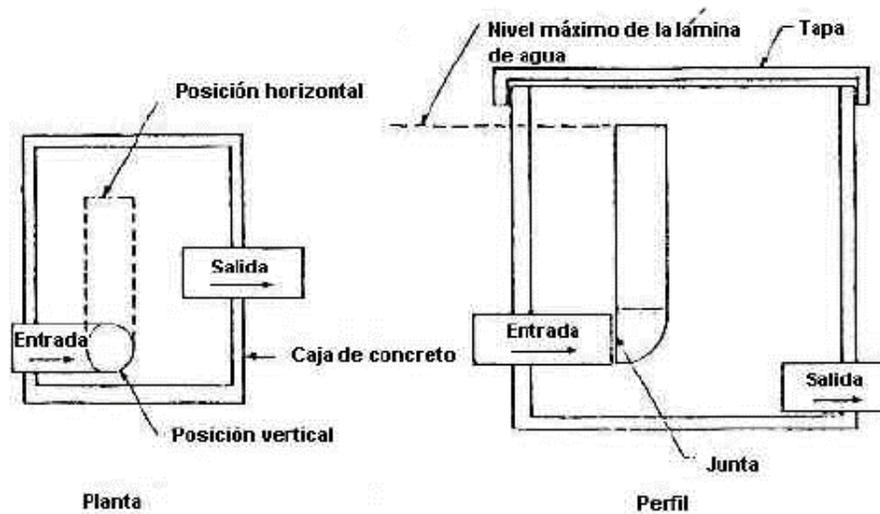
La selección del material granular para el humedal SFS es crítica para el éxito del sistema. Puede usarse roca triturada y seca, pero durante el transporte en los camiones, existe el problema de la segregación de finos, que más tarde darán lugar a posibles atascamientos, por lo que es preferible la utilización de piedra lavada o grava. En la construcción de humedales SFS pueden también utilizarse agregados gruesos de los usados en la fabricación de concreto.

Estructuras de entrada y salida

Los dos sistemas, FWS y SFS, requieren condiciones de flujo uniformes para alcanzar los rendimientos esperados. Esto se alcanza en sistemas de pequeño o moderado tamaño con tuberías de recolección perforadas que se extienden a lo ancho de toda la celda, tanto para la entrada como para la salida.

El conducto de salida tanto para los sistemas SFS como para los FWS consiste normalmente en una tubería perforada colocada al final de la celda y en el fondo del lecho. En algunos casos se coloca en una zanja poco profunda, rellena con material rocoso, ligeramente por debajo del fondo de la celda del humedal, para asegurar un drenaje completo. Se muestran en la (figura 2.24).

Figura 2.24 Estructura de salida con control de nivel



Fuente: Chernicharo de Lemos, 2007

Modelo general de diseño

Los sistemas de humedales artificiales pueden ser considerados como reactores biológicos, y su rendimiento puede ser estimado mediante una cinética de primer orden de flujo a pistón para la remoción de DBO y nitrógeno.

Los modelos de diseño presentados son los sugeridos por Sherwood C. Reed en su libro *Natural Systems for Waste Management and Treatment*, por considerarlos los más completos y acordes a los objetivos de este trabajo.

La siguiente es la ecuación básica de los reactores de flujo a pistón:

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{-K_T t}$$

C_e = Concentración del contaminante en el efluente, mg/l

C_o = Concentración del contaminante en el afluente, mg/l

K_T = Constante de reacción de primer orden dependiente de la temperatura, d⁻¹

t = tiempo de retención hidráulica, d.

Este tiempo de retención hidráulica

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

Donde:

L = Largo de la celda del humedal, m

W = Ancho de la celda del humedal, m

Y = Profundidad de la celda del humedal, m

n = porosidad, o espacio disponible para el flujo del agua a través del humedal. La vegetación y los residuos ocupan algún espacio en los humedales tipo FWS, y el medio, raíces y otros sólidos hacen lo mismo en los del tipo SFS. La porosidad es un porcentaje expresado como decimal.

$$Q = \frac{Q_e + Q_o}{2}$$

Donde:

Q = Caudal medio a través del humedal, m³/d

Q_e = Caudal de salida, m³/d

Q_o = Caudal de entrada, m³/d

Es entonces posible determinar el área superficial del humedal combinando las ecuaciones

$$A_s = LW = \frac{Q \cdot \ln(C_o / C_e)}{K_T \cdot yn}$$

Donde:

A_s = Área superficial del humedal, m²

El valor de K_t depende del contaminante que se quiere eliminar y de la temperatura; esto se discutirá más adelante.

Diseño hidráulico

En un humedal SFS este concepto es necesario para asegurar que las condiciones de flujo subsuperficiales se mantienen en circunstancias normales durante todo el período de funcionamiento del sistema. Esto solo es posible a través de un cuidadoso diseño hidráulico y unos métodos constructivos apropiados.

El flujo a través del humedal debe superar la resistencia por fricción del mismo sistema. Esta resistencia es impuesta por la vegetación y la capa de sedimentos en los FWS, y el medio, las raíces de las plantas y los sólidos acumulados en los SFS. La energía necesaria para superar esta resistencia viene dada por la pérdida de carga entre la entrada y la salida del sistema. La mejor solución en lo referente a construcción, es proveer al humedal de un fondo con una inclinación que sea suficiente para permitir un drenaje completo cuando sea necesario y una salida de altura variable con el nivel de agua.

La relación largo-ancho tiene una gran influencia en el régimen hidráulico y en la resistencia al flujo del sistema. En teoría grandes relaciones largo ancho 10:1 o mayores asegurarían un flujo a pistón, pero tienen el inconveniente de que en la parte alta se desbordan debido al incremento en la resistencia al flujo causado por la acumulación de residuos de vegetación, principalmente en sistemas FWS, Por tanto, relaciones de 1:1 hasta aproximadamente 3:1 o 4:1 son aceptables. Los cortocircuitos pueden ser minimizados con una cuidadosa construcción y mantenimiento del fondo del humedal, con el uso de múltiples celdas, y con la intercalación de zonas abiertas (sin vegetación) para la redistribución del flujo.

Humedales de flujo subsuperficial

La ley de Darcy no es estrictamente aplicable a los humedales de flujo subsuperficiales dadas las limitaciones físicas en el actual sistema. Este asume condiciones de flujo laminar, pero el flujo turbulento puede darse con gravas muy gruesas cuando el diserto usa un gradiente hidráulico alto. La ley de Darcy también asume que el flujo en el sistema es constante y uniforme, pero en la realidad puede variar por la precipitación, evaporación y filtración; así como por los cortocircuitos en el flujo que pueden llegar

a presentarse por una desigual porosidad o mala construcción. Si se utiliza una grava de tamaño pequeño o medio, si el sistema está apropiadamente construido para minimizar los cortocircuitos, si el sistema está diseñado para tener una mínima dependencia del gradiente hidráulico y si las pérdidas y ganancias del sistema están adecuadamente reconocidas, la ley de Darcy puede dar una aproximación razonable a las condiciones hidráulicas en el humedal tipo SFS.

$$v = k_s \cdot s$$

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

$$Q = k_s A_c s$$

Donde:

Q = Caudal promedio a través del humedal, m³/d [(Q_o+Q_e)/2]

K = Conductividad hidráulica de una unidad de área del humedal perpendicular a la dirección de flujo, m³/m²/d.

A_c = Área de la sección transversal perpendicular al flujo, m²

S = Gradiente hidráulico o "pendiente" de la superficie del agua en el sistema, m/m

V = Velocidad de "Darcy", la velocidad aparente de flujo a través de la totalidad del área de la sección transversal del lecho, m/d

Sustituyendo y reorganizando los términos es posible desarrollar una ecuación que determine de manera aceptable el ancho mínimo de una celda de humedal SFS que sea compatible con el gradiente hidráulico seleccionado para el diseño, partiendo de:

$$s = \frac{(m)(y)}{L} \quad L = \frac{A_s}{W} \quad A_c = (W)(y)$$

Donde:

W = Ancho de una celda del humedal, m

As = Área superficial del humedal, m²

L = Longitud de la celda de humedal, m

M = pendiente del fondo del lecho, % expresado como decimal

Y = profundidad del agua en el humedal, m

$$W = \frac{1}{y} \left[\frac{(Q)(A_s)}{(m)(k_s)} \right]^{0.5}$$

El área superficial del humedal (As) se determina en primer lugar, usando el modelo de diseño limitante para remoción de contaminantes. La ecuación permite calcular directamente el ancho mínimo absoluto aceptable de una celda de humedal compatible con el gradiente hidráulico seleccionado. Otras combinaciones de ancho - gradiente hidráulico pueden ser posibles a fin de ajustar el diseño a las condiciones topográficas existentes en el sitio propuesto. El valor de m en la ecuación típicamente se encuentra entre 5 y 20% de la pérdida de carga potencial. En este caso se aplica la misma recomendación acerca de la no selección de la máxima pérdida de carga disponible. Es realmente recomendable tomar un valor de la conductividad hidráulica efectiva (ks) p 1/3 y que m no sea mayor del 20% para tener un factor de seguridad suficiente contra potenciales atascamientos, efectos de la viscosidad y otras contingencias que pueden llegar a ser desconocidas en el momento del diseño.

Las ecuaciones son válidas cuando el flujo es laminar a lo largo de los espacios vacíos del medio, es decir, cuando el número de Reynolds es menor a 1. El número de Reynolds es función de la velocidad de flujo, del tamaño de los espacios vacíos y de la viscosidad cinemática del agua, como se muestra en la ecuación.

En muchos casos N_r será mucho menor de 1, en cuyo caso el flujo laminar impera y la ley de Darcy es válida. Si el flujo es turbulento, entonces la conductividad hidráulica efectiva será significativamente menor que la predicha por la ley de Darcy.

$$N_r = \frac{(v)(D)}{\tau}$$

ecuación 1

N_r = Numero de Reynolds, adimensional

V = Velocidad de Darcy, m/s

D = Diámetro de los vados del medio; tomarlo igual al tamaño medio del medio, m

ν = Viscosidad cinemática del agua, m²/s (Ver Tabla 2.14).

La conductividad hidráulica (k_s) en las ecuaciones (16) y (21) varía directamente con la viscosidad del agua, que a su vez es función de la temperatura del agua:

$$\frac{k_{sT}}{k_{d20}} = \frac{\mu_{20}}{\mu_T}$$

Conductividad hidráulica a una temperatura T y 20°C Viscosidad del agua a una temperatura T y 20 °C. (Ver Tabla 2.14)

Tabla 2.14 Propiedades físicas del agua.

Temperatura (°C)	Densidad (kg/m ³)	Viscosidad dinámica x10 ³ (N*s/m ²)	Viscosidad cinemática x10 ⁶ (m ² /s)
0	999,8	1,781	1,785
5	1.000,0	1,518	1,519
10	999,7	1,307	1,306
15	999,1	1,139	1,139
20	998,2	1,102	1,003
25	997,0	0,890	0,893
30	995,7	0,708	0,800
40	992,2	0,653	0,658
50	988,0	0,547	0,553
60	983,2	0,466	0,474
70	977,8	0,404	0,413
80	971,8	0,354	0,364
90	965,3	0,315	0,326
100	958,4	0,282	0,294

Fuente Metcalf & Eddy. 2003

Los efectos de la viscosidad pueden ser significativos en climas fríos, con humedales SFS operando durante los meses de invierno. Por ejemplo, la conductividad hidráulica de un agua a una temperatura de 5 °C podría ser el 66% de la de a 20°C. Este efecto ya está considerado en la recomendación previa del factor de seguridad (diseñar con $k_s\beta^{1/3}$ del k_s efectivo).

La conductividad hidráulica (k_s) también varía con el número y tamaño de vacíos en el medio usado para el humedal. La Tabla 13 presenta órdenes de magnitud estimados para un rango de materiales granulares que podrían ser usados en un humedal SFS. Es recomendable que la conductividad hidráulica se mida en el terreno o en laboratorio antes del diseño final.

Tabla 2.15 Características típicas de los medios para humedales SFS

Tipo de material	Tamaño efectivo D ₁₀ (mm)	Porosidad, n (%)	Conductividad hidráulica, k _s (m ³ /m ² /d)
Arena gruesa	2	28-32	100-1.000
Arena gravosa	8	30-35	500-5.000
Grava fina	16	35-38	1.000-10.000
Grava media	32	36-40	10.000-50.000
Roca gruesa	128	38-45	50.000-250.000

Fuente Metcalf & Eddy. 2003

Humedales de flujo subsuperficiales

Las pérdidas por convección debidos a la acción del viento sobre las superficies abiertas de agua, pueden ser significativas, pero este no debería ser el caso para muchos humedales SFS con una buena densidad de vegetación, una capa de restos de vegetación y la presencia de una capa superior con grava relativamente seca. Estos efectos se ven mitigados por la capa de agua subyacente en el humedal, que tiene como resultado que las pérdidas por convección sean relativamente menores y pueden ser ignoradas para el modelo térmico. El modelo simplificado que se presenta más adelante está basado solamente en las pérdidas por conducción a la atmósfera y es conservador. La energía ganada por el flujo del agua a través del húmeda 1 viene dada por:

$$q_G = (c_p)(\delta)(A_s)(y)(n)$$

q_G = Energía ganada por el agua, J/ °C

c_p = capacidad de calor específico del agua, J/kg* °C

S = densidad del agua, kg/ m³

A = Área superficial del humedal, m²

Y = profundidad del agua en el humedal, m

n = porosidad del humedal (p.e. espacio disponible para el flujo del agua, el resto está ocupado por el medio (ver Tabla 13 para valores típicos) El calor perdido por el humedal SFS entero puede ser definido por la ecuación

$$q_L = (T_0 - T_a)(U)(\sigma)(A_s)(t)$$

Q_i = Energía perdida vía conducción a la atmósfera, J

T_0 = Temperatura del agua que entra al humedal, °C

T_a = Temperatura promedio del aire durante el período considerado.

U = Coeficiente de transferencia de calor a la superficie del lecho del humedal, W/m²

σ = Factor de conversión, 86400 s/d

A_s = Área superficial del humedal, m²

T = tiempo de residencia hidráulica en el humedal, d

El valor de T_a se obtendrá en los registros locales de meteorología, o de la estación meteorológica más cercana al sitio propuesto. El año con un invierno más frío durante los pasados 20 o 30 años de medición será el seleccionado como "año de diseño" para efectos de cálculo. Es aconsejable usar una temperatura del aire promedio, para un período de tiempo igual al tiempo de retención hidráulica del humedal.

El cálculo del valor del coeficiente de transferencia de calor (U) viene dado por:

$$U = \frac{1}{\left(\frac{y_1}{k_1}\right) + \left(\frac{y_2}{k_2}\right) + \left(\frac{y_3}{k_3}\right) + \left(\frac{y_4}{k_4}\right)}$$

$k_{(i-n)}$: = Conductividad de las capas i a n , W/ m* °C

$y_{(i-n)}$: = Espesor de las capas 1 a n , m

La Tabla 2.16 presenta los valores de conductividad para materiales que están presentes típicamente en un humedal SFS.

Los valores de conductividad de todos los materiales, excepto el de la capa con restos de vegetación del humedal, han sido bien establecidos y pueden encontrarse en la literatura. El valor para esta capa de restos de vegetación se cree conservador, pero es menor que el que se estableció y debe ser usado con cautela hasta que esté disponible una futura verificación.

Tabla 2.16 Conductividad térmica de los componentes de un humedal SFS

Material	K (W/m* °C)
Aire (sin convección)	0,024
Nieve (nueva o suelta)	0,08
Nieve (de largo tiempo)	0,23
Hielo (a 0 °C)	2,21
Agua (a 0 °C)	0,58
Capa de restos de vegetación	0,05
Grava seca (25% de humedad)	1,5
Grava saturada	2,0
Suelo seco	0,8

Fuente Metcalf & Eddy. 2003

El cambio de temperatura T_c proveniente de las pérdidas y ganancias definidas por la combinación:

$$T_c = \frac{q_L}{q_G}$$

T_c = cambio de temperatura en el humedal, °C

Entonces la temperatura del efluente será:

$$T_e = T_0 - T_c$$

La temperatura promedio del agua T_w en el humedal SFS será:

$$T_w = \frac{T_0 + T_e}{2}$$

Esta temperatura se compara con el valor asumido, cuando el tamaño y el tiempo de retención hidráulica del humedal se calcularon para cualquiera de los modelos de remoción, ya sea DBO o nitrógeno. Si estas dos temperaturas no están cercanas, se realizan nuevas iteraciones en los cálculos hasta que converjan.

2.5.- Marco normativo

Ley 1333 de Medio Ambiente.

En la ley 1333 se clasifican los cuerpos de agua en grupos dependiendo del tratamiento necesario para el consumo humano. Estos grupos son los siguientes.

Clase A.- Aguas naturales de máxima calidad, que las habilita como agua potable para consumo humano sin ningún tratamiento previo, o con simples desinfecciones bacteriológicas en los casos necesarios verificados por laboratorio.

Clase B.- Aguas de utilidad general, que para consumo humano requiere tratamiento físico y desinfección bacteriológica.

Clase C.- Agua de utilidad general, que para ser habilitadas para consumo humano requieren tratamientos físico-químico completo y desinfección bacteriológica.

Clase D.- Aguas de calidad mínima que, para consumo humano en los casos extremos de necesidad pública, requieren un proceso inicial de pre sedimentación, pues pueden tener una elevada turbiedad por elevado contenido de sólidos en suspensión, y luego tratamiento físico-químico completo y desinfección bacteriológica.

Tabla 2.17 Clasifican los cuerpos de agua en grupos

Parámetro mínimo volcado	Clase A	Clase B	Clase C	Clase D
aguas residuales.				
DBO5 (mg/lt)	<2	<5	<20	<30
DQO (mg/lt)	<5	<10	<40	<60
SS (mg/lt)	<10	<30	<50	<100
Nitrógeno (mg/lt)	5	12	12	12
Fosforo (mg/lt)	0.4	0.5	1	1

Fuente: ley del medio ambiente N 1333

2. Tecnologías de Tratamiento de AR. actualmente utilizadas en Bolivia para Poblaciones >10000 Hab.

Lagunas aerovías, Anaerobias, Facultativas y de Maduración Filtros percoladores.

Reactores anaerobios UASB, RALF habitualmente se utilizan sistemas combinados de depuración. Otros componentes del tratamiento primario utilizados son:

Tanques Imhoff.

Tanques sépticos.

3. Situación Actual de las PTARs en Bolivia

Plantas con deficiencias de dimensionamiento y/o diseño. Sobrecargas y/o mal funcionamiento.

Deficiente operación y manteniendo. Insuficiente captación de personal. Degradación progresiva de las plantas Problemas de olores, impacto visual, insectos.

4. Consecuencias.

- Incumplimiento generalizado de los parámetros de vertido: contaminación de cuerpos receptores (suelo y agua).
- Reuso de aguas residuales para riego agrícola con riesgos de contaminación microbiológica.
- Problemas de salud pública.

Rechazo social. Problemas para la ubicación de nuevas plantas dificultades para lograr las conexiones de diseño de las PTARs.

5. Análisis de las Tecnologías Utilizadas. -

Los aspectos considerados para el análisis de las deferentes tecnologías utilizadas son los siguientes:

- Capacidad de depuración.
- Coste comparativo de las tecnologías: equipos necesarios, superficie de ocupación.
- Necesidades de operación y mantenimiento.

Factores ambientales que afectan al funcionamiento. (temperatura, radiación, solar, viento precipitación).

Otros factores que afectan al funcionamiento: Características Físico-químicas del afluente, red del afluente separativo o unitaria

Problemas asociados de olores, impacto visual, insectos.

6. Objetivos.

Colaboración con el VAPSB en la formulación de normativas para plantas de tratamiento de aguas residuales y plantas de tratamiento de agua para el consumo humano.

Elaboración de propuestas de sistemas tipo de tratamiento de aguas residuales en función a las características ambientales, geofísicas y de población.

Formulación de propuestas para la rehabilitación de las plantas de tratamiento con problemas técnicos de funcionamiento.

En esta sección se detallan las leyes nacionales, departamentales y municipales que regulan la gestión del tratamiento de aguas residuales y sus impactos en el medio ambiente, a fin de enmarcar las actividades de la ampliación de la capacidad de las plantas de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Tarija en la legislación vigente.

A continuación, se detallan (cuadro 2.1) los organismos encargados de la gestión y política ambiental a nivel nacional y departamental.

Cuadro 2.1 Organismos encargados de la gestión y política ambiental

	ORGANISMO	REPRESENTANTE	ATRIBUCIONES
NIVEL NACIONAL	Ministerio de Desarrollo Sostenible y Medio Ambiente (MDSMA)	Secretario Nacional de Desarrollo Sostenible y Medio Ambiente (rango de ministro)	Órgano, normativo, encargado de formular, definir y velar por el cumplimiento de las políticas, planes y programas sobre la protección y conservación del medio ambiente y los recursos naturales, entre otras.
	Secretaría Nacional de Recursos Naturales y Medio Ambiental (SNRNMA)		Organismo encargado de la Gestión Ambiental, dependiente de la Presidencia de la República, a través del cual el ministro desempeña sus atribuciones, funciones y competencias.
	Subsecretaría de Medio Ambiente (SSMA)	Viceministro de Recursos Naturales y Medio Ambiente	Autoridad Ambiental Competente Departamental (AACD)
NIVEL DEPARTAMENTAL	Consejos Departamentales del Medio Ambiente (CODEMA)	Formado por 7 representantes de instituciones regionales, públicas, privadas, cívicas, empresariales, laborales y otras, convocadas por los Gobiernos Departamentales	Organismo de máxima decisión y consulta a nivel departamental en cuanto a política del medio ambiente.
	Secretarías Departamentales del Medio Ambiente	Secretario Departamental del Medio Ambiente	Entidades descentralizadas de la SENMA, con atribución de ejecutar las políticas departamentales emanadas de los CODEMA velando que las mismas se encuentren enmarcadas en la política nacional del medio ambiente
		Prefecto del Departamento	Autoridad Ambiental Competente Departamental (AACD)

Fuente: Autoridades en materia ambiental a nivel nacional y departamental

A continuación, se muestran en la (tabla 2.18) los parámetros más importantes que se deben tener en cuenta en cuanto a la clasificación de los cuerpos de agua

Tabla 2.18 Clasificación de los cuerpos de agua según su aptitud de uso

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

Fuente ley 1333 Reglamento de materia de contaminación hídrica

2.6.- Marco conceptual

2.6.1.- Agua Residual

Entre 70 y 80% de las aguas recibidas a domicilio se transforman en residuales. Parte de los residuos contenidos en estas aguas son materia que consume o demanda oxígeno para su oxidación, tales como material fecal, restos de alimentos, aceites y grasas. Otra parte de los residuos son detergentes, sales, sedimentos, material orgánico no biodegradable y también microorganismos patógenos. La materia orgánica biodegradable y algunas sales inorgánicas constituyen nutrientes para los microorganismos.

2.6.2.- Características físicas: Definición

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

Sólidos Totales

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

Olores

Normalmente, los olores son debido a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica

La problemática de los olores está considerada como la principal causa de rechazo a la implantación de instalaciones de tratamiento de aguas residuales

Los olores molestos pueden reducir el apetito, inducir a menores consumos de agua, producir desequilibrios respiratorios, náuseas y vómitos, y crear perturbaciones mentales

Temperatura

Dado que el calor específico del agua es mucho mayor que el del aire, las temperaturas registradas de las aguas residuales son más altas que la temperatura del aire durante la mayor parte del año.

En función de la situación geográfica, la temperatura media anual del agua residual varía entre 10 y 21 °C, pudiéndose tomar 15,6 °C como valor representativo

Color

El agua residual reciente suele tener un color grisáceo. Sin embargo, al aumentar el tiempo de transporte en las redes de alcantarillado y al desarrollarse condiciones más próximas a las anaerobias, el color del agua residual cambia gradualmente de gris a gris oscuro, para finalmente adquirir color negro

2.6.3.- Características químicas, Definición

Materia orgánica

Tal y como se puede apreciar, cerca del 75% de los sólidos en suspensión y del 40% de los sólidos filtrables de un agua residual de concentración media, son de naturaleza orgánica. Son sólidos que provienen de los reinos animal y vegetal, así como de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de compuestos orgánicos.

Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas (40-60 %), hidratos de carbono (25-50 %), y grasas y aceites (10 %). Otro compuesto orgánico con importante presencia en el agua residual es la urea, principal constituyente de la orina

Medida del contenido orgánico

El primer grupo incluye los siguientes ensayos de laboratorio:

- (1) demanda bioquímica de oxígeno (DBO),
- (2) demanda química de oxígeno (DQO),
- (3) carbono orgánico total (COT).

Demanda bioquímica de oxígeno (DBO 5).

La determinación del mismo está relacionada con la medición del oxígeno disuelto que consumen los microorganismos en el proceso de oxidación bioquímica de la materia orgánica

2.6.4.- Materia inorgánica

Las concentraciones de las sustancias inorgánicas en el agua aumentan por el contacto del agua con las diferentes formaciones geológicas

Las aguas naturales disuelven parte de las rocas y minerales con los que entran en contacto

PH.

El agua residual con concentraciones de ion hidrógeno inadecuadas, presenta dificultades de tratamiento con procesos biológicos, y el efluente puede modificar la concentración de ion hidrógeno en las aguas naturales si ésta no se modifica antes de la evacuación de las aguas.

Gases

Los gases que con mayor frecuencia se encuentran en aguas residuales brutas son el nitrógeno (N₂), el oxígeno (O₂), el dióxido de carbono (CO₂), el sulfuro de hidrógeno (H₂S), el amoníaco (NH₃), y el metano (CH₄). Los tres primeros son gases de común presencia en la atmósfera, y se encuentran en todas las aguas en contacto con la misma. Los tres últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales

2.6.5.- Características biológicas: Definición

(1) principales grupos de microorganismos biológicos presentes, tanto en aguas superficiales como residuales, así como aquellos que intervienen en los tratamientos biológicos

(2) organismos patógenos presentes en las aguas residuales;

Microorganismos

Las plantas tales como los helechos, los musgos, las plantas hepáticas y las plantas de semilla están clasificadas como eucariotas multicelulares.

Bacterias

El papel que desempeñan las bacterias en los procesos de descomposición y estabilización de la materia orgánica, tanto en el marco natural como en las plantas de tratamiento, es amplio y de gran importancia.

Hongos

Los hongos son saprófitos; basan su alimentación en materia orgánica muerta. Juntos con las bacterias, los hongos son los principales responsables de la descomposición del carbono en la biosfera

Virus.

Los virus excretados por los seres humanos pueden representar un importante peligro para la salud pública. Por ejemplo, a partir de datos experimentales, se ha podido comprobar que cada gramo de heces de un paciente con hepatitis contiene entre 10.000 y 100.000 dosis de virus hepático [10]. Se sabe con certeza que algunos virus pueden sobrevivir hasta 41 días, tanto en aguas limpias como residuales a la temperatura de 20 °C, y hasta 6 días en un río normal.

Organismos Patógenos

Los organismos bacterianos patógenos que pueden ser excretados por el hombre causan enfermedades del aparato intestinal como la fiebre tifoidea y paratifoidea, la disentería, diarreas y cólera. Debido a la alta infecciosidad de estos organismos, cada año son responsables de gran número de muertes en países con escasos recursos sanitarios, especialmente en zonas tropicales

Uso de organismos indicadores

Se emplea el organismo coliforme como organismo indicador, puesto que su presencia es más numerosa y fácil de comprobar, cada ser humano evacúa de 100.000 a 400.000 millones de organismos coliformes cada día. Por ello, se considera que la presencia de coliformes puede ser un indicador de la posible presencia de organismos patógenos, y que la ausencia de aquéllos es un indicador de que las aguas están libres de organismos que puedan causar enfermedades.

CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DE PROCESOS Y SELECCIÓN DEL PROCESO DE TRATAMIENTO

3.1.- Introducción

Las diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias de una planta de tratamiento funcionan como un sistema, por lo que la elección del proceso de tratamiento a utilizar se debe abordar desde una perspectiva global. La mayor parte de la selección de procesos se basa en la evaluación y valoración de diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias. Los factores de mayor importancia en la valoración y selección de los procesos y operaciones unitarias se muestran en la (Tabla 3.1)

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

3.2.- Proceso de tratamiento

El proceso de tratamiento que se ha escogido para este diseño constará de un tratamiento preliminar, un tratamiento primario, un tratamiento secundario

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

Tabla 3.1 Factores por considerar en la selección y evaluación de las operaciones y procesos unitarios

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

Fuente: Metcalf & Eddy, 1996

3.2.1.- **Tanque de sedimentación Imhoff**

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

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

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

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

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

Cuando los tanques se emplean como paso previo de tratamientos biológicos, el cual es el caso del proyecto, su función es la reducción de la carga afluente a los reactores biológicos. Los tanques de sedimentación primaria dimensionados y operados eficientemente pueden eliminar entre el 50% y 70% de los sólidos suspendidos y entre el 25 y 40% de la DBO₅.

3.2.2.- **Fundamentos del diseño**

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

3.2.3.- **Tratamiento biológico**

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

3.2.4.- **Procesos aerobios y anaerobios**

Los procesos biológicos pueden clasificarse en:

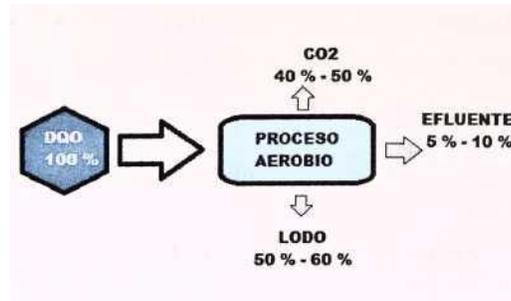
Procesos aerobios:

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

Ocurre solamente cerca del 40 % a 50 % de degradación biológica, con la consecuente conversión en CO₂ se verifica una enorme incorporación de materia orgánica como biomasa microbiana (50 % a 60 %).

El material orgánico no convertido en gas carbónico o en biomasa queda en el reactor como material no degradado (5% a 10 %), (ver en la figura 3.1).

Figura 3.1 Proceso aeróbico



Fuente: <https://es.slideshare.net>

Procesos anaerobios:

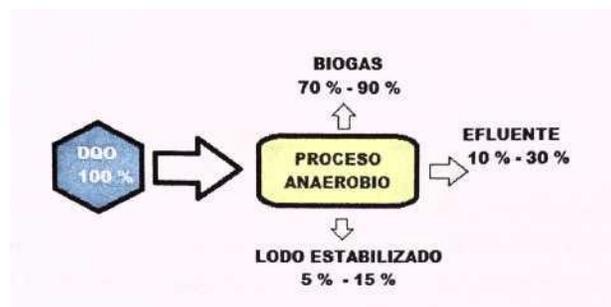
Sistema cuyo metabolismo bacteriano se realiza en ausencia de oxígeno libre, es capaz de transformar la materia orgánica presente de las aguas residuales en lodos y biogás. Participan bacterias estrictamente anaerobias

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

Apenas una pequeña parcela es convertida en masa microbiana (5 % a 15 %) llegando a ser el lodo excedente del sistema, el lodo excedente es más concentrado y con mejores características de deshidratación. (ver en la figura 3.2).

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

Figura 3.2 Proceso anaeróbico



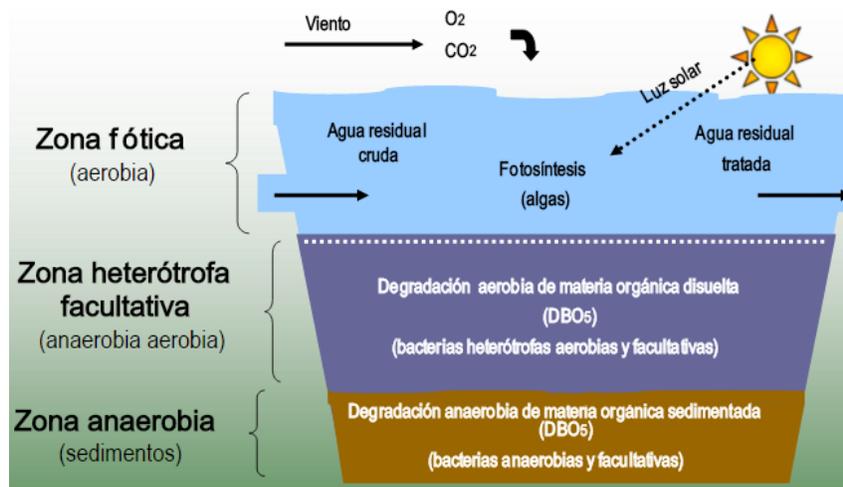
Fuente: <https://es.slideshare.net>

Procesos facultativos:

La descomposición de la materia orgánica se lleva a cabo por organismos que son indiferentes en la presencia o ausencia de oxígeno disuelto. En este proceso participan bacterias aerobias, anaerobias y facultativas.

Procesos combinados: Es la combinación de los procesos anteriores, se muestran en la (figura 3.3)

Figura 3.3 Proceso aerobio



Fuente: tratamientodelagua.com

Figura 3.4 Proceso anaeróbico

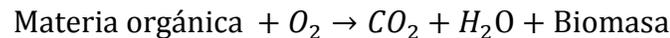


Fuente: <http://xrd.equipment.com>

3.2.5.- **Microbiología del proceso aerobio**

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

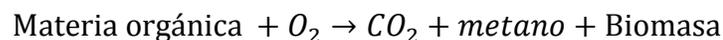
Porque en la reacción química se produce lo siguiente.



3.2.6.- **Microbiología del proceso anaerobio**

En este caso la conversión de la materia orgánica se produce en tres etapas, la primera es la transformación por vía enzimática. El segundo paso se llama Acido génesis y se trata de la conversión bacteriana de los compuestos producidos en la primera etapa en compuestos intermedios identificable de menor peso molecular. El tercer paso se llama metano génesis y se trata de la conversión bacteriana de los compuestos intermedios en productos finales más simples. Con el objeto de mantener un sistema de tratamiento anaerobio, el contenido del reactor deberá carecer de oxígeno disuelto y estar libre de metales pesados y sulfuras.

Tener pH situados entre 6.5 y 7.5. El pH no debe descender por debajo de 6.2, puesto que este punto marca el límite de actividad de las bacterias formadoras de metano. Es necesario disponer de suficiente cantidad de nutriente tales como fósforo y nitrógeno. Cabe destacar que las ventajas que ofrece el proceso anaerobio pueden ser de gran utilidad, como la generación de gas metano y poca generación de lodos ya aptos para su utilización.



3.2.7.- **Procesos unitarios del tratamiento biológico**

Los procesos biológicos de aplicación más común son:

- Proceso de lodos activados
- Lagunas aireadas
- Filtros percoladores
- Biódiscos
- Estanques de estabilización

3.2.8.- **Sistemas biológicos de tratamiento de aguas residuales**

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

Existen varias formas de llevar a cabo el tratamiento biológico. En la (Tabla 3.2) se resumen los más importantes.

Tabla 3.2 Proceso biológico de tratamiento de aguas residuales

Tipo de sistemas	Nombre del tratamiento
Sistemas Biológicos no Convencionales	Lagunas de Estabilización
	Lombrifiltración
Sistemas Biológicos Convencionales	Lagunas aireadas
	Biofiltros o filtros percoladores
	Biódiscos
	Lodos activados
	Aireación extendida
	Zanjas de oxidación
	SBR
Sistemas Biológicos Innovadores	Biorreactor de membrana (MBR)
	Película fija integrada en lodos (DFAS)
	Procesos anaeróbicos
	Biorreactor de lecho fluidizado
	Lodo activado en pozo profundo
Sistemas Biológicos de Remoción de nutrientes	Remoción biológica de fósforo
	Remoción biológica de nitrógeno

Fuente Metcalf & Eddy, 2003

3.2.9.- Sistemas biológicos no convencionales

Lagunas de estabilización

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

La capa superficial de agua contiene oxígeno disuelto debido a la aireación atmosférica y la respiración algal, lo que condiciona la existencia de microorganismos aeróbicos

La capa de fondo de la laguna contiene los depósitos de sólidos, los cuales se descomponen debido a la acción de bacterias anaeróbicas (fermentación anaeróbica)

La capa intermedia es parcialmente aerobia y anaeróbica, en la que la descomposición de los residuos orgánicos la llevan a cabo las bacterias facultativas.

Aplicabilidad

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

Eficiencia del tratamiento (tabla 3.3)

Tabla 3.3 Eficiencias de remoción de lagunas de estabilización

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

Fuente: Sperling, 1996

Ventajas

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

Desventajas

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

Humedales

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

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

Eficiencia del tratamiento

En la (Tabla 3.4), se ven los resultados de remoción de los parámetros más importantes

Tabla Eficiencia de remoción del sistema de humedales

Tabla 3.4 Eficiencia de remoción del sistema de humedales

Parámetro	Eficiencia
DBO	49-96%
Sólidos totales	51 -98%
Nitrógeno	12-86%
Fósforo	12-91%
Coliformes fecales	82-99%

Fuente: Grites et al, 2006

Ventajas

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

Desventaja

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

3.2.10.- Sistemas de tratamiento del tipo convencional

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

Lagunas aireadas

El proceso de lagunaje aireado usa como reactor un depósito excavado en el terreno. El oxígeno necesario se suministra mediante difusores sumergidos o aireadores superficiales. Existen dos tipos de lagunas aireadas: las aerobias y las facultativas. La diferencia entre ellas es que, en una laguna aerobia, la totalidad de los sólidos se mantiene en suspensión gracias a la potencia de la aireación artificial, mientras que, en la facultativa, la potencia entregada solo permite introducir oxígeno necesario para el proceso, pero no asegura que todos los sólidos se mantengan en suspensión. Esto produce la generación de algas y la decantación de parte de los sólidos en la laguna, los cuales se digieren anaeróbicamente en el fondo. El tiempo de retención hidráulico generalmente fluctúa entre 4 y 6 días.

Aplicabilidad

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

Eficiencia de tratamiento

En la (Tabla 3.5), se muestran las eficiencias alcanzadas tanto para las lagunas aireadas aerobias como para las lagunas aireadas facultativas:

Tabla 3.5 Eficiencia lagunas aireadas aerobias

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

Fuente: Sperling, 1996

Si se incluye laguna de sedimentación posterior a la laguna aireada, la remoción de DBO aumenta a 80-90%; y la de sólidos suspendidos totales alcanza también bordea los 80-90% en la tabla 3.6 se muestran las eficiencias si se incluye una laguna de sedimentación.

Tabla 3.6 Eficiencia lagunas aireadas facultativas

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

Fuente: Sperling, 1996

Ventajas

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

Desventajas

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

3.2.11.- Biofiltros o filtros percoladores

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

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

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

Aplicabilidad

Los filtros percoladores son aplicables para tratar aguas residuales domésticas e industriales. Está comprobado que los cultivos fijos a un soporte o medio son afectados en menor medida que los cultivos suspendidos ante cambios en las condiciones ambientales por lo que este sistema sería también aplicable en zonas donde la temperatura varía bastante durante el día y durante el año.

Eficiencia de tratamiento

Los filtros percoladores bien operados pueden producir un efluente con bajas concentraciones de DBO y altamente mirificado; en la tabla 3.7 se muestran las eficiencias

Tabla 3.7 Eficacia de remoción de biofiltros

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

Fuente: Sperling, 1996

Ventajas

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

Desventajas

- Desarrollo de vectores sanitarios especialmente en climas cálidos o templados
- Se requiere de clarificación primaria
- Se requiere de bombeo para alimentar al filtro percolador
- Posibilidad de generar malos olores en los clarificadores primarios, el filtro percolador y las instalaciones de manejo de lodos residuales
- Operación y mantenimiento moderados, con operador capacitado

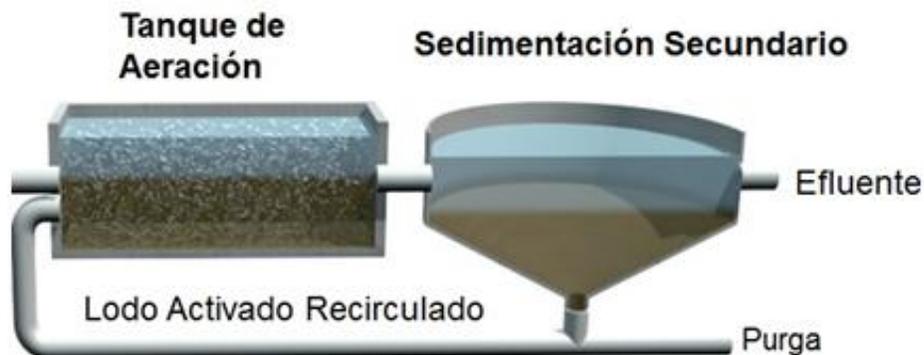
3.2.12.- Lodos activados

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

El tratamiento primario corresponde a sedimentación, donde básicamente se remueven sólidos suspendidos. Éstos sólidos generalmente están constituidos en gran parte por materia orgánica, lo que implica una reducción de la DBO particulada, como se muestran en la (figura 3.5)

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

Figura 3.5 Sistema convencional de tratamiento mediante lodos activados



Fuente: Proceso convencional de lodos activados (Modificado de Remalbo, 1996)

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

Aplicabilidad

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

Eficiencia de tratamiento

El efluente obtenido es de muy buena calidad si se complementa con desinfección. Las eficiencias de remoción se muestran en la (Tabla 3.8)

Tabla 3.8 Eficiencia de remoción lodos activados

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

Fuente Metcalf & Eddy. 2003

Ventajas

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

Desventajas

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

Reactores anaerobios UASB

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

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

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

Eficiencia del tratamiento

Los reactores anaerobios de (lujo ascendente bien operados pueden producir un efluente con bajas concentraciones de DBO y DQO; en la (tabla 3.9) se muestran las eficiencias

Tabla 3.9 Eficiencia de remoción de reactor UASB

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

Fuente: Carlos Augusto de Lemos Chemicharo

Ventajas

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

Desventajas

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

3.2.13.- Sistemas innovadores

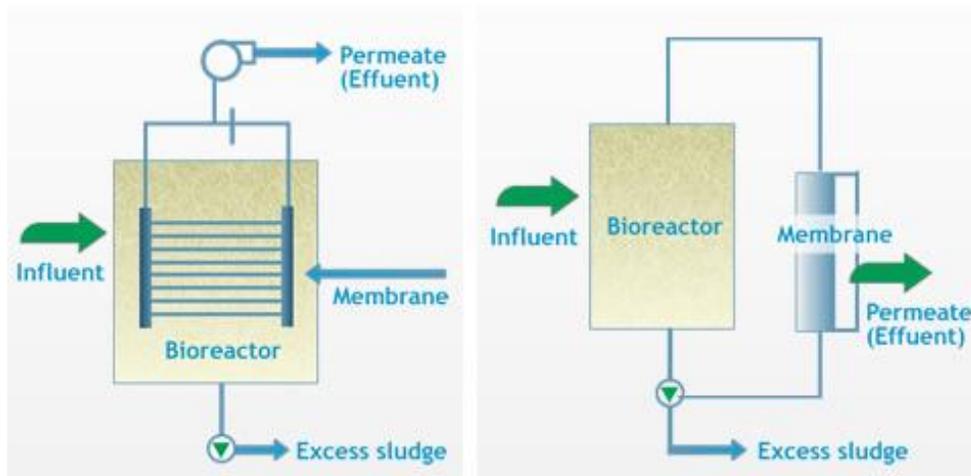
Los sistemas innovadores corresponden a tecnologías que han sido probadas a escala de demostración, que han estado disponibles e implementadas en Estados Unidos por lo menos cinco años o que tienen un nivel de uso inicial. De un informe de la U S Environmental Protection Agency (U S EPA) se señala una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

3.2.14.- Biorreactor de membrana (MBR)

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

El uso de membranas (figura 3.6), en vez de clarificadores tiene como consecuencia un lodo activado con mayor concentración de biomasa (mayores SSLM), lo que permite el uso de biorreactores más pequeños.

Figura 3.6 Sistema MBR con membranas sumergidas



Fuente: <https://gedar.com>

Aplicabilidad

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

Eficiencia del tratamiento

En la (Tabla 3.10), se ven los resultados de remoción de los parámetros más importantes:

Tabla 3.10 Eficiencia de remoción del sistema MBR

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

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

Ventajas

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

Desventajas

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

3.2.15.- **Sistemas biológicos para remoción de nutrientes**

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

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

Selección del tratamiento primario y secundario

Una vez hecho una descripción general de las distintas alternativas que comprende el tratamiento secundario o biológico, es conveniente enfocarnos a una sola de ellas sobre la cual se desarrollará el resto de este proyecto. Para esto se deben tomar en cuenta a que es lo que se quiere llegar con el efluente y que disponibilidad de espacio tenemos. Con la finalidad de conocer qué tipo de sistema ofrece mayor número de beneficios, pierde posibilidades factibles de construcción, mantenimiento y operación, a continuación, se muestra un análisis comparativo de los procesos comúnmente utilizados en el tratamiento de agua residual Tabla 3.11, así como la comparación de las eficiencias (en términos de DQO) de remoción, en ciertos tiempos de retención hidráulico de algunos sistemas de tratamiento anaerobio.

Tabla 3.11 Análisis comparativo de los procesos comúnmente utilizados en el tratamiento de aguas residuales.

Descripción	Laguna Anaerobia	Lodos Activados	UASB
% Remoción	Buena	Muy buena	Buena
Sólidos Suspendedos	90	>95	85
Material orgánico	90	>98	85
Nutrientes	20	>95	20
Patógenos	99	>95	90
Costos	Buena	Mala	Muy buena
Construcción (\$/hab.)	25	50	15
Mantenimiento (\$/hab.)	2	5	2
Tamaño	Mala	Buena	Muy buena
Profundidad	1	4	5
Área (m ² /hab.)	3	0.03	0.01
Tiempo de retención hidráulico	20 - 30 días	12 - 24 hr.	4-8 hr.
Volumen (m ³ /hab.)	3-4	75 - 150 Lts.	25-50 Lts.
Estabilidad	Buena	Mala	Buena
Simplicidad	Muy buena	Mala	Muy buena
Inconvenientes	Olor, insectos, mal aspecto al paisaje	Lodo	Olor

Fuente: Elaboración propia

A partir de las comparaciones anteriores, se observa en la tabla 3.11, que los sistemas ofrecen buenas eficiencias de remoción, UASB (85%), lagunas anaerobias (90%) y lodos activados (>95%). Sin embargo, el proceso de lodos activados requiere de altos costos de construcción, operación complicada, el lodo de purga necesita tratamiento posterior, además que no tiene estabilidad frente a interrupciones de energía eléctrica y de alimentación; el sistema de laguna anaerobia requiere de un área bastante mayor respecto a otros procesos, además de tener un tiempo de retención hidráulico muy largo.

Al contrario, el reactor UASB, ofrece una eficiencia aceptable, buena estabilidad, operación sencilla y costos de construcción/mantenimientos económicos.

También en noviembre del **2008** se realizó alternativas de solución al diseño de la planta de tratamiento en la **ciudad de Tarija**, comparando cuatro de los tratamientos más usados.

3.2.16.- **Lagunas de oxidación**

Principales ventajas

- Alto rendimiento de DBO/DQO.
- Alto rendimiento remoción de patógenos
- Operación simple.
- Bajo costo de construcción y operación

Principales desventajas

- Requiere una superficie grande 135 ha para el caso de Tarija (2030);
- Bajo rendimiento en remoción de nutrientes (N & P).
- Malos olores, difícilmente de controlar por las características climáticas de Tarija con cambios bruscos de la presión atmosférica y temperatura

3.2.17.- **Lodos activados**

Principales ventajas

- Sistema relativamente compacto
- Alto rendimiento (DBO/DQO):
- Alto rendimiento remoción de nutrientes (N & P).
- Amplia experiencia a nivel mundial

Principales desventajas

- Requiere una superficie plana de 10-12 ha en el caso de Tarija (2030).
- Moderado a bajo rendimiento en remoción de patógenos.
- Ocasionalmente malos olores (manejable).
- Operación requiere de un equipo técnico experimentado.
- Requiere suministro continuo de mucha electricidad,
- El manejo de los lodos residuales no es simple
- Altos costos de operación (energía y procesamiento de lodos)

Bio-filtración en dos pasos: tanques de alta y baja carga

Principales ventajas

- Sistema compacto y modular;
- Buen rendimiento (DBO/DQO) dentro de las normas;
- Operación relativamente simple;
- Energía neutral y bajo costo de operación;
- Manejo simple de los lodos residuales;
- Efluente apto para riego contiene N & P

Principales desventajas

- Moderado a bajo rendimiento remoción de patógenos.
- Ocasionalmente malos olores (manejable).

Combinación UASB. y humedales artificiales

Principales ventajas

- Sistema compacto y modular, requiere 5-7 ha en el caso de Tarija (2030);
- Buen rendimiento (DBO/DQO) que depende de la temperatura ambiental;
- Operación relativamente simple.
- Energía neutral y bajo costo de operación;
- Manejo simple de los lodos residuales.
- Efluente apto para riego contiene N & P

Principales desventajas

- Moderado a bajo rendimiento remoción de patógenos;
- Ocasionalmente malos olores (manejable)

Tabla 3.12 Selección de la opción tecnológica más apropiada para Tarija

Descripción	Lagunas de Oxidación	Lodos Activados	Bio-filtración	UASB-HUMEDAL ARTIFICIAL
Espacio	No opción, sitio es demasiado pequeño	Muy difícil de realizar en La Pintada	Apto para La Pintada, pero requiere obras de aplanación	Apto para La Pintada, md para una extensión con un módulo adicional
DBO remoción	Suficiente	Suficiente	Suficiente	Suficiente
Remoción NS. P	No necesario reuso	No necesario reuso	No necesario reuso	No necesario reuso
Segunda bacteriológico efluente	Suficiente	Requiere post tratamiento	Requiere post tratamiento	Requiere post tratamiento
Eficiencia (rendimiento)	Aceptable	Aceptable	Aceptable	Bajo rendimiento durante períodos fríos
Problemas	No-aceptable	Aceptables	Aceptables	Aceptables
Digestión de lodos	Simple y barato	Complejo y costoso	Relativamente complejo	Simple y barato
Segunda de operación	Operación segura	Requiere una continua provisión de electricidad sin interrupciones	Relativamente segura: energía neutra	Relativamente segura, energía neutra
Inversión inicial	Bajo	Alto	Medio	Medio
Costo de operación	Bajo	Alto	Medio	Bajo
Simplicidad de operación	Opción ente simple	Relativamente simple	Relativamente simple	Relativamente simple

Fuente: GIRH Tarija

Por lo que se ve conveniente escoger como proceso principal de la planta de tratamiento el reactor anaerobio UASB-HUMEDAL ARTIFICIAL.

CAPÍTULO 4 SITUACIÓN ACTUAL DEL PROYECTO

4.1.- Ubicación del Proyecto

4.1.1.- Localización y descripción del área del proyecto

El proyecto se encuentra ubicado en el departamento de Tarija, Provincia Cercado, Municipio de Cercado, Distrito N° 16, en la comunidad de Tolomosita Sud, con Código de INE 06010103010, a una Latitud $21^{\circ}37'12.36''$ S y una Longitud $64^{\circ}44'52.55''$ O.

Como se muestran en la (figura 4.1)

Figura 4.1 Ubicación geográfica del lugar del proyecto



Fuente: (Google Earth Pro, 2018)

La población a beneficiar se caracteriza por ser mayormente semi-dispersa y solo en la zona de las cabañas cercanas al lago San Jacinto se presenta una población concentrada.

4.1.2.- **Descripción del relieve de la zona**

En la zona donde se emplazará el proyecto se observa la presencia de serranías moderadamente desiertas en cercanía de una llanura lacustrita, por lo que la variación de pendientes es considerable.

Esta zona no presenta mucha roca al estar al margen del lago San Jacinto en las partes bajas permite a los pobladores cultivar diversos productos agrícolas.

4.1.3.- **Aspectos climáticos**

Temperatura

Las temperaturas están fuertemente relacionadas con la altura y las estaciones del año. El clima en esta región es sub húmedo presentando épocas de veranos cálidos e inviernos crudos.

La información climatológica fue obtenida de diversas fuentes, pero básicamente del SENAMHI.

La temperatura media anual se encuentra alrededor de los 17,8 °C, la mínima mensual extrema de -8,5 (mes de agosto), y la máxima extrema mensual con 39.3

Humedad relativa

La humedad relativa en el aérea de influencia de la presa, comunidad de San Jacinto, depende de factores como temperatura, altura sobre el nivel del mar, orientación de las pendientes y régimen de precipitación, es así que varía de acuerdo a zonas bien diferenciadas. Los meses con humedad relativa más alta que son: enero, febrero y marzo con valores cercanos a 80% de humedad, mientras que en junio y julio este valor es alrededor del 35%

Vientos

La época en la cual se registran con mayor intensidad está comprendida entre los meses de julio a octubre, se registran las mayores velocidades del viento que generalmente son del orden de 8,7 km/h, a 2 m de altura con dirección sud. De acuerdo a datos obtenidos en la estación del Tejar, los vientos predominantes se presentan del sudeste, con una velocidad media de 6,3 km/h, en los meses de septiembre y octubre, se tiene

las mayores velocidades con 8,8 y 9,2 km/h, respectivamente, mayo es el mes con vientos con velocidades menores a 4,9 km/h.

Precipitación

Los datos de precipitación señalan que el promedio anual es de 657,4 mm para todo el sistema y los valores varían desde los 386,3 mm, hasta los 1074,1 mm. Por el sector del sistema de riego de Tablada, la precipitación es Mayor por la proximidad con la cordillera de Sama. La precipitación se caracteriza por periodos relativamente cortos de lluvias (noviembre-abril), con regímenes de precipitaciones muy variables en cuanto a frecuencia e intensidad y con un periodo largo de estiaje (mayo-octubre), periodo en el cual es más notorio el déficit de agua en las subcuencas del Río Santa Ana. También se presentará precipitaciones máximas en 24 horas en un promedio de 109,4 mm.

4.2.- Aspectos socioeconómicos de la comunidad

4.2.1.- Características socio culturales

Composición étnica de la población

Los habitantes de las Comunidades campesinas son descendientes de blancos criollos y mestizos provenientes principalmente de diversas zonas del Valle Central de Tarija. En cuanto al área de influencia del proyecto, se puede decir que actualmente el 100% de población es de origen Mestizo/Criollo.

Producción agrícola

Los principales productos cultivados son: maíz, papa, arveja, hortalizas, cebolla, tomate y frutales.

La producción agrícola es destinada al autoconsumo y se vende cuando la cosecha es suficiente. La venta de productos agrícolas se realiza en el mercado regional.

Descripción de las características sociales

Cada región tiene costumbres y tradiciones que lo identifican culturalmente.

Entre las costumbres más sobresalientes de la comunidad beneficiada se muestran en el (cuadro 4.1)

Cuadro 4.1 Costumbres y calendario festivo

COMUNIDAD	CALENDARIO FESTIVO	TIPO DE FIESTA
Tolomosita Sud	Enero	Año Nuevo
	Febrero – Marzo	Carnaval
	Marzo – Abril	Semana Santa
	Agosto	Chaguaya
	Septiembre	San Roque
	Noviembre	Todos Santos
	Diciembre	Navidad

Fuente: Encuesta realizada en la comunidad elaboración: Propia

Rol de los varones y las mujeres en la comunidad

El rol de los hombres y mujeres dentro las comunidades rurales son compartidas, puesto que la mujer asume un papel importante en las diferentes faenas agrícolas, donde su participación es intensa en cada etapa de la producción agropecuaria (siembra, cosecha. pastoreo) y con una mayor participación en el cuidado del hogar y enseñanza educativa de los niños.

El rol de los varones, como en todas las comunidades rurales, es de atender y cultivar las tierras, realizar las labores culturales de las tierras desde el inicio en que se siembra hasta la cosecha del último producto, cuidado de animales, etc.

Sin embargo, esta comunidad está muy cerca de la ciudad así que tanto hombres como mujeres se dedican a actividades laborales diversas como turismo, comercio, construcción, profesionales de diferente índole, entre otros.

Situación económica

Debido a la cercanía de la comunidad con la ciudad de Tarija, las actividades son muy diversas, aproximadamente el 14,66% de la población se dedica a la agricultura, el 21,46% se dedica al comercio de alimentos y bebidas en la zona cercana a la Represa de San Jacinto, el 10,47% de la población esta netamente dedicado a las labores domésticas, el 38,74% se encuentra estudiando y el 6,81% son albañiles. Entre el resto de la población encontramos mecánicos, carpinteros, transportistas, abogados, pintores, técnicos industriales, choferes y fotógrafos entre otros.

Cabe resaltar que en la Comunidad existen varios centros dedicados al turismo y recreación, entre los cuales tenemos: El Huerto del Edén, La casa del Lago y las Cabañas de la familia Canedo, estos centros reciben un gran número de personas durante los fines de semana ya que en estos no solo se hospedan temporalmente a personas, también son alquilados para eventos.

Educación

La comunidad de Tolomosita Sud cuenta con una Unidad Educativa; sin embargo, esta no está en funcionamiento, debido a que anteriormente solo se contaba con una profesora para todos los estudiantes, no pudiendo lograrse una educación adecuada al existir estudiantes desde los 6 años hasta los 15 años. Por este motivo los padres de familia decidieron enviar a sus hijos a escuelas de comunidades vecinas.

La mayoría de la población en la comunidad es adulta. A continuación, se observa en el (cuadro 4.1) los grados de educación que alcanzaron los habitantes de la comunidad.

Cuadro 4.2 Nivel de educación

Comunidad/ Nivel De Educación	Ninguno	Primaria	Secundaria	Universitaria	Profesional
Tolomosita Sud	32	250	115	46	37

Fuente: Encuesta realizada en la comunidad Elaboración: Propia

Basura

Los camiones basureros de EMAT ingresan solo hasta una parte de la comunidad, por lo que solo el 64% se ve beneficiado con este servicio. El resto procede al quemado de la basura.

Viviendas

Los materiales predominantes en las viviendas dentro de la comunidad se encuentran en el siguiente cuadro (4.3):

Cuadro 4.3 Materiales predominantes en las viviendas

Uso	Ciudad de Tarija	Lago San Jacinto	Río Tolomosa	Compra de bidones de agua	Tolomosa Centro	Canal de Riego Tolomosa	Agua de lluvia	Tablada
Beber y cocinar	42,22%	20%	2,22%	4,44%	17,78%	6,67%	2,22%	4,44%
Higiene personal y lavado de ropa		61,90%	11,90%			21,43%	2,38%	2,38%

Fuente: Encuesta realizada en la comunidad elaboración: propia

4.2.2.- Otros servicios

Energía eléctrica

En la comunidad el 91,11% de las familias cuenta con energía eléctrica, sin embargo, todavía existen familias que no cuentan con el servicio.

Gas

Todas las familias compran garrafas de gas; hasta la fecha no cuentan con gas domiciliario.

Transporte público

A la zona solo entra una línea de taxi-trufis que no recorre la comunidad en su totalidad, solo el 66,67% de la población tiene cerca el servicio de transporte público.

Medios de comunicación

La comunidad solo tiene telefonía celular como medio de comunicación.

Organizaciones existentes en la localidad

Las organizaciones existentes en la comunidad son:

- Sindicato Agrario
- Corregimiento
- Comité de Agua

Estas organizaciones han sido implementadas recientemente dentro de la comunidad y se dedican a gestionar proyectos con diversas entidades públicas. Cabe resaltar que se observa una importante participación de las mujeres en todas las organizaciones.

Disponibilidad de mano de obra y materiales de construcción**Locales**

La comunidad no tiene interés en coparticipar en el proyecto con mano de obra ni con dinero en efectivo, sin embargo, creen que es posible usar materiales de construcción existentes en la zona.

4.3.- Situación actual del agua potable

Funcionamiento

Obra de toma

La obra de toma actual consiste en un pozo profundo dentro de la comunidad, extraída con una bomba trifásica sumergible de 5,5 HP que conducirá el agua a un tanque semienterrado de veinte metros cúbicos; al encontrarnos por debajo de la cota del 90% de las viviendas debemos bombear nuevamente el agua hacia otro tanque que se encuentra ubicado a una altura que asegura las presiones requeridas de diseño.

Tanque de almacenamiento

La obra de toma se encuentra en una cota inferior a la cota del 90% de las viviendas existentes en la comunidad.

El primer tanque se centrará cerca de la obra de toma, se trata de un tanque semienterrado de veinte metros cúbicos desde el cual se bombeará agua al tanque semienterrado de treinta y cinco metros cúbicos que se encuentra en una cota que garantiza óptimas presiones de servicio en el sistema.

Red de distribución

La ubicación y trazado de la red se ha definido en función a las características topografías de la localidad, densidad poblacional y ubicación del tanque de almacenamiento.

El trazado del presente sistema corresponde a una red abierta establecida para poblaciones dispersas o nucleadas, debido a que presenta su desarrollo a lo largo de la vía de acceso a la comunidad.

La ubicación y trazado de la red se ha definido en función a las características topografías de la localidad, densidad poblacional y ubicación del tanque de almacenamiento.

El trazado del presente sistema corresponde a una red abierta establecida para poblaciones dispersas o nucleadas, debido a que presenta su desarrollo a lo largo de la vía de acceso a la comunidad.

los diámetros de las tuberías están comprendidos entre los 4" y ¾", los materiales utilizados son principalmente tuberías de PVC para los distintos tramos de tendido de tuberías.

Agua potable dentro de la comunidad

La comunidad cuenta con un sistema de agua potable que está en funcionamiento, la red de distribución está fallando hace ya varios años, tiene muchas deficiencias.

Se obtuvo información del agua potable que recibe la comunidad es de un pozo bombeado a un tanque de recepción, donde es desinfectada. Para que un Sistema de alcantarillado funcione óptimamente se tiene que garantizar la dotación de agua calculada por cada beneficiario, dentro de la comunidad se tiene que realizar un estudio de una nueva Fuente de agua con mayores volúmenes de recarga hacia los tanques recepción de la comunidad, se muestra en el (Cuadro 4.4)

Cuadro 4.4 Porcentaje de procedencia del agua

Uso	Ciudad de Tarija	Lago San Jacinto	Río Tolomosa	Compra de bidones de agua	Tolomosa Centro	Canal de Riego Tolomosa	Agua de lluvia	Tablada
Beber y cocinar	42,22%	20%	2,22%	4,44%	17,78%	6,67%	2,22%	4,44%
Higiene personal y lavado de ropa		61,90%	11,90%			21,43%	2,38%	2,38%

Fuente: Elaboración propia

4.4.- Alternativas al tema del abastecimiento de agua en Tolomosita Sud

4.4.1.- Alternativa N° 1.-

Consta de la perforación de un pozo profundo como obra de captación de aguas para el correcto funcionamiento del sistema de Agua Potable de la comunidad.

El proyecto consiste en un sistema de agua potable con los siguientes componentes:

- Obra de toma
- Tanque de almacenamiento
- Tratamiento de aguas
- Línea de impulsión
- Red de distribución
- Conexiones domiciliaria

La obra de toma será un pozo profundo (a perforar), con alta capacidad de captación de agua subterránea; a partir de esta toma de agua tenemos una línea de impulsión que bombea agua a un tanque semienterrado de veinte metros cúbicos, este tanque se encuentra en una cota menor que la del 90% de las viviendas existentes en la zona, motivo por el cual se bombea agua de este tanque a otro tanque semienterrado de treinta y cinco metros cúbicos que se encuentra en el punto más alto de la comunidad.

Desde este tanque se distribuye agua por gravedad a 125 beneficiarios, a través de una red de distribución que cuenta con diámetros desde 4" a 3/4" haciendo una longitud total de 7800,12 metros de tubería de PVC. En la red de distribución se cuenta con cámaras de distribución, cámaras rompe presión, válvulas de purga de aire, válvulas de purga de lodo más un hidrante que se ubica cerca de las cabañas de la represa de San Jacinto; esto debido a la gran afluencia de turistas a la zona y a las precarias condiciones de las cabañas existentes.

El tratamiento del agua se realizará mediante un hipo clorador automático que se encuentra en la caseta de bombeo mediante el empleo de Hipoclorito de Calcio en una dosificación de 1,5 gramos por metro cúbico de agua.

Todos los beneficiarios contarán con una conexión domiciliaria que incluye un medidor de agua a solicitud de la comunidad.

4.4.2.- **Alternativa N° 2.-**

Consta de la implementación de una galería filtrante que capte aguas del río Tolomosa, ya que el mismo cuenta con abundante caudal a lo largo de todo el año.

La galería filtrante es un conducto casi horizontal permeable (semejante a un dren subterráneo), cerrado, enterrado, rodeado de un estrato filtrante, y adyacente a una fuente de recarga superficial, que permite interceptar el flujo natural del agua subsuperficial. La galería filtrante termina en una cámara de captación donde el agua acumulada debe ser bombeada o derivada directamente por gravedad.

Las ventajas de su construcción son:

- Fáciles de excavar e instalar
- Permiten aprovechar los escurrimientos subsuperficiales o subálveos.
- Permite disponer de agua cuando el caudal de los ríos es mínimo o nulo

4.4.3.- **Selección de alternativa óptima**

Haciendo un análisis comparativo de ambas alternativas, podemos decir que existe el riesgo de que la galería filtrante se dañe o se pierda completamente en caso de una riada, lo que requeriría una nueva inversión para la reposición de la obra de toma, sin señalar que se dejaría a la comunidad sin dotación de agua hasta la reparación o reposición completa de la misma.

Tanto la galería de filtración como la perforación de un pozo profundo requiere una importante inversión inicial, sin embargo, a la galería filtrante deben añadirse obras adicionales como un estanque de floculación del agua superficial captada para facilitar la decantación y filtración de la misma. La gran desventaja en cuanto a la implementación de una galería filtrante como obra de toma es que se requiere personal altamente capacitado para el tratamiento del agua, lo que no ocurre con la perforación de un pozo profundo, ya que el tratamiento es menos complicado.

Los gastos de inversión de la galería filtrante son ligeramente superiores debido a las obras extras que se necesitan para el tratamiento del agua

Por lo dicho del anteriormente la mejor alternativa para el mejoramiento y construcción sistema de agua potable comunidad Tolomosita Sud es la Alternativa N° 1.

4.4.4.- Comité de agua

Se tiene un Comité de agua potable el cual se reúne una vez por mes para hablar sobre el tema del mantenimiento y regulación de los precios del agua potable, como la racionalización y las nuevas conexiones domiciliarias.

Dentro de la comunidad se tiene un sistema que necesita mayor cantidad de volumen de agua para abastecer los Restaurantes dedicados al comercio de comidas típicas.

Se cobra una tarifa de 20 bs por vivienda para el pago del mantenimiento y operación del sistema del agua potable

4.4.5.- La calidad del agua que toman

La alcaldía realizó un análisis donde los parámetros analizados, son los requeridos por la NB 689, para fuentes de agua de poblaciones menores a 10000 habitantes.

Coliformes totales y fecales, sobrepasan el límite máximo establecido por la Norma Boliviana de Agua Potable NB 512; el agua debe ser desinfectada antes de su uso humano. (ANEXOS 6).

CAPÍTULO 5 PROPUESTA DEL PROYECTO

5.1.- Topografía del lugar de emplazamiento

5.1.1.- Gestión para la información básica

Para realizar trabajos de levantamientos topográficos en zonas donde ya cuentan con un proyecto de agua potable, se recabo información básica de las instituciones encargadas de la gestión en la zona, en este caso la Sub Alcaldía de la provincia Cercado:

Sr. Edwin F. Pocoata

Jefe de la Unidad de Infraestructura y Servicios Rurales

Proporcionó información sobre un estudio topográfico de la comunidad de Tolomosita Sud

La topografía fue realizada con el equipo de una estación total partiendo con referencia a un Bench Mark BM del Instituto Geográfico Militar, (ver cuadro 5.1).

Cuadro 5.1 BM inicial

N°	Este	Norte	Elevación	Descripción
1	318722.021	7608526.992	1932,012	BM1
2	319381.166	7609024.379	1960,390	BM0

Fuente: Elaboración propia

Para colaborar con la precisión del estudio se realizaron cartas al Instituto Nacional de Reforma Agraria

Dr. Hugo León Gutiérrez

Director Instituto Nacional de Reforma Agraria

Proporcionó lineamientos de la comunidad en formato PDF como en formato. MXD que se abre en programas de como arcGIS. Adobe Reader. (ANEXO-10)

5.1.2.- Cálculos de gabinete

Cálculo de las curvas de nivel

Con las coordenadas XYZ de área del proyecto, se cargó los puntos a un paquete informático Civil3d 2018 con procedimiento de configuración la cual se requiere para este proyecto se obtuvo curvas cada 1 metro

Teniendo las curvas para poder identificar las nuevas construcciones se hizo uso del programa Google earth PRO donde tenemos una vista satelital del área del proyecto con los domicilios nuevos, locales y hoteles en construcción.

Planimetría

Con la información del INRA podemos identificar se dejó las áreas verdes, las colindancias de los lotes, parcelas de cada dueño para tener referencias reales que están sobre la carretera principal donde emplazaremos el sistema de alcantarillado sanitario

Perfiles longitudinales

Se realizó un perfil longitudinal por el camino principal por donde se colocaría la red de distribución de alcantarillado para ver demográficamente cuales serían las pendientes, el punto más alto, y el más bajo de la topografía.

A base de estos perfiles nos permite tomar la mejor decisión donde sería el punto de entrada y salida para que funcione la red de alcantarillado sanitario ya sea por gravedad o bombeo.

Como se observará en los planos el corte, la mejor opción es que el punto de partida ingreso esté más alto en la última casa del margen izquierdo de don Tomas Robles y la descarga del efluente se la realizaría detrás del dique de San Jacinto pasando por encima de la presa por un costado a nivel de cota de suelo.

5.2.- Parámetros de diseño

5.2.1.- Cálculo de la población actual del proyecto

Se realizó un diagnóstico comunario, con el apoyo de los representantes del lugar, el secretario del comité del agua potable Milton Zambrana y Corregidor Juan Suruguay, teniendo el conocimiento de todos los comunarios que viven en el área del proyecto (el formulario se encuentra en (ANEXOS-2) las preguntas se elaboraron en función de las necesidades del proyecto.

La población estable asciende a aproximadamente 480 habitantes, de los cuales el 35,83% son hombres mayores de 15 años, el 35,83% son mujeres mayores de 15 años y el 28,33% son niños menores de 15 años. Los resultados pueden observarse en el (cuadro 5.2) la población actual de la comunidad

Cuadro 5.2 Población actual año 2018

Población dentro de la comun.	Cantidad	Porcentaje
Hombres Mayores de 15 años	172	35,83%
Mujeres Mayores de 15 años	172	35,83%
Menores de 15 años	136	28,33%
Total	480	100%

Fuente: Encuesta realizada en la comunidad elaboración Propia

Asimismo, en el (cuadro 5.3) se muestra el número y tamaño promedio de las familias

Cuadro 5.3 Número y tamaño promedio de familias

Comunidad	N° de familias	Tamaño Promedio	Población Total
Tolomosita Sud	90	5,33	480

Fuente: Encuesta realizada en la comunidad, elaboración Propia

5.2.2.- Cálculo de la población futura

La Comunidad de Tolomosita Sud se caracteriza por contar con restaurantes destinados a la atención de turistas que visitan la represa de San Jacinto, por este motivo en este apartado se hace la diferenciación de una población flotante que es la que visita ocasionalmente la comunidad y la población estable que son las familias que viven permanentemente en la zona.

Aspectos demográficos

480= Habitantes

90= Número de familias

5 a 6= Miembros de familia

5,33= Tamaño promedio

2,6%= Índice de crecimiento

Análisis de la población

Dentro del proyecto se consideró viviendas que topográficamente no entrarían dentro del proyecto al estar dispersas y con cotas menores a las de los colectores de la red de alcantarillado; la parte derecha de estas casas ubicadas en pendientes bajas alejadas al camino principal no justifican económicamente, como técnicamente excavaciones mayores a los 5 metros.

Cálculo de la población considerada estable, se muestra en la (cuadro 5.4)

Cuadro 5.4 Población beneficiada

Casa en el margen izquierdo	35
Casas en el margen derecho	44
Total, casas beneficiadas con el Alcantarillado sanitario	79
Centros de eventos	2

Fuente: Encuesta realizada en la comunidad,
elaboración Propia

Dentro de las casas tomadas en cuenta en el proyecto tenemos 38 cabañitas y 2 centros turísticos.

Cálculo de la población beneficiada

$$Total = \#casas * tamaño promedio$$

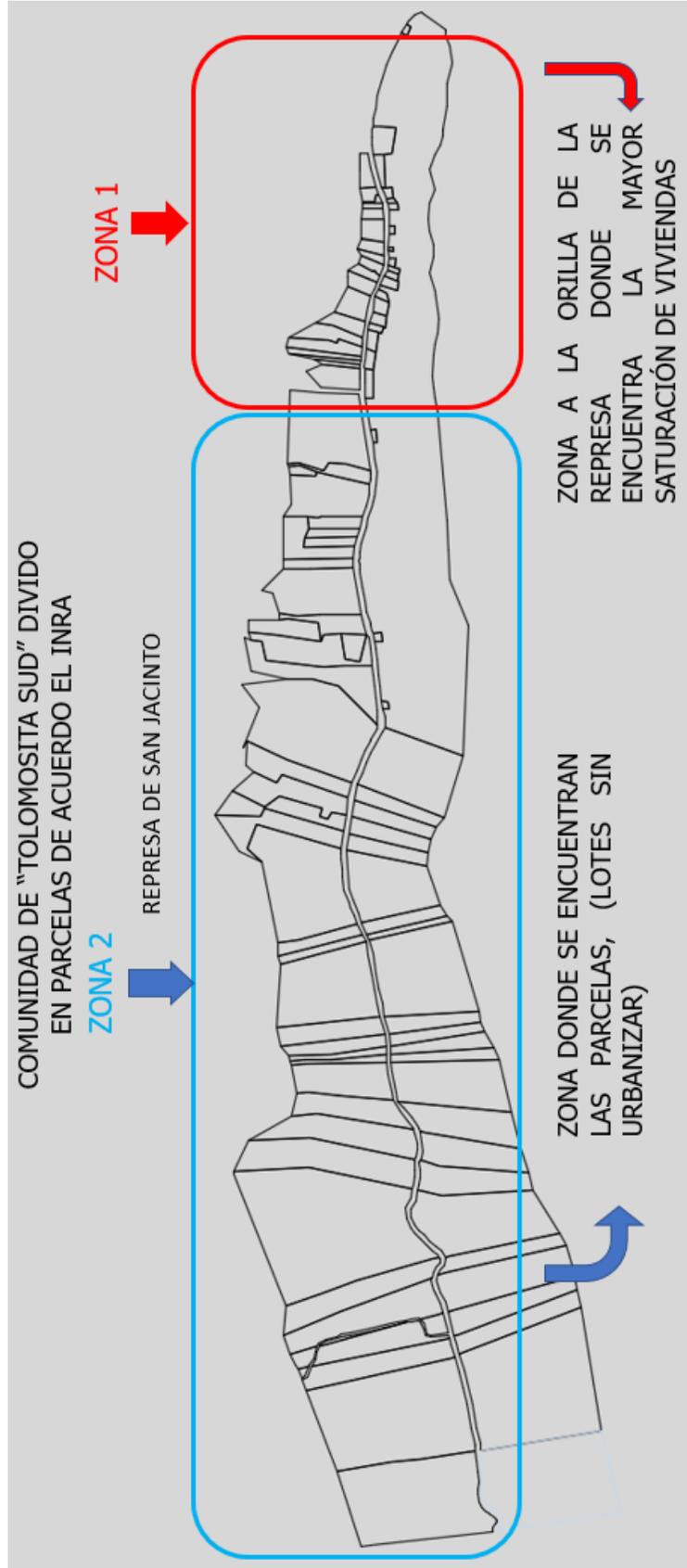
$$Total = 79 * 6$$

$$Total = 474 \text{ Total de personas beneficiadas}$$

Análisis de la zona de emplazamiento del proyecto

Después de analizar el área del proyecto como cambiaba su densidad espacial la comunidad se dividió en 2 partes, para podernos acercar más a la realidad de la comunidad.

Cuadro 5.5 Comunidad de Tolomosita Sud dividida en dos zonas



Fuente: Elaboración propia

5.2.3.- Cálculo de la población futura de la Zona 1.

La población que se está tomando en cuenta en este cálculo pertenece a las viviendas que se encuentran cerca de la orilla de la represa donde se encuentra mayor saturación de viviendas locales; en esa parte del proyecto ya no puede crecer con un índice demográfico de 2,6 % como nos indica el INE, por este motivo en la primera zona se tomó el mínimo crecimiento del índice de crecimiento poblacional que según norma corresponde a 1%.

Los datos correspondientes se muestran en el siguiente cuadro (5.6):

Cuadro 5.6 Datos iniciales de la zona 1

Parámetro	Unidad	Cantidad	Descripción
P _{inicial} =	Hab.	474	Población estable inicial
i=	%	1	Índice de crecimiento
t=	Años	20	Periodo de diseño

Fuente: Elaboración Propia

Fórmula geométrica

$$P_f = P_0 * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$$

$$P_f = 579 \text{ habitantes}$$

Fórmula aritmética

$$P_f = P_0 * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$$

$$P_f = 569 \text{ habitantes}$$

Se adopta el valor mayor de ambos métodos:

$$PF1 = 579 \text{ Población Futura}$$

5.2.4.- Población futura por saturación de expansión, Zona 2

- Para la zona 2 se observó que tiene casas dispersas y una distribución por parcelas de acuerdo al INRA; está delimitado los límites de cada propiedad
- De esta forma podemos contar las parcelas que están sobre el camino principal.
- Al tener el tamaño promedio de habitantes por familia se puede hacer un cálculo de la población de saturación

Para el cálculo de la población por saturación contamos con los datos iniciales (ver cuadro 5.7)

Cuadro 5.7 Datos iniciales de la zona 2

Parámetro	Cantidad
Nro. de lotes margen derecho	31
Nro. de lotes margen izquierdo	21
Nro. total de lotes	52

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la población de saturación

$$Poblacion\ de\ saturacion = Tamaño\ promedio * Nro.\ total\ de\ lotes$$

$$6= \text{Tamaño promedio}$$

$$52= \text{\# Total de lotes}$$

$$PF2= \mathbf{312\ Población\ de\ saturación}$$

Esta es la población que se puede tener una vez que construyan en los lotes que están sobre la avenida principal, donde se encuentra el sistema de alcantarillado sanitario

5.2.5.- Cálculo de la población total

Con las dos poblaciones futuras de las 2 zonas, población futura total

PF1= 579 Población futura

$$PF_{TOTAL} = PF_1 + PF_2$$

PF2= 312 Población de saturación

PFT= **891** Población futura total

5.2.6.- Cálculo de la población flotante

Cálculo de la población en las cabañas

Se toma la hipótesis que una persona ocupa un 1 m² de superficie de las cabañas que visita el lugar para servirse los platos típicos del lugar.

$$P_f = \text{Nro. cabañas} * A. \text{aprox}$$

Parámetro	Cantidad	Unidad
Total, cabañas	38	Unid.
Área promedio	50	m ²

PFc=1900 Población flotante

Centro de eventos

$$P_f = \text{Nro. centros eventos} * A. \text{aprox}$$

Parámetro	Cantidad	Unidad
Área promedio	102	m ²
Centros de eventos	2	Unid.

PFc=200 Población flotante

Población flotante total

PF 2100 habitantes

5.2.7.- Cálculo de la población flotante actual

Para el cálculo de la población flotante se fue al lugar de proyecto en los días de mayor confluencia; un día soleado se pudo evidenciar que mucha gente visita el lugar.

Se formuló un Cuestionario de preguntas para determinar cuántas son las personas eventuales

¿Cuántas personas pueden alojar en sus locales?

Tomando en cuenta los locales más representativos del lugar que albergan mayor cantidad de visitantes se obtuvo un promedio de 12 dueñas de local, ver (ANEXOS-3)

60 visitantes de capacidad

¿Cuántos platos de los que preparan vende al día?

Teniendo las mejores temperaturas climáticas en época alta como le llama las dueñas de sus locales que son en los meses de DICIEMBRE ENERO FEBRERO.

Fechas festivas como carnaval y las vacaciones de fin de año se tiene mucha afluencia de turistas como visitantes del interior del país.

promedio de 50 platos típicos todo el día

Cálculo

El valor más representativo son los platos que venden en todo un día es de 50 platos; sabiendo que tenemos 38 locales multiplicamos obteniendo el número de personas eventuales

$$P_f = Nro.platos * Nro.locales$$

PF=1900 personas

5.2.8.- Dotación de consumo humano

Dotación media diaria

Calculamos las dotaciones de agua netamente para los beneficiados que viven en el lugar y la población futura de las cabañas y centros de recreación donde nos apegaremos a la norma NB 688 con la que ingresaremos con el valor de la población futura calculada para toda la zona de estudio

Entramos a la tabla 5.1 con la población beneficiada, características de la región

$$P. \text{ actual} = 474 \text{ Población beneficiada}$$

Tabla 5.1 Dotación de conexiones domiciliarias

Dotación en sistemas con conexiones domiciliarias					
Dotación Media (l/hab./día)					
Región	Población de diseño				
	Hasta 500	De 500 a 2000	De 2000 a 5000	De 5000 a 20000	De 20000 a 100000
Altiplano	30-50	30-70	50-80	80-100	100-150
Valles	50-70	50-90	70-100	100-140	150-200
Llanos	70-90	70-110	90-120	120-180	200-250

Fuente: Norma de Diseño para Sistemas de Agua Potable

Tomando en consideración que los comunarios del lugar se dedican a ofrecer los servicios gastronómicos de un centro turístico, hacen el uso del agua para mantener limpios sus domicilio-negocios

Cuadro 5.8 Datos iniciales para el cálculo Df

Parámetro	Cantidad	Unidad	Descripción
Do	69	l/hab/día	Dotación inicial
t	20	Años	Periodo de retorno
d	1.3	%	variación de dotación anual (0.5 - 2 %)

Fuente: Elaboración propia

Df = Dotación proyectada

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

Do = Dotación actual (la dotación inicial adoptada para el presente proyecto con la justificación correspondiente es de 69 l/hab./día)

t = Período de diseño, a partir del año dato para la población actual (años)

d = variación de dotación anual (0.5 - 2 %)

Df **89,34 l/hab/día**

5.2.9.- **Coefficientes de variación de consumos máximo diario y máximo horario**

Comparación de una vivienda y un local de comidas.

Casa domestica

En una vivienda las horas pico de uso del agua se da 8:00 am a 12: donde una familia estable, utiliza como aseo del cuerpo, lavado de ropa, limpieza habitacional, uso del baño, riego de jardines, etc.

Locales comercios de comida

- En un local de comidas las horas de confluencia de gente se dan a partir de las 11:00 am a 2:00 pm cuando los clientes (turistas, personas de la ciudad) visitan el lugar a degustar de la gastronomía que ofrece el lugar, hacen uso del agua para el lavado de manos cara y el uso del baño si existe necesidad.
- Los dueños de los locales hacen uso del agua para preparar sus platos típicos como la limpieza de los mismos.
- Algunos de los locales que tienen sus áreas verdes hacen uso de agua bombeada del lago.

- Para el diseño del caudal máximo diario para un centro turístico tenemos que analizar la situación de la comunidad, donde se encuentra locales de venta de comida típica (doraditos, pacú, sábalo, sopa de maní arroz, chanco a la cruz, y variedad de bebidas; la mayor parte de los habitantes son de afuera, y no comunarios permanentes.

Comparación entre una persona (residente), persona (flotante)

- Una persona residente tiene un uso mayor de agua dentro de las actividades del hogar, limpieza, aseo personal.
- Una persona flotante tiene un uso de agua menor, al solo visitar el lugar hacer uso de los servicios de hotelería, gastronomía.

Teniendo en cuenta la **Norma Boliviana**

k1 Coeficiente de máximo caudal diario, es la relación entre el mayor caudal diario verificado al año y el caudal medio diario anual. El coeficiente de máximo caudal diario k1, varía entre 1,2 a 1,5, según las características de la población. Los valores mayores de k1, corresponden a poblaciones menores, donde los hábitos y costumbres de la población son menores.

Después de este análisis y las diferencias que existen podemos ver que el coeficiente K1 está más Próximo al valor inferior, asumiendo un valor de 1.3 más próximo a la realidad que se vive en la comunidad, para un centro turístico.

k2 Coeficiente de máximo caudal horario, es la relación entre el mayor caudal observado en una hora del día de mayor consumo y el caudal medio del mismo día. El coeficiente de máximo caudal horario k2, varía según el número de habitantes, como se muestra en la (tabla 5.2).

Tabla 5.2 Valor del Coeficiente k2

Población (habitantes)	Coeficiente k2
Hasta 2.000	2,20 - 2,00
De 2.001 a 10.000	2,00 - 1,80
De 10.001 a 100.000	1,80 - 1,50
Más de 100.000	1,50

Fuente: Norma Boliviana 688

Para tomar un valor de la tabla 5.2 vamos a tener en cuenta la población flotante, la cual se hace presente eventualmente al medio día, a las 12:00 pm hora del almuerzo. Este pico podría adecuarse a la Norma Boliviana 688 para alcantarillado de red de distribución domiciliar la hora pico cambia a las mañanas; donde se encuentran todos sus habitantes en su casa como es el caso de la 7:00 am

Después del análisis se tomó como un valor de K2=2

5.2.10.- Caudal de diseño

Consumo medio diario

El caudal medio diario ha sido estimado con la siguiente relación

$$Q_{mE} = \frac{C * Pf * Df}{86400}$$

Parámetro	Cantidad	Unidad	Descripción
Df =	89.34	(lt/hab./d)	Dotación per cápita
PFT =	891	(hab.)	Población de diseño
C.=	0.8	Adim.	Coeficiente de retorno

$$Q_m = 0.74 \text{ Consumo medio diario (lt/s)}$$

Caudal máximo diario

$$Q_{maxdiario} = Q_m * k_1$$

Parámetro	cantidad	Unidad	Descripción
Qm	0.95	, l/s	Caudal medio diario
Ki=	1.30	Adim.	varía según las características de la población entre 1.2 a 1.5

Qmaxdiario=0.96 consumo máximo diario, l/s

Caudal máximo horario

$$Q_{maxhorario} = Q_{maxdiario} * K_2$$

Parámetro	Cantidad	Unidad	Descripción
Qmaxdiario	1.24	l/s	Consumo máximo diario
k2	2.00	Adim.	varía según el número de habitantes, para poblaciones de 2000 a 10000 varía entre 2 a 2.2

Qmaxhorario=1.92 consumo máximo horario l/s

5.2.11.- Cálculo del caudal de infiltración

El aporte del caudal por infiltración se debe establecer con base a los valores de la tabla 2,5 "del reglamento de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial. "El caudal de infiltración es igual a (Q_i) por la longitud (L) del tramo del colector (m).

Tabla 5.3 Coeficientes de infiltración en tuberías - Q_{inf} (L/s/m)

Nivel freático	Tubería de hormigón		Tuberías de material plástico	
	Tipo de unión			
	hormigón	anillo goma	hormigón	anillo goma
Bajo	0,0005	0,0002	0,00010	0,00005
Alto	0,0008	0,0002	0,00015	0,00005

Fuente: Manual para el Cálculo, Diseño y Proyecto de Redes de Alcantarillado, Waldo Peñaranda. La Paz, Bolivia. 1993

De la anterior tabla con el nivel freático (alto), el tipo de tubería (plástico) y el tipo de junta entre tuberías (anillo de goma) sacamos que este valor es:

Parámetro	Cantidad	unidad
Q_i	0.00005	lt/seg/m
Long total	2022.5	m

$$Q_i = 0.10 \text{ lt/seg}$$

Cálculo del caudal por conexiones erradas:

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

$$Q_e = 0.10 \text{ lt/seg.}$$

5.2.12.- Caudal de diseño

El caudal de diseño (Q_D) de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario doméstico del día máximo, Q_{MH} , los aportes por infiltraciones lineales y conexiones erradas.

El caudal de diseño está dado por:

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE}$$

Cuadro 5.9 Resultados del caudal de diseño

QMH =	1.92	Caudal máximo horario en (L/s).
QINF =	0.10	Caudal de infiltración en (L/s).
QCE =	0.10	Caudal por conexiones herradas (L/s).

Fuente: Elaboración Propia

$$Q_{DT} = 2.11 \text{ L/s}$$

Caudal de diseño lineal

Tramos	L parciales
1	164.3
2	114.2
3	92.8
4	172.5
5	124
6	133.6
7	167.8
8	129
9	151.6
10	138.2
11	180.8
12	82.3
13	70.4
14	301

$$\text{Long-total} = 2022.5 \text{ m}$$

$$Q_{\text{lineal}} = 0.00095 \text{ L/s*m}$$

$$Q_{\text{lineal medio diario}} = 0.00036 \text{ L/s*m}$$

$$Q_{\text{lineal mínimo horario}} = 0.00014 \text{ l/s*m}$$

5.2.13.- Cálculo del caudal medio diario

QMED	Qcabañ-event	Erradas	Infiltración	Diseño	Diseño
l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s
0.00036	0.00000	0.003	0.008	0.070	2.000
0.00036	0.00000	0.005	0.006	0.111	2.000
0.00036	0.00000	0.007	0.005	0.145	2.000
0.00036	0.00000	0.010	0.009	0.214	2.000
0.00036	0.14000	0.012	0.006	0.399	2.000
0.00036	0.28000	0.014	0.007	0.590	2.000
0.00036	0.28000	0.017	0.008	0.655	2.000
0.00036	0.63000	0.020	0.006	1.052	2.000
0.00036	1.26000	0.022	0.008	1.740	2.000
0.00036	1.61000	0.025	0.007	2.142	2.142
0.00036	2.10000	0.028	0.009	2.702	2.702
0.00036	2.73000	0.030	0.004	3.358	3.358
0.00036	3.29000	0.031	0.004	3.944	3.944
0.00036	3.85000	0.036	0.015	4.630	4.630

Caudal medio diario=4.63 l/s

Caudal medio diario=0.0046 m3/s

Caudal medio, mas todos los caudales dentro del sistema de alcantarillado sanitario

5.2.14.- Cálculo de los caudales puntuales para cada cabaña, restaurantes, y comercio

En 38 cabañas que alojan a una población flotante de turistas, gente que visita el lugar turístico de acuerdo al reglamento nacional de instalaciones sanitarias domiciliarias tabla 1.3 cuadro de dotaciones comerciales, públicos y valores referenciales restaurantes, bares y similares la dotación es de 20 l/m³*día (ANEXO-9) se realizará un cálculo de los caudales puntuales de cada restaurante

Para tomar un área promedio de las cabañitas-comercios que se tienen en el lugar se toma como referencia las encuestas anteriormente realizadas de la capacidad máxima que se puede albergar, de acuerdo a la atención de un restaurante una persona necesita 1.2 m² para ser atendido cómodamente por el personal de atención, donde el espacio es lo suficiente para que un Garzón pueda pasar sin problemas.

Nro. de cabañas; 38.00

Largo; 10.00; m

Ancho; 5.00; m

Área aprox=50.00 m²

De acuerdo al reglamento nacional de instalaciones sanitarias domiciliarias, tabla de dotaciones comerciales, 20; l/m²*día para lugares públicos, restaurantes, bares y similares

$$D_o = A_{APROX} \times D_c$$

D_c; 20; l/m²*día

Aprox; 50; m²

D_o=1000 l/día

D_o=41.67 l/hr

La atención en las cabañas comienza desde las 10:00 am -16:00 hr dándonos un total de 6 hr de servicio

D_o=250 L/hr

Q_{puntual} = 0.07 L/S

Este es el caudal puntual de cada cabañita que ofrece el servicio de gastronomía en el lugar Comunidad de Tolomosita Sud

Dentro de la comunidad se tiene 6 de centros de eventos que realizan toda clase de eventos, 2 se encuentran dentro del sistema de alcantarillado sanitario; por estar topográficamente por debajo de la cota de los colectores no se los tomara en cuenta, complejo balneario Huerto del Edén, y la Casa del lago

4=Centros De Eventos

Parámetro	Cantidad	unidad
Largo=	15.5	m
Ancho=	6.5	m

Áreaprom=100.75 m²

Dc 20 L/M2*DIA

Aprox 100.75 m²

$$D_o = A_{APROX} \times D_c$$

$$D_o = 2015 \quad \text{l/día}$$

$$D_o = 83.96 \quad \text{L/hr}$$

La atención de los eventos comienza desde las 15:00 am -21:00 hr.

dándonos un total de 6.00 hr de servicio

$$D_o = 503.75 \text{ L/hr}$$

$$Q_{\text{puntual}} = 0.14 \text{ l/s}$$

Este es el caudal puntual de cada centro de eventos que ofrece el servicio de gastronomía en el lugar Comunidad de Tolomosita Sud

5.2.15.- Caracterización del agua residual

Se realiza un análisis del Agua Residual que se tiene en la comunidad donde la mayor parte de las viviendas, cabañas son locales de venta de comida típica de una concentración de contaminantes provenientes de la preparación y limpieza de sus productos que ofrecen a los turistas que visitan el lugar.

Las tres basuras de restaurantes que afectan las alcantarillas son las grasas, los sólidos, y los limpiadores químicos. Estas basuras no solo dañan el flujo natural de las cámaras, sino que también contribuyen a que huelan mal y terminan reduciendo la capacidad de las cámaras lo cual causa cerramientos de las alcantarillas

La caracterización típica de las aguas residuales domesticas se presenta a continuación en la tabla 5.4 dependiendo de clima, de los hábitos alimenticios, de la higiene, y del estrato o tipo de usuario

Tabla 5.4 Comparación de parámetros de diseño

Lugar de la muestra	Temperatura °C	PH	Grasas y aceites mg/l	Solidos Sed. ml/l	DBO5 mg/l	DQO mg/l	Caudal l/s
Parámetros Medios de la Ciudad de Tarija en el ingreso de la planta de tratamiento	20	7	-	2	298	528	268
Estudio realizado en la comunidad del Valle de la Concepción tomados en la entrada de la planta de tratamiento	20	8.99	0.01	500	206	603	-
Estudio realizado en la comunidad de Tolomosita Sud en el laboratorio de COSSAL. San Luis	20.6	7.14	0.2	59	137.95	463.37	

Fuente: CEANID

Mediante el siguiente cuadro de comparación entre un lugar de las mismas características de los aspectos socio económicos, que se viven en cada comunidad podemos ver una carga orgánica similar entre el Valle de la Concepción y Tolomosita Sud; ver los análisis en (ANEXOS-8)

La comunidad de Tolomosita Sud se encuentra dentro de la provincia Cercado, con las mismas características climáticas de la ciudad de Tarija tomando como referencia sus parámetros de contaminación de la carga orgánica, para no tomar valores mayores a los medios medidos en la entrada de la planta de tratamiento de San Luis

Para poder clasificar estos parámetros y tener una idea del grado de contaminación se tiene que diseñar la planta de tratamiento de la Comunidad de Tolomosita Sud buscamos bibliografía METCALF Y EDDY 3RA EDICIÓN INGENIERÍA DE AGUAS RESIDUALES TRATAMIENTO, VERTIDO Y REUTILIZACIÓN donde nos muestra una tabla (ANEXOS-9) de los valores más recomendados para el diseño de una planta de tratamiento.

Después del análisis realizado se obtuvo un grado de contaminación MEDIO donde se tiene los siguientes parámetros de diseño para la planta de tratamiento RAFA-UASB con un HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO HORIZONTAL SUBSUPERFICIAL

Tabla 5.5 Parámetros de diseño asumidos para el diseño de la planta de tratamiento

Contaminantes	Unidades	Concentración
		Media
Disueltos totales (SDT)	mg/l	500
Sólidos en suspensión (SS)	mg/l	220
Sólidos sedimentables	mg/l	10
DBO, 5 días, 20 °C	mg/l	220
DQO	mg/l	500
Nitrógeno	mg/l	40
Fósforo	mg/l	8
Grasa	mg/l	100

Fuente Metcalf & Eddy. 2003

5.3.- Análisis de alternativas

5.3.1.- Sistema con bombeo

Consideraciones

Una de las alternativas era colocar un depósito recolector de las aguas residuales en medio de la comunidad para descargar los efluentes del sistema de alcantarillado para luego ser bombeados hasta la planta de tratamiento.

Teniendo las áreas verdes ubicadas a cotas mayores a las de la cota de salida del emisario necesariamente hay que implementar las bombas de lodos cada cierto periodo. Para realizar esta opción se necesita de una extensión o área de emplazamiento dentro de la zona turística con los respectivos pretratamientos antes del embovedado de las aguas residuales, teniendo en cuenta que las bombas sumergibles deben de tener una cierta carga hidráulica, como estar libre de sedimentos.

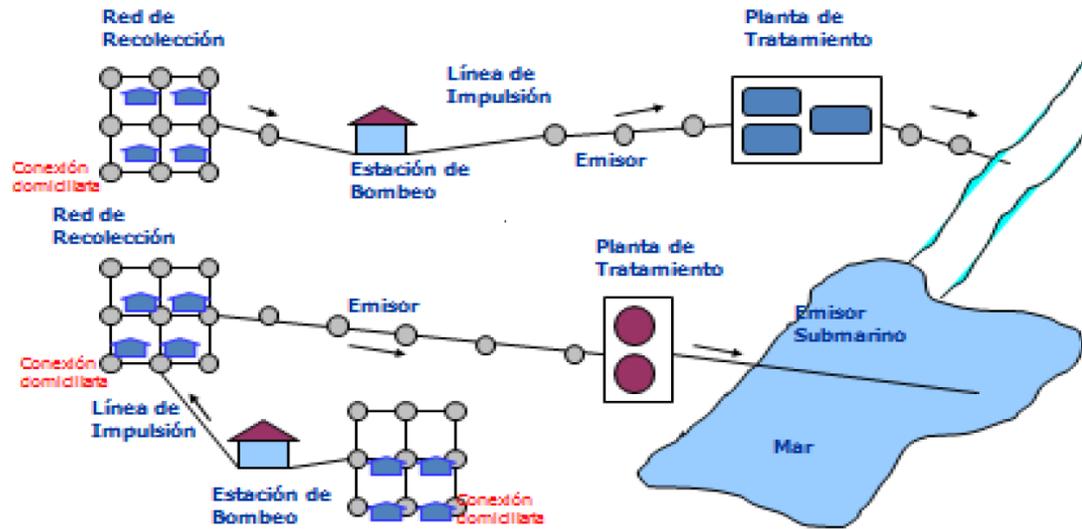
Para hacer uso de este sistema se debería vencer una carga hidráulica bastante grande con un caudal pequeño cada cierto periodo de tiempo.

En anteriores proyectos de igual magnitud todos los sistemas que funcionen a bombeo sufren una deficiencia a corto plazo por el motivo del mantenimiento preventivo que se le debe aplicar para su correcto funcionamiento.

Se tendría que diseñar dos sistemas uno para la recolección de las aguas residuales y otro para el sistema de bombeo que lleve las aguas residuales a la planta de tratamiento cada cierto periodo.

Para hacer uso de este sistema se tendría que cobrar una mensualidad por el servicio para los costos de luz que consumen las bombas de lodo y para un operador que realice el mantenimiento.

Figura 5.1 Esquema de una red de alcantarillado con bombeo



Fuente: <https://es.slideshare.net>

5.3.2.- Sistema por gravedad

Consideraciones

Para hacer uso de un sistema de gravedad necesitábamos un punto de descarga que cumpla con las pendientes mínimas para su buen funcionamiento.

La comunidad de Tolomosita Sud comparte área verde con la comunidad vecina San Jacinto detrás del dique de la represa San Jacinto a un 100 -150 metros un área lo suficiente para poder emplazar el tratamiento de las aguas residuales.

La topografía del lugar es muy favorable para diseño por gravedad al tener una pendiente pronunciada, el punto más alto acaba donde terminaba la última casa del margen izquierdo.

Al punto más bajo en la corona del dique.

El lugar del tratamiento de las aguas residuales era alejado a la comunidad, beneficiando al no tener que lidiar con los malos olores que producen las bacterias al remover la carga orgánica

Económicamente es más favorable para los comunarios puesto que solo tienen que realizar el mantenimiento del sistema en un periodo largo, o en caso de taponamiento.

Es de fácil operación, solo necesita un cuidado que los materiales solidos no lleguen al sistema, como las grasas, aceites etc.

Para el diseño de la planta de tratamiento se tiene las siguientes consideraciones:

Tener un área lo suficiente para emplazar los componentes del sistema, del pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario, lecho de secado de lodos activados.

Tiramiento primario

RAFA-UASB Y Humedales Artificiales

Selección de la alternativa

Análisis

Después de haber visto todos los requerimientos y la situación real que existe en la zona no se contaba con el área para el emplazamiento; en una zona turística no puede haber un embovedado de aguas residuales, la gente del lugar económicamente no puede pagar una tarifa mensual por el sistema de alcantarillado

La topografía excedía los niveles de excavación de 5 metros para que funcione el mismo, generando mayores costos de inversión

Se optó por un sistema de alcantarillado que funcione mediante gravedad.

5.4.- Diseño de ingeniería

5.4.1.- Red de distribución

Partimos de los siguientes parámetros de diseño que se encuentra en el

(cuadro 5.10;5,11)

Cuadro 5.10 Parámetros de diseño para la red de distribución de los colectores

Qmaxhorario	0.000095
Qcabañitas	0.07
Qeventos	0.24

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 5.11 Características de la topografía de la red de alcantarillado

Cámaras	Cota Terreno	Profundidad (m)
1	1,927.93	1,00
2	1,923.75	1,00
3	1,924.98	3,00
4	1,924.10	2,80
5	1,923.96	3,80
6	1,922.72	3,40
7	1,919.96	1,50
8	1,918.58	1,20
9	1,917.24	1,20
10	1,907.41	1,00
11	1,897.43	1,00
12	1,894.49	1,00
13	1,892.22	0,90
14	1,892.12	1,10
15	1,886.00	0

Fuente: Elaboración propia

5.4.2.- **Conducción de la línea de aducción por roca a la intemperie**

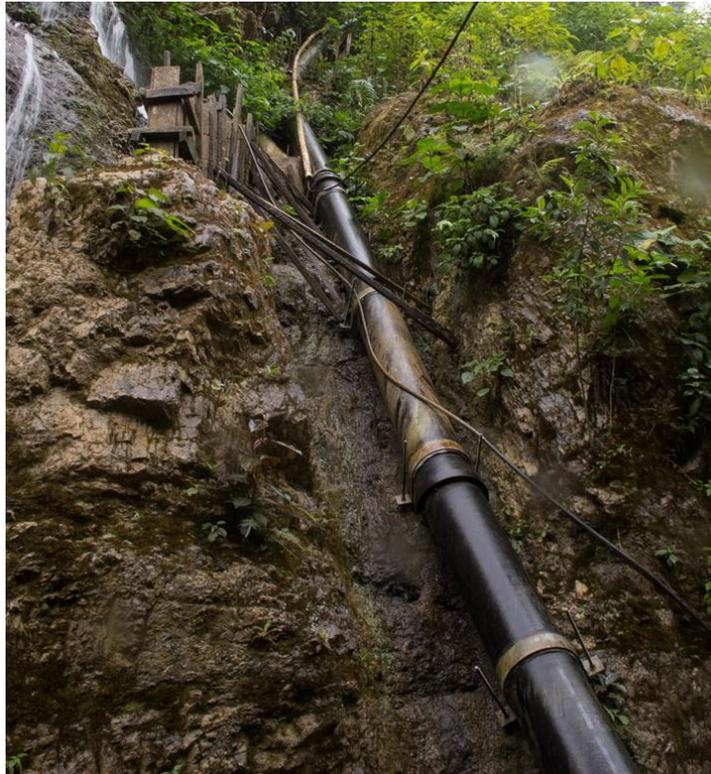
Dentro del sistema de alcantarillado nos encontramos con partes duras donde no se puede excavar con maquinaria pesada, es necesario utilizar voladuras controladas; consiste en el empleo de cargas explosivas lineales de baja energía colocadas en taladros muy cercanos entre sí, que se disparan en forma simultánea.

Cerca del dique de la represa no se puede profundizar la tubería que llegará por un costado de las cabañitas, propiamente por cota piso de la calzada

Constructivamente en la colocación del sistema del alcantarillado sanitario, parte de esta tubería se encuentra a la intemperie y apegada por accesorios al perfil de un peñasco de roca; por motivos de costos no se está haciendo el corte del mismo, teniendo

que usar abrazaderas metálicas, pie de amigo, los cuales serán sujetos mediante perforaciones, empernadas al cerro.

Figura 5.2 Tubería abrazada



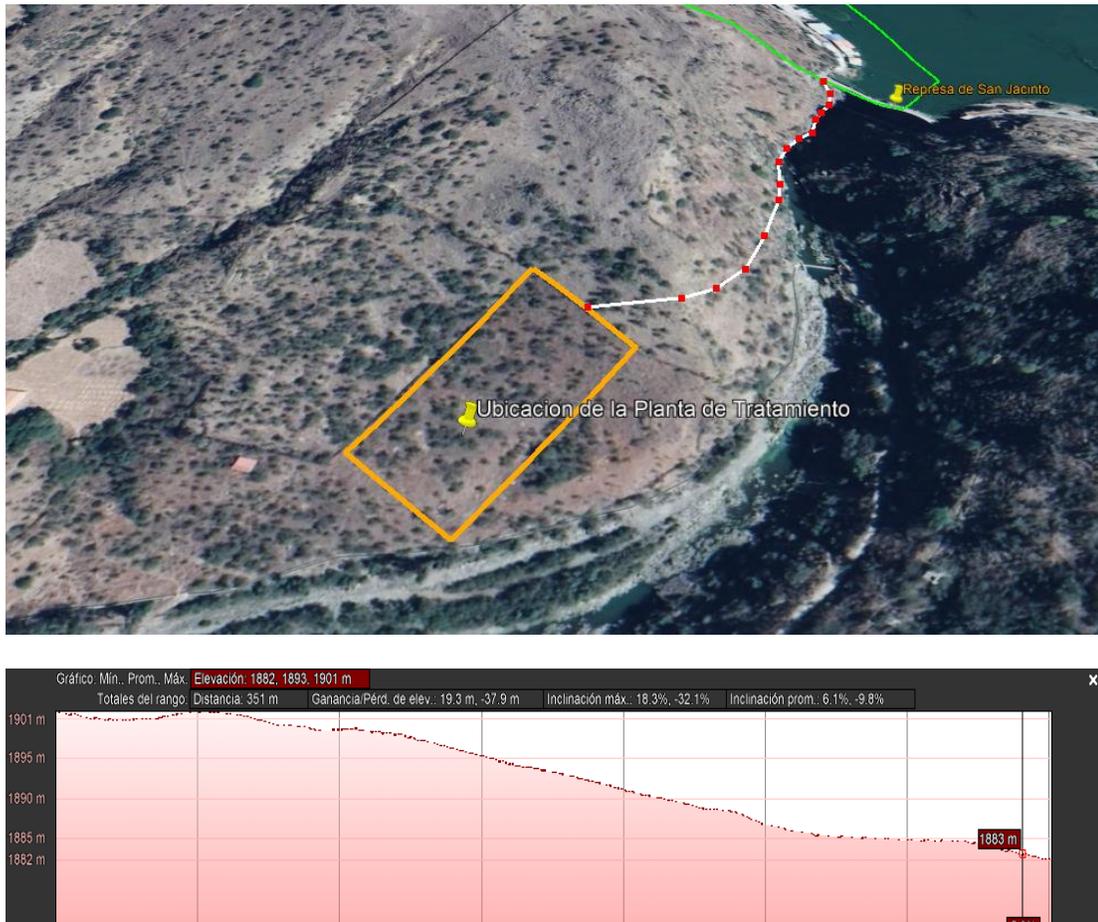
Fuente: <https://patentado.com>

Para la parte de roca no sé está profundizando la tubería, se la está llevando por un costado de la calle por donde no pasan los vehículos, se tiene excavaciones no menores a 0.5 m de profundidad tapando con hormigón pobre las partes que están al descubierto Comienza en el punto a nivel de terminación del dique con una altura de 1901 msnm y termina en la planta de tratamiento a una altura de 1882 msnm teniendo un recorrido de 301 m de longitud, tubería de polietileno de alta densidad HDPE

Para la colocación de una tubería abrazada se necesita 15 accesorios

Se realiza un pequeño talud donde sea muy pronunciada la orografía que se pueda perfilar para que descansa parte de la tubería apoyada en un apoyo natural

Figura 5.3 Perfil longitudinal y en planta de la aducción



Fuente: Google Earth Pro

5.4.3.- Tubería del sistema de alcantarillado

Tubería de polietileno de alta densidad HDPE.

1. Descripción

Tubería de Polietileno de Alta Densidad (PEAD o HDPE por sus siglas en ingles), tubería para presión fabricada con material 100% virgen de primera calidad. La tubería debe estar diseñada para una vida útil de 50 años, ser 100% atóxica y no contener sales de metales pesados.

El dimensionamiento de la tubería se realizó en base a la norma ISO 4427 siendo la tubería milimétrica; los diámetros corresponden al diámetro externo.

2. Características

La tubería de Polietileno de Alta Densidad tiene las siguientes características:

- **Flexibilidad:** La tubería se acomoda al terreno sinuoso y se ahorra en curvas y codos. Se dobla hasta 20 veces su diámetro sin presentar problemas en su composición.
- **Gran resistencia al impacto:** Resistente a golpes y terreno pedregoso.
- **Instalación rápida:** La tubería debe venir en rollos para que se requiera menos uniones y mano de obra en la instalación.
- **Facilidad de transporte:** El bajo peso del producto facilita el transporte y su instalación.
- **No pierde sus propiedades físicas a bajas temperaturas (hasta -20°C).**
- **Gran resistencia a productos químicos y a suelos agresivos.**
- **Uniones libres de fugas:** La tubería de Polietileno de Alta Densidad HDPE se instala utilizando accesorios de compresión tipo SUPERJUNTA o el método de termofusión (el proveedor de tubería debe garantizar la disponibilidad de los accesorios requeridos para la instalación de la tubería y contar con equipos para realizar la unión por termofusión en caso de ser necesario).
- **Las superficies externa e interna de los tubos son lisas y estar libres de grietas, fisuras, ondulaciones y otros defectos que alteren su calidad.**

3. Color

La tubería es fabricada en color celeste uniforme, sin presentar variación de color en ninguna parte del tubo y tampoco estar compuesto por más de una capa (esto garantiza que el material utilizado para su fabricación es en su totalidad 100% virgen).

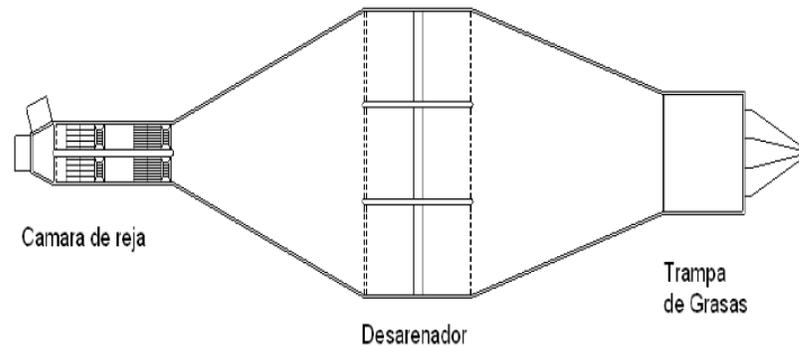
Cuando la tubería sea requerida para instalaciones a la intemperie será de color negro uniforme sin presentar variación de color en ninguna parte del tubo y tampoco estar compuesto por más de una capa.

En ambos casos la homogeneidad en el color del producto es muy importante ya que en ella se puede percibir visualmente que el producto pueda estar fabricado con materiales reciclados.

5.5.- Planta de tratamiento

5.5.1.- Tratamiento preliminar

Figura 5.4 Desarenador



Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

Se utilizará rejillas de cribado; para la remoción de sólidos usaremos una rejilla manual. La desarenación será por caja de arena tipo canal de limpieza manual de flujo horizontal, siendo dos unidades en paralelo, una queda en reserva.

El control del escurrimiento en la caja de arena, y en el canal de unión de la rejilla, será obtenida por la instalación de una canaleta Parshall.

5.5.2.- Dimensionamiento del canal de rejillas de limpieza manual

El objetivo fundamental de esta operación es evitar la tupición de bombas, y la caída de las eficiencias en los posteriores órganos de tratamiento. Su diseño consta no solamente del dimensionamiento de las rejillas propiamente, sino de los canales correspondientes para garantizar las velocidades requeridas.

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

1. Recomendaciones para el diseño

Se tomará en cuenta los siguientes criterios de diseño reportados en la tabla 33

Tabla 5.6 Criterios de diseño

<ul style="list-style-type: none"> • La cámara debe tener una longitud suficiente para evitar remolinos cerca de la reja.
<ul style="list-style-type: none"> • Las barras se colocan verticalmente, sin barras horizontales, que obstaculicen el paso del rastrillo. Deben prolongarse hacia arriba y curvarse.
<ul style="list-style-type: none"> • Los espacios entre barras deben tener; 2,0 a 3,0 cm
<ul style="list-style-type: none"> • La velocidad entre rejas para el gasto medio debe estar entre 0,1 a 0,8 m/s
<ul style="list-style-type: none"> • La velocidad efectiva, debe proyectarse verticalmente a las rejas, con el gasto de proyecto.
<ul style="list-style-type: none"> • La plantilla (fondo) del canal debe estar más baja que la de la entrada a una altura de 8,0 a 15 cm
<ul style="list-style-type: none"> • Ángulo de inclinación de la reja con la horizontal debe estar entre 30° a 60°
<ul style="list-style-type: none"> • El canal, antes y después de la reja debe filetearse.
<ul style="list-style-type: none"> • Es conveniente construir, como mínimo, dos canales con sus rejas, en paralelo, para facilitar las operaciones
<ul style="list-style-type: none"> • La cámara debe tener una longitud suficiente para evitar remolinos cerca de la reja.
<ul style="list-style-type: none"> • Las barras se colocan con la longitud de arriba-abajo, sin barras horizontales, que obstaculicen el paso del rastrillo. Deben prolongarse hacia arriba y curvarse.

Fuente Metcalf & Eddy. 2003

2. Datos iniciales para el diseño

Se empleará barras de acero con sección transversal, barras del tipo rectangulares con semicírculo delante y atrás, con las siguientes dimensiones:

Figura 5.5 Datos para el diseño de canal de rejas

Cantidad de canales:	N =	2	canales paralelos
Separación entre barras:	b =	2	cm
Espesor en la dirección del flujo:	e =	6.35	mm
Cantidad de material retenido:	C =	0.35	m ³ /d
		0.12775	tn/año
Ángulo que forma la reja con la horizontal:	$\alpha =$	45°	
Diámetro del conducto tributario:	D =	160	mm
Lado menor de las barras de sección rectangular de frente.	a =	0.006	m
Lado mayor de las barras de sección rectangular de perfil.	d =	0.0064 1/4	m plg

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.6 Cámaras de rejas



Fuente: <https://estruagua.com>

3. Caudal de diseño

$$Q_{\max} = 21.17 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$Q_{\max} = 5.88 \text{ L/s}$$

$$\text{Número de canales} = 2$$

$$\text{Caudal de diseño de cada cámara} = 2.94 \text{ L/s}$$

$$\text{Caudal de diseño de cada cámara} = 0.0029 \text{ m}^3/\text{s}$$

4. Verificación hidráulica del conducto tributario

$$A_t = \frac{\pi \times d^2}{4}$$

$$D = 150 \text{ mm}$$

$$D = 0.15 \text{ m}$$

$$Q_{\max} = 0.004 \text{ m}^3/\text{s}$$

Área a tubo lleno:

$$A_{\text{tubo}} = 0.018 \text{ m}^2$$

Velocidad

$$v = \frac{Q_{\max}}{A_{\text{tubería}}}$$

$$v = 0.445 \text{ m/s}$$

Verificación en condiciones reales:

$i = 0.06359$ m/m pendiente del conducto tributario

$n = 0.013$ rugosidad de manning

Figura 5.7 Cálculo en el hcanales

Datos:	
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.006"/> m ³ /s
Diámetro (d):	<input type="text" value="0.15"/> m
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.01"/> m/m



Resultados:			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.0654"/> m	Perímetro mojado (p):	<input type="text" value="0.2164"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.0074"/> m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.0342"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.1488"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="0.8106"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.1602"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="0.0989"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Supercrítico"/>		

Fuente: Elaboración Propia

$$Y_{\max} = 0.065 \text{ m}$$

$Y_{\max}/D = 0.43$ debe de estar dentro rangos $Y/D = 0,20$ a $0,75$

$v_{\text{real}} = 0.82$ m/s debe estar dentro de los rangos $0,6$ a 5 m/s

$$h_{\text{máx.}} = 0.06 \text{ m}$$

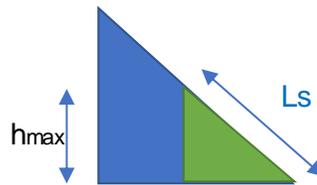
5. Área de la cámara de rejas (Ac)

Mayorar el área por lo menos 200 % del área total

$$A_c = 2 \times A_{\text{tubo}}$$

$$A_c = 0.04 \text{ m}^2$$

6. Cálculo de la longitud sumergida (L_s)



$$L_s = \frac{h_{\text{máx}}}{\text{sen } \alpha}$$

$\alpha = 45^\circ$ inclinación de la rejilla

$$L_s = 0.09 \text{ m}$$

7. Cálculo del ancho de la reja (W_s)

Es la relación entre el área de la cámara (A_c) y la longitud sumergida (L_s)

$$W_s = \frac{A_c}{L_s}$$

$$W_s = 0.39 \text{ m}$$

Número de canales=2

Cada canal se debe dimensionar para el caudal total efectivo de mantenimiento

Ancho de cada canal: $W_s'' = 0.19 \text{ m}$

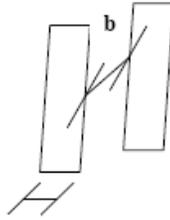
8. Cálculo del número de barras (n)

Sea n = Número de barras en la reja de un canal,

$n + 1$ = Número de espacios en la reja de un canal

Se debe calcular la cantidad de barras, espacios entre barras

Se debe comparar y justificar el ancho real de un canal



a: espesor de las barras en la dirección del flujo = 6.35 mm (frontal) 1/4 plg

b: ancho de espacios o separación entre barras 20 mm

n: número de barras

$$W_s'' = a \times n + b \times (n + 1)$$

Resolviendo:

$$a = 0.0064 \quad \text{m} \quad 0.635 \quad \text{cm}$$

$$b = 0.02 \quad \text{m} \quad 2 \quad \text{cm}$$

$$W_s'' = 0.31 \quad \text{m} \quad \text{Objetivo}$$

$$n = 7 \quad \text{variable}$$

$$\text{Ecu. } a \times n + b \times (n + 1) = 0.20 \text{ m}$$

$$n = 7 \text{ barras}$$

$$\text{N.º espacio} = 8 \quad \text{espacios}$$

9. Ancho real del canal

Ancho que ocupa las barras = 0.07 m

Espacio total entre barras = 0.204 m ancho neto (útil)

Ancho total del canal $W_s'' = 0.25$ m

Se adoptará un valor constructivo:

Ancho real del canal $W_s'' = 0.25$ m para cada canal

10. Área neta sumergida para Q máx. (Ans)

Es la relación entre el ancho neto de la cámara y la longitud sumergida.

Se conoce que:

Ancho neto por canal = 0.16 m

Ancho neto total en la cámara = 0.32 m

$$Ans = L_s \times \text{Ancho neto de la cámara}$$

$L_s = 0.09$ m Longitud sumergida de la rejilla

Para un canal **Ans = 0.03** m² área neta sumergida

para toda la cámara **Ans = 0.06 m²**

11. Cálculo de las velocidades a través de las rejillas (V)

$$V = \frac{Q_{\text{máx}}}{Ans}$$

$Q_{\text{máx}} = 0.006$ m³/s

$Ans = 0.03$ m² Ancho neto de la cámara

$$v = 0.201 \text{ m/s} \quad \text{entre } 0.1 \text{ m/s a } 0.8 \text{ m/s}$$

Da lo mismo si se calcula con el ancho neto de cada canal y el $Q_{\text{máx}}/2$

12. Dimensiones

12.1. Ancho interior

Se debe cumplir para dos canales que:

$$\text{Ancho interior (B1)} = \text{Ancho de los 2 canales} + \text{muro central}$$

$$\text{Muro central} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de los 2 canales} = 0.5 \text{ m}$$

También ancho total de rejas

$$\mathbf{B1 = 0.65 \text{ m}}$$

12.2. Longitud de la parte paralela (L)

Se debe asumir una velocidad de sedimentación muy alta para evitar que haya sedimentación en la cámara

$$\text{Se asumirá: } V_{\text{sed}} = 2 \text{ cm/seg} = 0.02 \text{ m/s}$$

Asumimos una velocidad de sedimentación que se sea abajito de 2 a 4 m/seg

Para caudal Q_{med} . El área de sedimentación será

$Q_{\text{diseño}} =$	5.88	l/s	0.00588	
$Q_{\text{med}} =$	4.63	l/s	0.00463	m ³ /s
$Q_{\text{min d}} =$	4.16	l/s	0.00241	m ³ /s

Se prueba los tres caudales, pero se trabaja con el caudal medio

$$A_s = \frac{Q_{\text{med}}}{V_{\text{sed}}}$$

$$\mathbf{A_s = 0.2315 \text{ m}^2}$$

$$L = \frac{A_s}{w_s}$$

$$w_s = 0.35 \text{ m}$$

$$\mathbf{L = 0.93 \text{ m}}$$

Adoptamos:

$$\mathbf{L = 1.00 \text{ m}}$$

Longitud de las transiciones

$$L_1 = \frac{B_1 - B_2}{2 \tan \lambda}$$

Ancho interior: $B_1 = 0.65 \text{ m}$

Diámetro del conducto tributario: $B_2 = 0.15 \text{ m}$

$$\lambda = 22^\circ$$

$$L_1 = 0.62 \text{ m}$$

Adoptamos:

$$L_1 = 1.00 \text{ m}$$

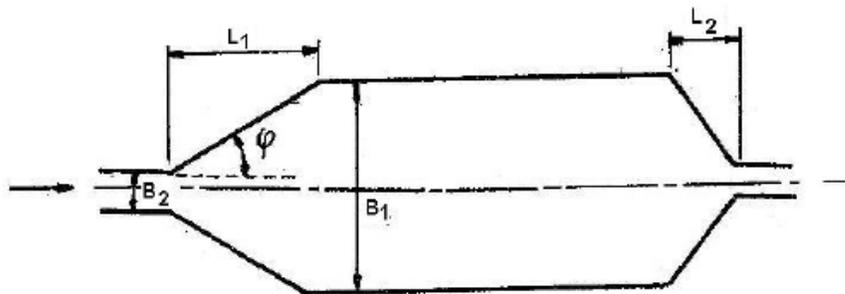
$$L_2 = 0.5 L_1$$

$$L_2 = 0.40 \text{ m}$$

Adoptamos:

$$L_2 = 0.60 \text{ m}$$

Figura 5.8 Dimensiones transicional



Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

12.4. Cálculo de las pérdidas de carga en la reja

$$h = K \beta \left(\frac{a}{b}\right)^{4/3} \frac{V^2}{2g} \text{sen } \sigma$$

Donde:

K: Factor que considera atascamiento

K=1 Reja limpia y k= 3 reja al tiempo t de uso 3

β : Factor en función de la sección transversal de las barras 1.79

a: Espesor en la dirección del flujo de las barras 0.00635 m

b: Separación entre las barras 0.020 m

V: velocidad a través de la reja 0.20 m/s

σ : Ángulo de inclinación de la reja con respecto a la horizontal 45°

Los valores más comunes que adopta el coeficiente (β) que depende de la sección

Transversal de las barras, se reporta en la tabla 5.7

Tabla 5.7 Valores más comunes que adopta el coeficiente (β)

Sección transversal de las barras	Valores de p
Rectangular y afiladas	2.48
Semicirculares aguas arriba	1.83
Circulares	1.79
Rectangulares con semicírculo delante y atrás	1.67
Aerodinámicas	0.76

Fuente: Elaboración Propia

Para reja limpia:

K =1

$$h = 0.0006 \text{ m}$$

Para reja al tiempo de uso:

$K = 3$ Cuando está atascada a un tiempo

$$h = 0.0017 \text{ m}$$

Para reja al tiempo de uso:

$K = 3$ Cuando está atascada a un tiempo

$$h = 0.0017 \text{ m}$$

12.5. Altura total de la cámara

$h \text{ máx.} = 0.065 \text{ m}$ altura sumergida

$h = 0.0017 \text{ m}$ pérdida de carga en la rejilla

$H_{\text{max}/2} = 0.0324 \text{ m}$ Borde libre

$$0.0987 \text{ m}$$

$$\text{Adoptamos} = 0.30 \text{ m}$$

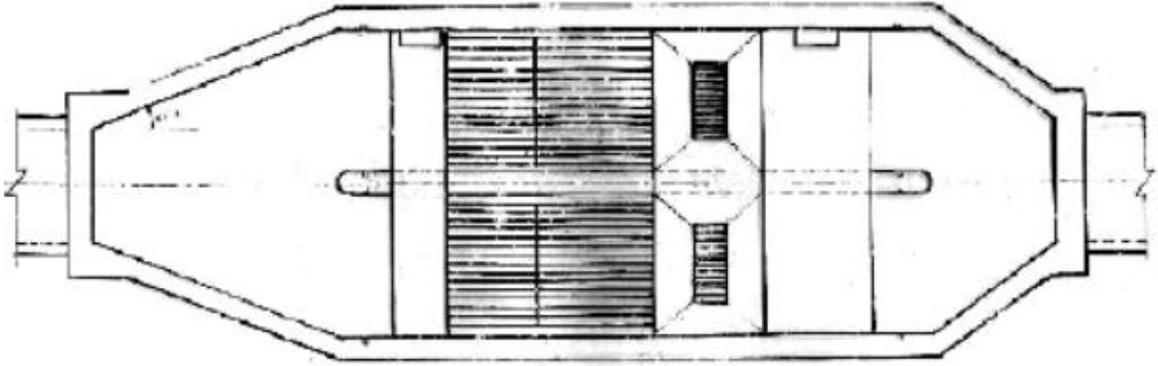
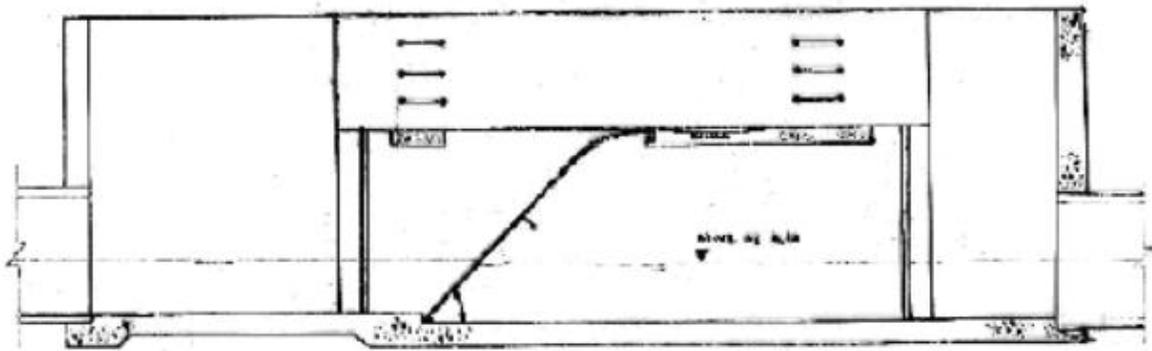
Resumen

Cuadro 5.12 Resultado del canal de rejas

Largo:	$L =$	1.00	m
Ancho efectivo:	$w =$	0.25	m
Muro central:	$mc =$	0.15	m
Ancho total:	$B2 =$	0.65	m
Altura:	$H =$	0.50	m
Longitud de transición de entrada:	$L1 =$	0.80	m
Longitud de transición de salida:	$L2 =$	0.60	m

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.9 Cámara de rejas: (Planta, Cortes longitudinal y transversal)

**Planta**

Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

5.5.3.- Diseño de la cámara desarenadora

Se diseñará un desarenador rectangular de flujo horizontal, (ver figura 5.10)

Figura 5.10 Desarenador.



Fuente: <https://estruagua.com>

1. Información preliminar

La mayoría de los desarenadores se construyen en forma de canales alargados y de poca profundidad, que retengan partículas con un peso específico de 2,65 y diámetro de 2×10^{-3} cm.

Tabla 5.8 Criterios de diseño de desarenadores

Tiempo de retención	
Máximo	60 s
Promedio	30 s
Velocidad del flujo	0,30 m/s
Peso específico (γ)	2,5-2.65

Fuente: Elaboración Propia

Datos

Tabla 5.9 Parámetros iniciales para el diseño del desarenador

Caudal Máximo	• $Q_{max} =$	0.006 m ³ /s
• Peso específico de las partículas de arena:	$\sigma =$	2.65
• Diámetro de las partículas:	$d =$	0.1 mm
	$d =$	0.0001 m
• Tiempo de retención máximo:	$t_{rm} =$	60 s
• Tiempo de retención promedio:	$t_{rp} =$	30 s
• Velocidad máxima de flujo:	$V_f =$	0.3 m/s

Fuente: Elaboración propia

Tiempo de Retención Hidráulica es el tiempo que una unidad de fluido permanece en un recipiente, es decir, el tiempo que el líquido que entra en un recipiente tarda en salir del mismo.

2. Determinación de la velocidad de sedimentación de las partículas de arena (V_s)

Se conoce que, para partículas de arena con el peso específico de 2.65 gr/cm³, diámetro 0.1 mm, la velocidad de sedimentación será:

Adoptamos:

Tabla diámetros de arena a remover

Diámetro (mm)	1,00	0,5	0,2	0,1	0,05	0,01	0,005
Arena (cm/s)	13,94	7,17	2,28	0,67	0,17	0,008	0,002

$$V_s = 2.10 \text{ cm/s}$$

$$V_s = 0.021 \text{ m/s}$$

3. Cálculo del volumen del desarenador

$$\text{Vol.} = Q_{\max} \cdot t_r$$

$$Q_{\max} = 0.006 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Vol.} = 0.35 \text{ m}^3$$

4. Cálculo del área superficial (As)

$$A_s = \frac{Q_{\max}}{V_s}$$

$$A_s = 0.28 \text{ m}^2$$

5. Cálculo de la altura de agua (h)

$$h = \frac{V}{A_s}$$

$$h = 1.26 \text{ m}$$

Borde libre: $Bl = 0.14 \text{ m}$

Altura de los drenes: $hd = 0.2 \text{ m}$

Mínimo 20 cm lo que obliga el herrero pendiente en el fondo en ambos sentidos recomendable 2%

Altura total del muro: $H = 1.60 \text{ m}$

6. Velocidad de desplazamiento (Vd)

La velocidad de desplazamiento es la velocidad que inicia el arrastre de las partículas depositadas en un canal, se puede expresar según la siguiente expresión planteada por diferentes autores.

$$V_d = \left[\left(\frac{8 \times K}{f} \right) \times g \times (\sigma - 1) \times d \right]^{1/2}$$

Donde:

K: coeficiente que depende del tipo de material arrastrado.

Arena – $K = 0,04$ $K = 0.04$

Material pegajoso – $K = 0,06$ o mayor

f: factor de fricción que depende de las características de la superficie sobre la cual tiene lugar la sedimentación, del flujo y el N.º de Reynolds.

Se ha adoptado

$$f = 0.03$$

$$\sigma = 2.65 \text{ Densidad relativa}$$

$$d = 0.0001 \text{ m}$$

$$Q_{\max} = 0.006 \text{ m}^3/\text{s} \text{ } 5.9 \text{ lt/s}$$

vel. de desplazamiento: $V_d = 0.13 \text{ m/s}$ menor a vel. Horiz. a 0.3 m/s

7. Área sección transversal:

$$A_t = \frac{Q}{V_d}$$

$$A_t = 0.04 \text{ m}^2$$

8. Cálculo del ancho (W)

$$W = \frac{A_t}{h}$$

$$\text{ancho total: } w = 0.04 \text{ m}$$

$$\text{Adoptamos: } w = 0.50 \text{ m Valor constructivo}$$

Se debe definir o determinar el número de canales (n_c) y el ancho de cada canal (W_c).

$$\text{número de canales } n_c = 2$$

Por factores de operación y de mantenimiento se dimensionará cada canal con el caudal total. -

Ancho de cada canal: $W_c = 0.25 \text{ m}$

8. Cálculo de la longitud (L)

$$A_s = 0.28 \text{ m}^2$$

$$w = 0.50 \text{ m}$$

$$L = \frac{A_s}{W}$$

$$L = 0.56 \text{ m}$$

Adoptamos: $L = 3.00 \text{ m}$ valor constructivo

9. Cálculo de transición

$\varphi = 22^\circ$ ángulo de inclinación de paredes

$L_1 = L_2$ longitud de transición

$$L_1 = \frac{B_1 - B_2}{2 \times \tan \varphi}$$

B1: $W +$ ancho del muro central (se puede asumir 20 cm) $B_2 = 0.70 \text{ m}$

B2: ancho del canal de aproximación $B_2 = 0.3 \text{ m}$

$$L_1 = 0.50 \text{ m entrada}$$

Adoptamos: $L_2 = 0.50 \text{ m salida}$

Resumen

Tabla 5.10 Resultados de un desarenador

Largo:	L =	3.00	m
Ancho efectivo:	w =	0.60	m
Ancho de cada canal:	Wc =	0.30	m
Muro central:	mc =	0.15	m
Ancho total:	B2 =	0.80	m
Altura útil:	h =	1.26	m
Altura total:	H =	1.60	m
Longitud de transición de entrada:	L1 =	0.60	m
Longitud de transición de salida:	L2 =	0.60	m

Fuente: Elaboración propia

5.5.4.- Diseño del desgrasador

Figura 5.11 Desgrasador en planta de tratamiento



Fuente: Master en ingeniería y gestión ambiental ICT-UPC

1. Información preliminar

Tiempo de retención (t_r) 0,5 – 2 minutos $t_r = 2$ min

Altura (h) 1,2 – 3 metros (recomendable) $h = 1.2$ m

Se diseñará un tanque rectangular con flujo horizontal donde la salida del agua estará por debajo de la superficie.

2. Cálculo del volumen (V_d) m^3

$$V_d = Q \times t_r$$

$Q_{max} = 0.006$ m^3/s

$t_r = 120$ s

$$V_d = 0.71 \text{ m}^3$$

3. Cálculo del área superficial (A_s) m^2

$$A_s = \frac{V_d}{h}$$

$$A_s = 0.59 \text{ m}^2$$

4. Cálculo del ancho del fondo (b) m

$$b = 2 \times h$$

$$b = 2.40 \text{ m}^2$$

5. Cálculo de la longitud (L) m

$$L = \frac{A_s}{b}$$

$$L = 0.25 \text{ m}$$

Adoptamos $L = 0.60 \text{ m}$

6. Cálculo de la velocidad de ascenso del agua más las grasas (V_a)

$$V_a = \frac{Q}{b \times L} \quad \cdot \cdot \quad b \times L = \frac{Q}{V_a}$$

$$A_s = b \times L = 1.44 \text{ m}^2$$

$$V_a = 0.004 \text{ m/s}$$

Comprobar si el área A_s es la necesaria para la flotación de las grasas con esas características.

Si el área requerida es demasiado grande se deberá usar aire, o modificar el rango de valores asumidos inicialmente en algunas variables.

Aplicando la ley de Stokes (determinar la velocidad de sedimentación de la partícula, se obtendrá valores negativos para las propiedades de este tipo de partículas, las grasas).

$$V_a = \frac{g}{18} \times \left[\frac{\sigma - 1}{\mu} \right] \times d^2$$

Se aplica si $N_r < 1$

Datos:

$$\text{Temp} = 22.4^\circ$$

$\sigma = 0.8$ densidad relativa de las grasas

$\mu = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ 0.0101 cm²/s viscosidad

$d = 4.5 \times 10^{-3} \text{ cm}$ 0.000045 m. diámetro medio de las grasas

$$Q_{\max} = 0.006 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_a = 0.0219 \text{ m/s}$$

$$b \times L = \frac{Q}{V_a}$$

$$A_s = b \times L = 0.27 \text{ m}^2 < 0.59 \text{ Si cumple}$$

7. Número del Reynolds Nr

$$N_R = \frac{V_a d^2}{\mu}$$

$$V_a = 0.004 \text{ m/s}$$

$$d = 0.000045 \text{ m. diámetro medio de las grasas}$$

$$\mu = 0.00000101 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$NR = 0.00001 < 1 \text{ Cumple i}$$

Resumen

Cuadro 5.13 Resultados de un desgrasador

altura	h =	1.4	m
ancho del fondo	b =	2.4	m ²
Largo	L =	0.60	m

Fuente: Elaboración propia

5.5.5.- Diseño del canal parshall

Se tiene la siguiente relación:

$$2w = b_c$$

$$w = \frac{b_c}{2}$$

$$w = 0.15 \text{ ancho de la garganta del canal Parshall}$$

$$w = 6'' \text{ pulgadas}$$

$$b_c = 0.3 \text{ ancho del canal del desarenador}$$

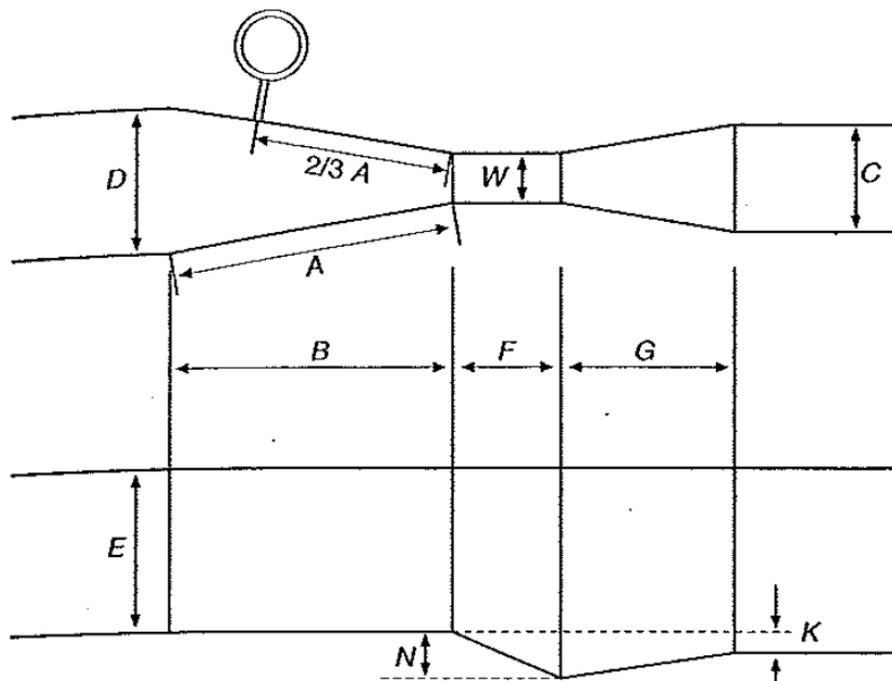
$$H_a = 0.2 \text{ Tirante de agua del desarenador}$$

Cuadro 5.14 Para un ancho de garganta $w=6''$

TUBERÍA	6''	Plg
W	15.2	Cm
A	62.3	Cm
B	61.0	Cm
C	39.4	Cm
D	40.3	Cm
E	61.0	Cm
F	30.5	Cm
G	61.0	Cm
K	7.6	Cm
N	11.4	Cm
λ	0.381	Cm
n	1.58	Cm

Para un ancho de garganta $w=6''$ se obtiene:

Figura 5.12 Parshall



Fuente: Azevedo Netto

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

$$K = 0.381$$

$$n = 1.58$$

$$H_a = x$$

Cuadro 5.15 Resultado de un canal Parshall

W =	0.15	ancho de la garganta del canal Parshall
W =	6"	pulgadas
Bc =	0.25	ancho del canal del desarenador
Ha =	0.07	tirante de agua del desarenador

Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

Vertedero de pared gruesa

Si:

$$B = 0.3 \quad \text{m}$$

$$Q = 0.006 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q = 1.7 * b * h^{\frac{3}{2}}$$

$$h = 0.05 \quad \text{m}$$

$$h = 5.17 \quad \text{cm}$$

5.6.- Tratamiento principal reactor RAFA-UASB

Diseño del Reactor UASB

El caudal de diseño a partir del tratamiento principal es el caudal medio diario.

El caudal medio se puede encontrar, es el doble del caudal mínimo.

Qmeddiario: $Q_{ip} = 4.63$ CONSUMO MEDIO DIARIO, l/s

Qmeddiario: $Q_{ip} = 400.032$ CONSUMO MEDIO m³/día

Qmeddiario: $Q_{ip} = 16.67$ CONSUMO MEDIO m³/hr

$Q_{max-hora} = 5.88$ Gasto afluente máximo horario: Q_{max-h} L/S

$Q_{max-hora} = 508.032$ Gasto afluente máximo horario: Q_{max-h} m³/día

$Q_{max-hora} = 21.168$ Gasto afluente máximo horario: Q_{max-h} m³/día

Para los parámetros de calidad de agua residual es recomendable dimensionar la planta de tratamiento con datos de concentración fuerte (ver anexo-9), debido a que conforme vaya creciendo la población, mayores serán las concentraciones.

Por lo tanto:

DQO=(So): 500 mg/l Demanda química de oxígeno

0.5 kg/m³

DBO=(So): 220 mg/l Demanda biológica de oxígeno

0.22 gr/L DBO 0.088 Kg DBO₅/d de entrada al UASB demanda bioquímica del oxígeno

T= 20.6 °c Temperatura del agua Residual

Y= 0.18 kgSST/kgDQO_{app} Coeficiente del rendimiento de sólidos

DQO: Y_{obs} = 0.21 kgDQO_{lodo}/kgDQO_{app} Coeficiente del rendimiento de sólidos en términos de Concentración esperada de la descarga del lodo

C = 4 %

Y = 1021 kg/m³ Densidad del lodo:

5.6.1.- Calcular la carga de DQO en el afluente promedio (Lo)

$$Lo = So * Qip$$

Donde:

Lo = 200.016 Kg DQO/día de entrada al UASB
demanda química del oxígeno

Qmeddiario: Qip= 400.032 CONSUMO MEDIO m3/día

DQO=(So): 0.5 kg/m3

5.6.2.- Adoptar un valor del tiempo de residencia hidráulica (t):

Tabla 5.11 Resumen de los principales criterios hidráulicos para el diseño de reactores

Criterio/Parámetro	Rango de valores, como una función de flujo		
	Q _{prom}	Q _{max}	Q _{pico} (*)
Carga hidráulica volumétrica (m ³ m ⁻² d ⁻¹)	<4	<6	<7
Tiempo de residencia hidráulica** (horas)	6-9	4-6	>3.5-4
Velocidad de flujo ascendente (mh ⁻¹)	0.5-0.7	<0.9-1.1	<1.5
Velocidad en la abertura para sedimentación (mh ⁻¹)	<2-2.3	<4-4.2	<5.5-6
Tasa de carga de superficie en el sedimentador (mh ⁻¹)	0.6-0.8	<1.2	<1.6
Tiempo de residencia hidráulica en el sedimentador (mh ⁻¹)	1.5-2	>1	>0.6

(*) Flujo pico con duración de 2 a 4 horas

(**) Temperatura del agua residual de 20 a 26 °C

Fuente: (Chernicharo de Lemos, 2007)

De acuerdo con la Tabla 5.11, se adopta un día

TRH	8	horas
TRH	0.33	día

5.6.3.- **Determinar el volumen total del reactor (V):**

$$V = Q_{ip} * t$$

Qmediario: $Q_{ip} = 400.032$ CONSUMO MEDIO m³/día

TRH 0.33 día

$$V = 133.34 \text{ m}^3$$

5.6.4.- **Establecer el número de módulos del reactor (N):**

Para este diseño se establece que el número de módulos del reactor son dos, por lo que en este caso

$$N = 2 \text{ módulos}$$

Chernicharo de Lemos (2007) menciona que, aunque no hay limitaciones en el volumen del reactor, se recomienda que dicho volumen no exceda 1 500 m³, debido a las limitaciones de operación y construcción; para el caso de sistemas pequeños para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ha sido habitual el uso de módulos con capacidades de 400 - 500 metros cúbicos.

5.6.5.- **Volumen de cada módulo (Vu):**

$$V_u = \frac{V}{N}$$

V = 133.34 m³

N = 2 módulos

$$V_u = 66.67 \text{ m}^3$$

5.6.6.- **Establecer un valor para la altura del reactor (H):**

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

5.6.7.- **Determinar el área de cada módulo (A):**

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

$$V_u = 66.67 \text{ m}^3$$

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

$$A = 13.33 \text{ m}^2$$

Para una configuración de reactores rectangulares y estableciendo el dónde:

ancho (a) del reactor en: 3 m

$$l = A/a$$

$$A = 13.34 \text{ m}^2$$

$$(a) \quad 3 \quad \text{ancho del reactor m}$$

$$L = 4.44 \text{ m}$$

$$L = 4.5 \text{ m adoptamos}$$

5.6.8.- **Verificación del área, volumen y tiempo de residencia hidráulica:**

Área total correcta:

$$A_t = N * A$$

$$N = 2 \quad \text{módulos}$$

$$A = 13.5 \text{ m}^2$$

$$A_t = 27 \text{ m}^2$$

5.6.9.- **Volumen total correcto:**

$$V_t = A_t * H$$

$$A_t = 27 \text{ m}^2$$

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

$$V_t = 135 \text{ m}^3$$

5.6.10.- **Tiempo de residencia hidráulica corregido:**

$$t = \frac{Vt}{Qip}$$

$$Vt = 135 \text{ m}^3$$

$$Q_{\text{mediario}}: Q_{ip} = 400.032 \text{ Consumo medio m}^3/\text{día}$$

$$t = 0.34 \text{ día}$$

5.6.11.- **Verificación de las cargas aplicadas:**

Carga hidráulica volumétrica (CHV):

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

$$Q_{\text{mediario}}: Q_{ip} = 400.032 \text{ CONSUMO MEDIO m}^3/\text{día}$$

$$Vt = 135 \text{ m}^3$$

$$CHV = 2.96 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{día}$$

5.6.12.- **Carga orgánica volumétrica (COV):**

$$COV = \frac{Qip * So}{V}$$

$$Q_{\text{mediario}}: Q_{ip} = 400.032 \text{ CONSUMO MEDIO m}^3/\text{día}$$

$$DQO=(So): 0.5 \text{ Kg DQO/m}^3$$

$$Vt = 135 \text{ m}^3$$

$$COV = 1.48 \text{ DQO/m}^3 \cdot \text{d}$$

5.6.13.- Verificación de las velocidades del flujo ascendente:

Para Q_{ip} :

$$v = \frac{Q_{ip}}{A_t}$$

$Q_{meddiario}$: $Q_{ip} = 400.032$ consumo medio $m^3/día$

$A_t = 27$ m^2

$$V = 14.81 \text{ m/día}$$

$$V = 0.62 \text{ m/hr}$$

Se puede observar que las velocidades de flujo ascendente encontradas están dentro de los intervalos de valores mostrados en la Tabla 5.11 Resumen de criterios de diseño de un RAFA.

5.6.14.- Sistemas de distribución del agua residual (afluente):

Cálculo del número de tubos de distribución del afluente.

Estableciendo un área de influencia de $A_d = 1.15$ m^2 por tubo de distribución, y considerando un lodo medio floculante y una COV menor a 1 - 2 kg de DQO m V_d , de acuerdo con la Tabla 5.12, es posible calcular el número de tubos usando la ecuación siguiente:

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

$A_t = 27$ m^2

$A_d = 1.7$ m^2

$$N_d = 16$$

Dado que se ha considerado dos módulos, cada reactor tendrá 8 tubos de distribución, estimándose ubicar de la siguiente forma:

ancho	3	2	tubos
largo	4.5	4	tubos

Tabla 5.12 Directrices para determinar el área de influencia de los distribuidores de flujo

Tipo de lodo	Carga orgánica aplicada (kg de DQO/m ³ d)	Área de influencia de cada distribuidor (m ²)
Lodo denso y flocculento (concentración > 40 kg SST/m ³)	<1.0	0.5-1
	1-2	1-2
	>2	2-3
Lodo medio flocculento (concentración 20 a 40 kg SST/m ³)	<1-2	1-2
	>3	2-5
Lodo granular	1-2	0.5-1
	2-4	0.5-2
	>4	>2

Fuente: Chernicharo de Lemos, 2007

5.6.15.- Estimación de las eficiencias de remoción de la DQO del sistema

Utilizando la Ecuación

$$E_{DQO} = 100 * (1 - 0.68 * t^{-0.35})$$

TRH 8 horas

$$E_{DQO} \text{ 67.16 \%}$$

5.6.16.- Estimación de las eficiencias de remoción de la DBO del sistema, utilizando la Ecuación

$$E_{DBO} = 100 * (1 - 0.70 * t^{-0.50})$$

TRH 8 horas

$$E_{DBO} \text{ 75.25 \%}$$

5.6.17.- **Estimación de las concentraciones de DQO y DBO en el efluente final:**

$$C_{efl} = S_o - \frac{(E * S_o)}{100}$$

DQO=(So): 0.5 Kg DQO/m³

$$E_{DQO} = 67.16 \%$$

$$C_{efl} = 0.16 \text{ Kg DQO/m}^3$$

$$C_{efl} = 164.2 \text{ gr DQO/m}^3$$

$$C_{efl} = 164.2 \text{ DQOmg/l}$$

$$DBO=(So): 0.22 \text{ KgDBO5/d}$$

$$E_{DBO} = 75.25 \%$$

$$C_{efl} = 0.054 \text{ Kg DBO/m}^3$$

$$C_{efl} = 54.45 \text{ gr DBO/m}^3$$

$$C_{efl} = 54.45 \text{ DBOmg/l}$$

5.6.18.- **Producción teórica del metano:**

La producción teórica del metano puede ser estimada de la siguiente manera:

$$DQO_{CH_4} = Q_{ip} * [(S_o - C_{efl}) - Y_{obs} * S_o]$$

Qmeddiario: Qip= 400.032 CONSUMO MEDIO m³/día

$$DQO=(So): 0.5 \text{ Kg DQO/m}^3$$

$$C_{efl}: 0.16 \text{ Kg DQO/m}^3$$

$$DQO: Y_{obs}: 0.21 \text{ kgDQO lodo/kgDQOapp}$$

$$DQO_{CH_4} = 92.32 \text{ kgDQO/d}$$

Coefficiente del rendimiento de sólidos, en términos de Concentración esperada de la descarga del lodo:

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

$$P = 1 \quad \text{atm}$$

$$K_{DQO} = 64 \quad \text{gDQO/mol}$$

$$R = 0.082 \quad \text{atm L/mol K}$$

$$T = 20.6 \quad \text{Temperatura}$$

$$K(t) = 2.66 \quad \text{kgDQO/m}^3$$

$$Q_{CHA} = \frac{DQO_{CHA}}{K(t)}$$

$$K(t): \quad 2.66 \quad \text{kgDQO/m}^3$$

$$DQO_{CHA}: \quad 92.32 \quad \text{DQO/día}$$

$$Q_{CHA} \quad 34.75 \quad \text{m}^3/\text{día}$$

5.6.19.- Producción del biogás:

La producción de biogás se determina estimando el porcentaje de metano en el biogás.

Para un contenido de metano de 70 por ciento en el biogás:

El gasto de metano en el biogás producido es

$$Qg = \frac{Q_{CHA}}{0.70}$$

$$Q_{CHA} \quad 34.75 \quad \text{m}^3/\text{día}$$

$$Qg \quad 49.65 \quad \text{m}^3/\text{d}$$

$$Qg \quad 2.068 \quad \text{m}^3/\text{h}$$

5.6.20.- Dimensionamiento del colector del gas:

Número de colectores de gas 2 (1 en cada módulo)

Longitud de cada colector:

$$\text{Largo} = 4.5 \text{ m}$$

Longitud total del colector de gas (considerando los dos módulos):

$$\text{Lt} = 9 \text{ Longitud total (m)}$$

Ancho de la parte superior del colector del gas

$$(\text{Ag}): 0.25 \text{ m}$$

Área total del colector del gas (Atg) en la parte superior:

$$\text{Atg} = \text{Li} * \text{Ag}$$

$$\text{Atg} = 2.25 \text{ m}^2$$

Cálculo de la tasa de liberación de biogás en el colector de gas (Kg):

$$Kg = \frac{Qg}{Atg}$$

$$\text{Atg} = 2.25 \text{ m}^2$$

$$Qg = 2.068 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Kg = 0.92 \text{ m}^3/\text{h}$$

Por lo tanto, cada colector de biogás se hace con las siguientes dimensiones:

$$\text{ancho} = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 6 \text{ m}$$

5.6.21.- Dimensionamiento de las aberturas del compartimento del sedimentador

Si se adopta un separador de tres fases en cada módulo, entonces:

El número de aberturas simples: Nro. = 4 (2 en cada módulo), junto a las paredes

Longitud de cada abertura (La):

$$La = 4.5 \text{ m a lo largo del reactor}$$

$$(Lt) = 18 \text{ Longitud equivalente de operaciones simples}$$

Área total de las aberturas (Ata):

$$Ata = Li * Aa$$

$$(Lt) = 18 \text{ Longitud equivalente de operaciones simples}$$

$$Aa = 0.45 \text{ m (adoptado)}$$

$$Ata = 8.1 \text{ m}^2$$

Verificación de las velocidades a través de las aberturas (vab):

$$v_{ab} = \frac{Q_{ip}}{Ata}$$

$$Q_{\text{meddiario}}: Q_{ip} = 400.032 \text{ CONSUMO MEDIO m}^3/\text{día}$$

$$Ata = 8.1 \text{ m}^2$$

$$V_{ab} = 49.38 \text{ m/d}$$

$$V_{ab} = 2.057 \text{ m/h}$$

Las velocidades encontradas están dentro de las recomendaciones de diseño que muestra la Tabla 5.11

Por lo tanto, cada abertura del compartimento del sedimentador tendrá las siguientes dimensiones:

Abertura simple: Longitud: 4.5 m

Ancho: 0.45 m

5.6.22.- Dimensionamiento del compartimento del sedimentador

Número de compartimentos del sedimentador: 2 (1 en cada reactor)

Longitud de cada sedimentador (L_s):

$$L_s = 4.5 \quad (\text{a lo largo del reactor})$$

Longitud total del sedimentador (L_{ts})

$$L_{ts} = L_s N$$

$$L_s = 4.5 \quad (\text{a lo largo del reactor})$$

$$N = 2$$

$$L_{ts} = 9 \quad \text{m}$$

Ancho de cada colector de gas (A_g):

$$0.25 \quad \text{Ancho del colector}$$

$$0.05 \quad \text{Espesor de la pared}$$

$$A_g = 0.3 \quad \text{m}$$

Ancho de cada compartimento del sedimentador (A_s):

$$A_s = 3 \quad \text{m}$$

Ancho efectivo de cada sedimentador A_{es} :

$$A_{es} = 2.7 \quad \text{m}$$

Área total del sedimentador (A_{fs}):

$$A_{fs} = L_{ts} * A_{es}$$

$$A_{es} = 2.7 \quad \text{m}$$

$$L_{ts} = 9 \quad \text{m}$$

$$A_{fs} = 24.3 \quad \text{m}^2$$

5.6.23.- **Verificación de las tasas de carga de superficie del sedimentador (ys):**

Para Qip:

$$v_s = \frac{Q_{ip}}{A_{ts}}$$

Qmediario: Qip= 400.032 Consumo medio m³/día

A_{ts}= 24.3 m²

$$V_s = 16.46 \text{ m/d}$$

$$V_s = 0.11 \text{ m/s}$$

Para Qmax-h:

$$v_s = \frac{Q_{maxh}}{A_{ts}}$$

Qmax-hora= 508.032 Gasto afluente máximo horario: Qmax-h

A_{ts}= 24.3 m²

$$V_s = 20.90 \text{ m/d}$$

$$V_s = 0.87 \text{ m/h}$$

Se puede observar que las tasas de carga superficial en el sedimentador se encuentran dentro de los intervalos de valores mostrados en la Tabla 5.11

Por lo tanto, cada compartimento del sedimentador tendrá las siguientes dimensiones:

$$\text{Ancho} = 2.7 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 4.5 \text{ (a lo largo del reactor)}$$

Para determinar el volumen del compartimento del sedimentador es necesario tomar en consideración los siguientes aspectos:

Altura de la parte superior del compartimento del sedimentador (paredes verticales)

Altura de la parte del fondo del compartimento del sedimentador (paredes inclinadas)

Tiempo de residencia en el compartimento del sedimentador, según la Tabla 5.11

5.6.24.- Producción de lodo

La producción de lodo (Pl.) esperado en el sistema de tratamiento puede ser calculado mediante las siguientes ecuaciones:

$$Pl = Y * DQO_{app}$$

$$DQO = 200 \text{ Kg} * DQO/D$$

$$Y = 0.18 \text{ kgSST/kgDQOapp coeficiente de rendimiento de solidos}$$

Coficiente del rendimiento de sólidos:

$$Ps = 36.00 \text{ kgSST/d}$$

$$Vs = \frac{Ps}{y * C}$$

$$Ps = 36.00 \text{ kgSST/d}$$

$$Y = 1021 \text{ kg/m}^3$$

$$C = 4 \text{ \%}$$

$$Vs = 0.88 \text{ m}^3/\text{día}$$

5.7.- Lecho de secado de lodos

Peso de los sólidos = 36.00 kgSST/d

Volumen de lodo = 0.88 m³/día

Productividad de lecho de secado de lodo (1 a 1.5 kg SST/m²*día) = 1.1 kg SST/m²*día

Nº mínimo de celdas = 3 (valor recomendable)

Profundidad de celdas = 0.4 m (asumido)

Área mínima

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

$$A_{min} = \frac{36.00 \text{ kgSST/d}}{1.1 \text{ kg SST/m}^2 * \text{día}} = 32.72 \text{ m}^2$$

Área del lecho (AL)

$$AL = 1.5 * A_{min}$$

$$AL = 1.5 * 32.72m^2$$

$$AL = 49.1m^2$$

Área de la celda (Ac)

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

$$Ac = \frac{49.1m^2}{3}$$

$$Ac = 16.4m^2$$

Altura de lodo en el lecho

$$hl = \frac{V_{lodo}}{Al}$$

$$hl = \frac{0.88 m^3/día}{49.1m^2}$$

$$hl = 0.018 m/día$$

Periodo de descarte de lodos

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

$$t = \frac{0.4 m}{0.018 m/día}$$

$$t = 22.31 \text{ dias} \approx 23 \text{ días}$$

5.8.- Tratamiento secundario humedal artificial de flujo subsuperficiales

DBO entrada:	54.44	mg/l
DBO salida:	24	mg/l
SST entrada:	220	mg/l
Qmeddiario: Qip=	4.63	CONSUMO MEDIO DIARIO, l/s
Qmeddiario: Qip=	400.032	CONSUMO MEDIO m3/día
Población:	891	hab
Medio:	25	grava media de mm
n=	0.38	Tabla 4
ks=	25	m ³ /m ² *d
Vegetación:	Totora	
Profundidad del humedal SFS:	0.6	m
en invierno:	0.45	m
y en verano	0.15	m
Temperatura crítica en invierno:	-5	°C
Temperatura del agua a la entrada:	20.6	°C
Pendiente	0.05	m/m

5.8.1.- **Asumimos una temperatura del agua, del diseño en el humedal SFS**

$$T = 20.3 \text{ } ^\circ\text{C.}$$

K_T : constante de temperatura proveniente de:

$$K_T = K_{20}(1.06)^{(T-20)}$$

$$K_{20} = 1,104 d^{-1}$$

Usamos

$$K_T = 1,104(1.06)^{(20.3-20)}$$

$$K_9 = 1.12 d^{-1}$$

5.8.2.- **Determinación del área superficial requerida para el humedal SFS bajo**

El área superficial del humedal se determinaría por:

$$A_s = \frac{Q(\ln C_0 - \ln C_e)}{K_T(y)(n)}$$

y: 0.6 profundidad de diseño del sistema, m

n: 0.38 "porosidad" del humedal,

Qmeddiario: Qip: 400.032 CONSUMO MEDIO m³/día

DBO entrada: 54.44 mg/l

DBO salida: 24 mg/l

$$A_s = \frac{400.032(\ln 54.44 - \ln 24)}{1.14(0.6)(0.38)}$$

$$A_s = 1279.10 m^2$$

Tiempo de retención hidráulica

$$TRH = \frac{A_S * Y * n}{Q}$$

$$TRH = \frac{1279.10 * 0.6 * 0.38}{400.32}$$

$$TRH = 0.73 \text{ día}$$

5.8.3.- Cálculo de la temperatura promedio del agua

Asumimos una capa de residuos de vegetación de 15 cm, y una capa de grava más gruesa (80 mm) que cubre el humedal. (Ver tabla 5.13) Los otros datos se obtienen de la Tabla 2.15 características típicas de los medios para humedales.

Tabla 5.13 Datos iniciales para un humedal artificial

Longitud	k (w/m*C)	Material
0.15	0.05	Capa de restos de vegetación
0.08	1.5	Grava seca (25% de humedad)
0.6	2	Grava de saturación

Fuente: Elaboración Propia

$$U = \frac{1}{\left(\frac{Y_1}{K_1}\right) + \left(\frac{Y_2}{K_2}\right) + \left(\frac{Y_3}{K_3}\right)}$$

$$U = \frac{1}{\left(\frac{0.15}{0.05}\right) + \left(\frac{0.08}{1.5}\right) + \left(\frac{0.6}{2}\right)}$$

$$U = 0.30$$

$$q_G = (C_p)(\delta)(A_s)(y)(n)$$

$C_p = 4.215$ capacidad de calor específico del agua, J/kg* °C

$(\delta) = 1000$ densidad del agua, kg/m³

$A_s = 1279.10$ Área superficial del humedal, m²

$y = 0.6$ profundidad del agua en el humedal, m

$n = 0.38$ porosidad del humedal (p.e. espacio disponible para el flujo del agua, el resto está ocupado por el medio (ver Tabla 2.15) para valores típicos)

$$q_G = (4.215)(1000)(1279.10)(0.6)(0.38)$$

$$q_G = 1229247.76 \text{ Energía ganada por el agua, J/°C}$$

$$q_l = (T_0 - T_a)(U)(\sigma)(A_s)(t)$$

$T_0: 20.6$ Temperatura del agua que entra al humedal, °C

$T_a: -5$ Temperatura promedio del aire durante el período considerado.

$U: 0.30$ Coeficiente de transferencia de calor a la superficie del lecho del humedal, W/ m²

$\sigma: 86.4$ Factor de conversión, 86400 s/ d

$A_s: 1279.10$ Área superficial del humedal, m²

$t: 0.73$ tiempo de residencia hidráulica en el humedal, d

$$q_l = (20.6 - 5)(0.30)(86400)(1279.10)(0.73)$$

$$q_l: 6.15E+05 \text{ Energía perdida vía conducción a la atmósfera, J}$$

$$T_c = \frac{q_l}{q_G}$$

Reemplazando

$$T_c = \frac{(T_0 - T_a)(U)(\sigma)(A_s)(t)}{(C_p)(\delta)(A_s)(y)(n)}$$

Simplificando

$$T_c = \frac{(T_0 - T_a)(U)(\sigma)(t)}{(C_p)(\delta)(y)(n)}$$

$$T_c = 0.50^\circ\text{C}.$$

$$T_c = T_0 - T_c$$

$$T_c = 20.6 - 0.50$$

$$T_c = 20.10^\circ\text{C}.$$

$$T_w = \frac{T_0 + T_c}{2}$$

$$T_w = \frac{20.6 + 20.10}{2}$$

$$T_w = 20.35^\circ\text{C}.$$

Así que la temperatura de 20.3 C asumida es correcta y el dimensionamiento del humedal también.

5.8.4.- Cálculo del área de las celdas

Dividimos el área en cuatro celdas iguales de 319.77 m² cada una. Ahora determinamos la relación ancha: largo usando en el caudal será también 1/4 del total. Tomamos un valor de m de 0,05.

$$Q = \frac{QD}{4}$$

$$Q = 100.008 \text{ l/s}$$

$$k_s = \frac{K_S}{4}$$

$$k_s = 6.25$$

$$A_s = \frac{A}{4}$$

$$A_s = 319.77 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{1}{y} * \left[\frac{(Q)(A_s)}{(m)(k_s)} \right]^{0.5}$$

$$W = \frac{1}{0.6} * \left[\frac{(100.008)(314.23)}{(0.05)(5)} \right]^{0.5}$$

W: 16.86 Ancho de una celda del humedal, m

As: 319.77 Área superficial del humedal, m
 m: 0.05 Pendiente del fondo del lecho, % expresado como decimal
 y: 0.6 Profundidad del agua en el humedal, m

tomamos 17 m

$$L = \frac{A_s}{l}$$

$$L = \frac{319.77}{17}$$

$$L = 26.64 \text{ m}$$

L = 27 m Longitud de la celda de humedal, m

L: W=4,1:1 ✓

5.8.5.- Remisión de los sólidos suspendidos

A continuación, calcularemos **la remoción de sólidos suspendidos** totales, pero como se dijo con anterioridad es solamente una estimación, dado que éste no es un factor limitante en el diseño y el método de cálculo solo permite esta aproximación.

$$CH = \left(\frac{Q}{A}\right)*100$$

$$CH = \left(\frac{400.032}{1279.11}\right)*100$$

Qip= 400.032 Consumo medio m³/día

$$A_S = 1279.11 \text{ m}^2$$

$$CH = 31.27 \text{ cm/d Carga Hidráulica}$$

$$C_e = C_o*(0.1058+0.0014(CH))$$

$$C_e = 220*(0.1058+0.0014(31.27))$$

C0: 220 SST en el efluente, mg/l

CH: 31.27 Carga hidráulica, cm/d

$$C_e: 39.71 \text{ SST en el afluente, mg/l}$$

Como dijimos antes esta es una estimación, pero nos sirve para comprobar los buenos rendimientos del sistema en este aspecto (cerca al 90%).

Para el humedal SFS determinamos la constante K_{nh} para 50 y para 100% de la zona de raíces.

$$K_{nh}(50\%rz) = 0.01854 + 0.3922(rz)^{2.6077}$$

$$K_{nh}(50\%rz) = 0.01854 + 0.3922(0.5)^{2.6077}$$

$$K_{nh}(50\%rz) = 0.082 \text{ d}^{-1}$$

$$K_{nh}(100\%rz) = 0.01854 + 0.3922(rz)^{2.6077}$$

$$K_{nh}(100\%rz) = 0.01854 + 0.3922(1)^{2.6077}$$

$$K_{nh}(100\%rz) = 0.41 \text{ d}^{-1}$$

K_{nh} : Constante de nitrificación a 20°C, d⁻¹

rz: 0.5 Porcentaje de la profundidad del lecho del humedal SFS 1 ocupado por la zona de las raíces, como fracción decimal (0 a 1).

5.8.6.- **Determinación del área requerida para la nitrificación en el humedal SFS**

$$A_s = \frac{Q \ln\left(\frac{C_0}{C_e}\right)}{K_T y n}$$

$$r_z = 50\%$$

$$A_s = \frac{400.032 \ln\left(\frac{40}{3}\right)}{0.083 * 0.6 * 0.38}$$

$$A_s = 54831.6 \quad \text{Área superficial del humedal, m}^2$$

$$TRH = \frac{A_s * Y * n}{Q}$$

$$TRH = \frac{1279.10 * 0.6 * 0.38}{400.032}$$

$$TRH = 31.25 \quad \text{Tiempo de residencia hidráulico, d}$$

$$r_z = (100\%):$$

$$A_s = \frac{400.032 \ln\left(\frac{40}{3}\right)}{0.411 * 0.6 * 0.38}$$

$$A_s = 11064.64 \quad \text{Área superficial del humedal, m}^2$$

$$TRH = \frac{A_s * Y * n}{Q}$$

$$TRH = \frac{11064.64 * 0.6 * 0.38}{400.032}$$

$$TRH = 6.30 \quad \text{Tiempo de residencia hidráulico, d}$$

Ce: 3 Concentración de amoníaco en el efluente, mg/l

Co: 40 Concentración de NTK en el afluente, mg/l

$K_{nh}(50\%r_z)$: 0.083 Constante de nitrificación a 20°C, d⁻¹

$K_{nh}(100\%rz)$:	0.411	Constante de nitrificación a 20°C, d1
n:	0.38	Porosidad del humedal, 0,65 -0,75
y:	0.6	Profundidad del agua en el humedal, m
Q:	400.032	Caudal promedio del humedal, m 3/d

Se calcula la concentración de nitratos en el efluente.

$$\text{Nitratos del humedal} = C_0 - C_e$$

$$\text{Nitratos del humedal} = 37 \quad \text{mg/l}$$

Ce: 3 Concentración de nitratos en el efluente, mg/l

Co: 40 Concentración de nitratos en el afluente, mg/l

7; Determinación de la concentración de nitratos en el efluente

rz=(50%):

$$C_e = C_0 * \exp(-K_T)$$

$$C_e = 37 * \exp(-(1.00)(31.25)) < 0.01 \text{mg/l}$$

$$C_e = 9.8E-50 \quad \text{Concentración de nitratos en el efluente, mg/l}$$

Co: 30 Concentración de nitratos en el afluente, mg/l

Kt: 31.25 Constante dependiente de la temperatura, d 1

rz=(100%):

$$C_e = C_0 * \exp(-K_T) \quad 49$$

$$C_e = 37 * \exp(-(1.00)(6.3)) < 0.13 \text{mg/l}$$

$$C_e = 1.3 \text{ E-10} \quad \text{Concentración de nitratos en el efluente, mg/l}$$

Co: 37 Concentración de nitratos en el afluente, mg/l

Kt: 6.3 Constante dependiente de la temperatura, d 1

5.8.7.- Determinación del nitrógeno total en el efluente del humedal.

$K_{nh}(50\%rz)$:

$$NT = C_{einic} + C_{ecal}$$

$$NT = 3 + 9.8E - 50$$

$$NT = 3 \text{ mg/l ok}$$

$K_{nh}(100\%rz)$:

$$NT = C_{einic} + C_{ecal}$$

$$NT = 3 + 0.00001$$

$$NT = 10.00 \text{ mg/l } >3\text{mg/l muy alto}$$

El área y el TRH son muy pequeños en el caso del 100% de penetración de las raíces para una des nitrificación suficiente. Se necesita otra iteración, y asumiremos una concentración de amoniaco de 2 mg/l.

$rz=100\%$

$$A_s = \frac{400.032 \ln\left(\frac{40}{2}\right)}{0.411 * 0.6 * 0.38}$$

$A_s = 12796.63$ Área superficial del humedal, m²

$$TRH = \frac{A_s * Y * n}{Q}$$

$$TRH = \frac{12796.63 * 0.6 * 0.38}{400.032}$$

TRH= 7.239 Tiempo de residencia hidráulico, d

C_e : 2 Concentración de amoniaco en el efluente, mg/l

C_o : 40 Concentración de NTK en el afluente, mg/l

$K_{nh}(50\%rz)$ 0.083 constante de nitrificación a 20°C, d⁻¹

$K_{nh}(100\%rz)$: 0.411 Constante de nitrificación a 20°C, d1

n: 0.38 Porosidad del humedal, 0,65 -0,75

y: 0.6 Profundidad del agua en el humedal, m

Q: 400.032 Caudal promedio del humedal, m³/d

$rz=(100\%)$:

$$C_e = C_0 * \exp(-K_T) \quad 49$$

$$C_e = 40 * \exp(-(1.00)(31.25)) < 0.05 \text{ mg/l}$$

$C_e = 9.80218E-50$ Concentración de nitratos en el efluente, mg/l

$C_e = 0.05$ mg/l Tomamos el valor del límite

Co: 37 Concentración de nitratos en el afluente, mg/l

$K_{nh}(50\%rz)$:

Kt: 31.252 Constante dependiente de la temperatura, d⁻¹

$K_{nh}(100\%rz)$: 7.29

$K_{nh}(100\%rz)$:

$$NT = C_{einic} + C_{ecal}$$

$$NT = 2 + 0.05$$

$$NT = 2.05 \quad \text{mg/l} \quad 3\text{mg/l ok}$$

Determinación de la carga hidráulica para eliminación de fósforo.

$$CH = 100 * \frac{Q}{A}$$

$$CH = 3.13 \quad \text{cm/d}$$

Caudal Q: 400.032 m³/d

$A_s = 12796.63$ Área superficial del humedal, m²

5.8.8.- Determinación de la concentración de fósforo en el efluente

$$C_e = C_0 \exp\left(\frac{-K_p}{CH}\right)$$

$$C_e = 11.9 \exp\left(\frac{-2.74}{3.13}\right)$$

C_e : 0.162 Concentración de fósforo en el efluente, mg/l.

C_0 : 8 Concentración de fósforo en el afluente, mg/l.

K_p : 2.74 cm/d

CH: 3.13 Carga hidráulica promedio anual, cm/d.

5.8.9.- Conexiones domiciliarias

Se diseñó el sistema por medio del camino principal donde los dos márgenes del camino quedan beneficiados para la conexión.

Prevía a la conexión las cabañas y centros comerciales deberán contar con un desgrasador o trampa de grasas de 0.50*0.50*1.00 donde se retenga las grasas animales como los aceites, los desechos de los productos de limpieza de las cocinas Son 79 casas beneficiadas y 4 centros de eventos que podrán conectarse al sistema una vez se tenga construida la red de alcantarillado.

5.9.- Ficha ambiental

El estudio se ciñe a la recopilación de información y a la consulta a fuente autorizadas, para obtener evidencias de la capacidad de generación de alteraciones por parte del proyecto y de igual manera, conocer cuál es la capacidad de carga del ambiente del área donde se ubicará el proyecto. Con lo anterior, el estudio debe permitir establecer propuestas de acciones de protección al ambiente y de corrección o mitigación de las alteraciones que pudieran producirse.

5.9.1.- **Etapas del proceso**

La elaboración de un estudio de impacto ambiental, en términos generales se constituye por un conjunto de etapas y tareas a cumplir, que genéricamente, se concretan en los siguientes rubros.

1. Descripción del proyecto o actividad a realizar:

En esta etapa se analiza y se describe al proyecto o a la actividad, destacando, desde el enfoque ambiental, sus principales atributos y sus debilidades más evidentes.

2. Desglose del proyecto o actividad en sus partes elementales:

Esta tarea debe realizarse de manera uniforme y sistemática para cada una de las cuatro fases convencionalmente aceptadas: preparación del sitio, construcción, operación y abandono del proyecto. Deberá hacerse una prospección de las actividades relacionadas al proyecto y de aquellas otras que serán inducidas por él, siempre con el objetivo de identificar los impactos al ambiente.

3. Descripción del estado que caracteriza al ambiente, previo al establecimiento del Proyecto:

Descripción del medio físico en sus elementos bióticos y abióticos, en un ámbito extenso y sustentado tanto en evidencias reportadas en la literatura especializada como en observaciones directas en campo. En esta etapa se incluye el estudio el medio social y económico de la zona donde se establecerá el proyecto o donde se desarrollará la actividad.

4. Elementos más significativos del ambiente:

Este apartado resume la información que permite determinar el significado que tienen los elementos más relevantes del ambiente, previamente analizados, para su conservación. Habrán de definirse y aplicarse los criterios acordes a la magnitud de la importancia del ambiente, tales como diversidad, rareza, perturbación o singularidad; la valoración que se haga de cada rubro deberá tener un enfoque integral.

5. Ámbito de aplicación del estudio de impacto ambiental:

El ámbito de aplicación del estudio definirá el alcance que tendrá éste, para cada uno de los elementos anteriormente descritos. Su incidencia o no con áreas naturales protegidas o con planes parciales de desarrollo urbano o del territorio, así como el cumplimiento de normas oficiales bolivianas vigentes.

6. Identificación de los impactos:

Con esta etapa, el estudio alcanza una de sus fases más importantes, se trata de definir las repercusiones que tendrá el proyecto o la actividad a realizar sobre el ambiente descrito y sobre sus elementos más significativos. Cada impacto deberá ser valorado sobre una base lógica, medible y fácilmente identificable. Posteriormente, el análisis debe llegar a una sinergia que permita identificar, valorar y medir el efecto acumulativo del total de los impactos identificados.

7. Alternativas:

Si fuese el caso de que hubiese dos o más alternativas para el proyecto o para la actividad, estas serán analizadas, valoradas sobre la base de su significado ambiental y seleccionada la que mejor se ajuste tanto a las necesidades del mantenimiento del equilibrio ambiental, como a los objetivos, características y necesidades del proyecto.

8. Identificación de medidas de mitigación:

La importancia de esta etapa debe evidenciarse en el reporte final con la propuesta de medidas lógicas y viables en aplicación.

9. Valoración de impactos residuales:

Se aplica este concepto a la identificación de aquellas situaciones, negativas para el ambiente, que pueden derivar de una falta de previsión o de intervención del hombre y que pudieran derivar de la puesta en operación del proyecto.

10. Plan de vigilancia y control:

En esta etapa el estudio deberá definir los impactos que serán considerados en el plan de seguimiento y control, determinar los parámetros a evaluar, los indicadores que habrán de demostrar la eficiencia del plan, la frecuencia de las actividades, los sitios y las características del muestreo.

5.9.2.- Métodos simples de identificación de impacto

Información de partida

Para identificar los impactos ambientales producidos por una actividad o proyecto de construcción se pueden emplear las matrices de causa-efecto, (también conocidas como matrices de Leopold); o bien algunas listas de control. Las características deseables en el método de El A que finalmente se adopte para la elaboración de un estudio de impacto ambiental comprenden los siguientes aspectos:

- Deben ser adecuados a las tareas que hay que realizar como la identificación de impactos o la comparación de opciones.
- Deben ser lo suficientemente independientes de los puntos de vista personales del evaluador y sus sesgos (los resultados deben poder reproducirse independientemente del grupo de evaluadores que los obtenga).
- Deben ser económicos en términos de costos y requerimientos de datos tiempo de investigación, personal, equipo e instalaciones.

5.9.3.- Metodologías de matrices interactivas

Las matrices de causa-efecto fueron de las primeras metodologías de EIA que surgieron. Una “matriz interactiva simple” muestra las acciones del proyecto en forma de columnas y los factores ambientales pertinentes en forma de renglones. Cuando se espera que una acción determinada provoque un cambio en un factor ambiental, este se coloca en el punto de intersección de la matriz y se describe además en términos de consideraciones de magnitud e importancia. Se han utilizado muchas variaciones de esta matriz interactiva en los estudios de impacto, incluyendo entre ellos las matrices por etapas.

Desarrollo de una matriz simple

Se considera mejor desarrollar una matriz específica para el proyecto, plan, programa o política que se esté analizando que utilizar una matriz genérica. Los pasos siguientes deben seguirse cuando quieran elaborar una matriz de interacción simple.

1. Enumerar todas las acciones del proyecto previsto y agruparlas de acuerdo a su fase temporal, como, por ejemplo: construcción, explotación y abandono.
2. Enumerar todos los factores ambientales pertinentes del entorno y agruparlos de acuerdo a categorías física-química, biológica, cultural, socioeconómica, y según consideraciones espaciales tales como emplazamiento y región.
- 3.- Discutir la matriz preliminar con los miembros del equipo y/o asesores del equipo o del coordinador del estudio.
- 4 - Decidir el sistema de puntuación del impacto (por ejemplo, números, letras o colores) que se va a utilizar.
- 5 Recorrer la matriz todo el equipo conjuntamente y establecer puntuaciones y notas que identifiquen y resuman los impactos (documentando esta tarea).

5.9.4.- Descripción general de impactos y asignación de pesos específicos según actividades básicas.

A continuación, se muestra una tabla ANEXO-12 desarrollada en función de las distintas etapas que comprende el proyecto, es decir preparación del sitio, construcción y fase de operación.

Cada una de estas etapas se evaluará en función de los elementos que pueden verse afectados, considerando dentro de ellas la mayor cantidad de aspectos relacionados a estos, de tal forma que la descripción y la asignación de los pesos específicos sea una tarea fácil de realizar y de analizar por terceros.

Antes de asignar pesos específicos a cada uno de los elementos que se evaluarán, es necesario adoptar un criterio. En este caso nos guiaremos según la naturaleza del impacto, ya sea benéfico o adverso, asignando valores para ello. Dichos valores se muestran a continuación.

- 1.-Efecto Adverso
- 2.-Efecto Adverso Significativo
- 3.- Efecto Benéfico
- 4.- Efecto Benéfico Significativo*-

Después de un exhausto análisis del impacto ambiental que se puede ocasionar por aquellas actividades ya sea positivo o negativo, dicha identificación se realiza mediante el señalamiento de la intersección de la columna y el reglón correspondiente.

Tabla 5.14 Resultado del impacto ambiental

Criterio	Valor	Total
Efecto Adverso	1	45
Efecto Adverso Significativo	2	23
Efecto Benéfico	3	15
Efecto Benéfico Significativo	4	55

Fuente: Elaboración Propia

Se concluyó con mayor efecto benéfico significativo, para el proyecto de implementación del sistema de alcantarillado y planta de tratamiento

5.9.5.- Situación ambiental y de riesgos de desastres actual, así como adaptación al cambio climático

La construcción de un sistema de recolección de aguas residuales con su tratamiento residual no generará impactos negativos de consideración en la zona; los impactos se encuentran detallados a continuación, así como las medidas pertinentes para mitigarlos: (-) AIRE: Impacto Negativo, indirecto, temporal, localizado, reversible, Bajo. - Los trabajos generales, excavaciones, compactado y movimientos de tierra, en el mejoramiento en el sistema de alcantarillado y planta de tratamiento generarán partículas en suspensión (polvo) y gases de combustión (dióxido de carbono).

Regar periódicamente las fuentes de generación de material particulado. Realizar el mantenimiento de los motores de los vehículos. Realizar las obras de limpieza y construcción en el menor tiempo posible con el fin de minimizar el tiempo de emisión de gases.

(-) SUELO: Impacto negativo, permanente, localizado, reversible, bajo. - Residuos líquidos generados por el vertido de aceites y grasas del cambio en los vehículos y equipos.

Efectuar los cambios de aceites y grasa en talleres especializados de las localidades cercanas, en caso de efectuar esta actividad en el área utilizar charolas y turriles para almacenar los aceites y grasas usadas.

(-) ECOLOGÍA: Impacto negativo, directo, temporal, localizado, reversible, bajo todo movimiento de tierra altera el paisaje natural de la zona.

Se deberá realizar la nivelación del suelo y el relleno de zanjas con el material sobrante de las excavaciones además de que se tendrá que realizar la construcción de la obra en el menor tiempo posible, sin alterar las condiciones de flora y fauna existentes en la zona.

(-) AGUA: Impacto negativo, temporal, directo, bajo. - Desechos líquidos productos de la actividad de la construcción, generación de desechos líquidos productos por el lavado de maquinaria, equipos y herramientas.

Evitar el uso excesivo del agua, se debe establecer cantidades de uso y hacer el control de estas. Evitar el lavado de la maquinaria, equipos y herramientas cerca de los cursos de agua, para evitar su contaminación.

(-) AGUA: Impacto negativo, temporal, directo, localizado, reversible, bajo. - Los líquidos producto de los desechos humanos, aseo personal, contaminan tanto los suelos como las aguas subterráneas.

Se mitigará el impacto utilizando baños de la propia comunidad y de ser necesario instalando letrinas portátiles para el uso del personal.

(-) RUIDO: Impacto es negativo, directo, temporal, localizado, reversible, bajo. - El proyecto por estar ubicado en un área rural y por la utilización de alguna maquinaria pesada como volquetas para el transporte de insumos, materia prima y el equipo respectivo genera ruidos, molestando al desarrollo de las actividades normales de la población.

Evitar trabajos en horarios nocturnos. Dotar al personal que opera en máquinas que generan ruido de Equipos de protección personal (EPP), Protectores auditivos.

(+) SOCIOECONÓMICO: Impacto Positivo, temporal, directo, alto. - Generación de empleo de mano de obra calificada y no calificada.

(+) SOCIOECONÓMICO: Impacto Positivo, temporal, directo, alto. - Mejoramiento de la calidad de vida de la población, Satisfacción de la necesidad comunal de acceso al agua.

La matriz del impacto medio ambiental está en **ANEXOS 12**

CAPÍTULO 6 DESINFECCIÓN

6.1.- Introducción

El objetivo primordial de los procesos de desinfección, como parte del tratamiento de aguas residuales es la desactivación o destrucción de los microorganismos patógenos que puedan encontrarse en el agua residual. No todos los organismos se destruyen durante el proceso, a diferencia de la esterilización, proceso que conduce a la destrucción total de los organismos.

Tabla 6.1 Microorganismos en las aguas residuales domésticas

Organismo	Enfermedad Causada
Bacterias	
Escherichia coli (enterotoxígeno)	Gastroenteritis
Leptospira (spp.)	Leptospirosis
Salmonella typhi	Fiebre tifoidea
Salmonella (2,100 serotipos)	Salmonelosis
Shigella (4 spp.)	Shigellosis (disentería bacilar)
Vibrio cholerae	Cólera
Protozoarios	
Balantidium coli	Balantidiasis
Cryptosporidium parvum	Cryptosporidiasis
Entamoeba histolytica	Amebiasis (disentería amoébrica)
Giardia lamblia	Giardiasis
Helmintos	
Ascaris lumbricoides	Ascariasis
T. solium	Teniasis
Trichuris trichiura	Tricuriasis
Virus	
Enterovirus (72 tipos; por ejemplo: virus echo y coxsackie del polio)	Gastroenteritis, anomalías del corazón y meningitis.
Hepatitis A	Hepatitis de tipo infeccioso
Agente de Norwalk	Gastroenteritis
Rotavirus	Gastroenteritis

Fuente: (EPA, 1999)

Métodos de desinfección

La desinfección del agua puede llevarse a efecto por diferentes procesos con agentes químicos o con medios físicos.

Cada uno de ellos tiene sus ventajas y sus desventajas y se emplean uno u otros métodos según sean las circunstancias.

Tabla 6.2 Comparación de los métodos

Desinfectante	Microorganismos	Dosis (mg/L)	T (min)	Log	Referencia
Desinfectantes convencionales					
Cloro	Coliformes fecales	10 a 20	15-30	4	US EPA 1990 a
UV	Coliformes fecales	100-260 mWs/cm ²	05	5	Liberti et al 2000
Ozono	Coliformes fecales residual pretratada	15 25-30	5-10 30	5 ND	Liberti y Notamicola, 1999 US EPA. 1999 c
Desinfectantes no convencionales					
Ácido peracético	Coliformes fecales	400	20	5.2	Liberti et al.
Peróxido de Hidrógeno (H ₂ O ₂)	Coliformes fecales	30	120	2	Liberti et al. 2000
Plata	Coliformes fecales	0.03	120	0.7	Liberti et al. 2000
Cobre	Coliformes fecales	0.25	120	NE	Liberti et al. 2000

Fuente: AQUAFORUM

NE: No es efectivo, log: Inactivación logarítmica, ND no se determinó.

6.2.- Análisis de los factores que influyen en la acción de los desinfectantes

6.2.1.- Tiempo de contacto

Es la variable más importante en el proceso de desinfección. Se ha observado que, para una concentración dada de desinfectante, la mortalidad de los microorganismos aumenta cuanto mayor sea el tiempo de contacto. Esto se puede observar en forma diferencial en la ley de Chick-Watson:

$$\frac{dN}{dt} = -kCN$$

Donde

N = número de organismos vivos en el instante t.

C = concentración de desinfectante, masa / volumen.

t = tiempo.

k = constante, tiempo⁻¹.

Si no es el número de organismos en el instante inicial, t = 0, la ecuación anterior se puede integrar para obtener:

$$\int_{N_0}^N \frac{dN}{N} = \int_0^t kC dt$$

resolviendo:

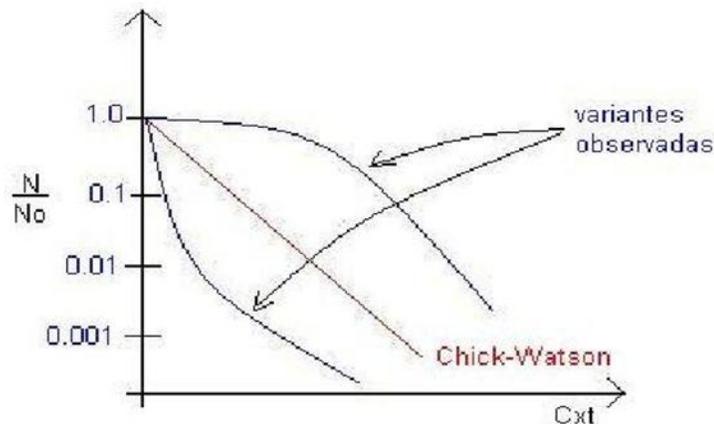
$$\ln \frac{N}{N_0} = -kCt$$

$$\frac{N}{N_0} = e^{-kCt}$$

Las desviaciones respecto a esta ley son frecuentes. Se ha comprobado que la cinética de inactivación de los microorganismos (relación entre N/No y Ct) no siempre sigue la

ecuación propuesta por Chick-Watson. Algunas desviaciones típicas se muestran en la figura 6.1.

Figura 6.1 Desviaciones típicas de los microorganismos con respecto a la ley Chick-Watson.



Fuente: AQUAFORUM

6.3.- Tipo y concentración del agente químico

Se ha comprobado que la efectividad del desinfectante químico está relacionada con su concentración. El efecto de la concentración se ha formulado empíricamente con la siguiente expresión

$$C^n t_p = constante$$

Donde:

C = concentración de desinfectante.

n = constante.

Tp = tiempo necesario para alcanzar un porcentaje de mortalidad constante.

Las constantes de la ecuación anterior se pueden determinar representando la concentración frente al tiempo necesario para alcanzar un porcentaje dado de

mortalidad en un papel doblemente logarítmico. El producto ($C \times t$) se conoce como “dosis” de desinfección y, de acuerdo al supuesto anterior, la aplicación de cualquier combinación de C y t que resulte en un valor constante tendrá asociada un nivel de inactivación microbiana único. Esto se ha llamado comúnmente “Concepto $C \times t$ ” en el campo de la desinfección de agua.

6.4.- Desinfección con cloro

El cloro puede ser usado como desinfectante en forma **de gas comprimido bajo presión o en soluciones de agua, soluciones de hipoclorito de sodio, o de hipoclorito de calcio sólido**. Las tres formas son químicamente equivalentes gracias al rápido equilibrio que existe entre el gas molecular disuelto y los productos disociados de compuestos de hipoclorito.

6.4.1.- Aplicabilidad

El cloro es el desinfectante más usado para el tratamiento del agua residual doméstica porque destruye los organismos a ser inactivados mediante la oxidación del material celular. El cloro puede ser suministrado en muchas formas que incluyen el gas de cloro, las soluciones de hipoclorito y otros compuestos clorinados en forma sólida o líquida. Algunas de las alternativas de desinfección incluyen la ozonización y la desinfección con radiación Ultravioleta (UV). La selección de un desinfectante adecuado para una instalación de tratamiento depende de los siguientes criterios:

- La capacidad de penetrar y destruir los gérmenes infecciosos en condiciones normales de operación
- La facilidad y seguridad en el manejo, el almacenamiento y el transporte
- La ausencia de residuos tóxicos y de compuestos mutagénicos o carcinógenos
- Costos razonables de inversión de capital y de operación y mantenimiento (O/M)

6.4.2.- **Ventajas y desventajas**

El cloro es un desinfectante que tiene ciertas limitantes en términos de salubridad y seguridad, pero al mismo tiempo tiene un largo historial como un desinfectante efectivo. Antes de decidir si el cloro reúne las condiciones para su uso por parte de una municipalidad es necesario entender las ventajas y desventajas de este producto.

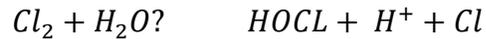
Ventajas

- La cloración es una tecnología bien establecida
- En la actualidad la cloración es más eficiente en términos de costo que la radiación UV o la desinfección con ozono (excepto cuando la descloración y el cumplimiento con requisitos de la prevención de incendios son requeridos)
- El cloro residual que permanece en el efluente del agua residual puede prolongar el efecto de desinfección aún después del tratamiento inicial, y puede ser medido para evaluar su efectividad
- La desinfección con cloro es confiable y efectiva para un amplio espectro de organismos patógenos
- El cloro es efectivo en la oxidación de ciertos compuestos orgánicos e inorgánicos
- La cloración permite un control flexible de la dosificación
- El cloro residual es inestable en presencia de altas concentraciones de materiales con demanda de cloro, por lo cual pueden requerirse mayores dosis para lograr una desinfección adecuada
- Algunas especies parásitas han mostrado resistencia a dosis bajas de cloro, incluyendo los oocistos de *Cryptosporidium Parvum*, los quistes de *Entamoeba histolytica* y *Giardia lamblia*, y los huevos de gusanos parásitos
- Se desconocen los efectos a largo plazo de la descarga de compuestos de la descloración al medio ambiente.

6.5.- Reacciones del cloro en agua

Cuando el cloro gas se absorbe en agua ocurren dos reacciones: hidrólisis y ionización.

La hidrólisis se puede definir de la siguiente fórmula:



La constante de Henry KH para esta reacción es:

$$K = \frac{[HOCl][H^+][Cl^-]}{[Cl_2]} \sim 4.5 \times 10^4 \text{ a } 25^\circ\text{C}$$

La disolución en agua de grandes cantidades de cloro. Debido a su elevada solubilidad es posible la disolución en agua de grandes cantidades de cloro.

La ionización se puede describir de la siguiente manera:



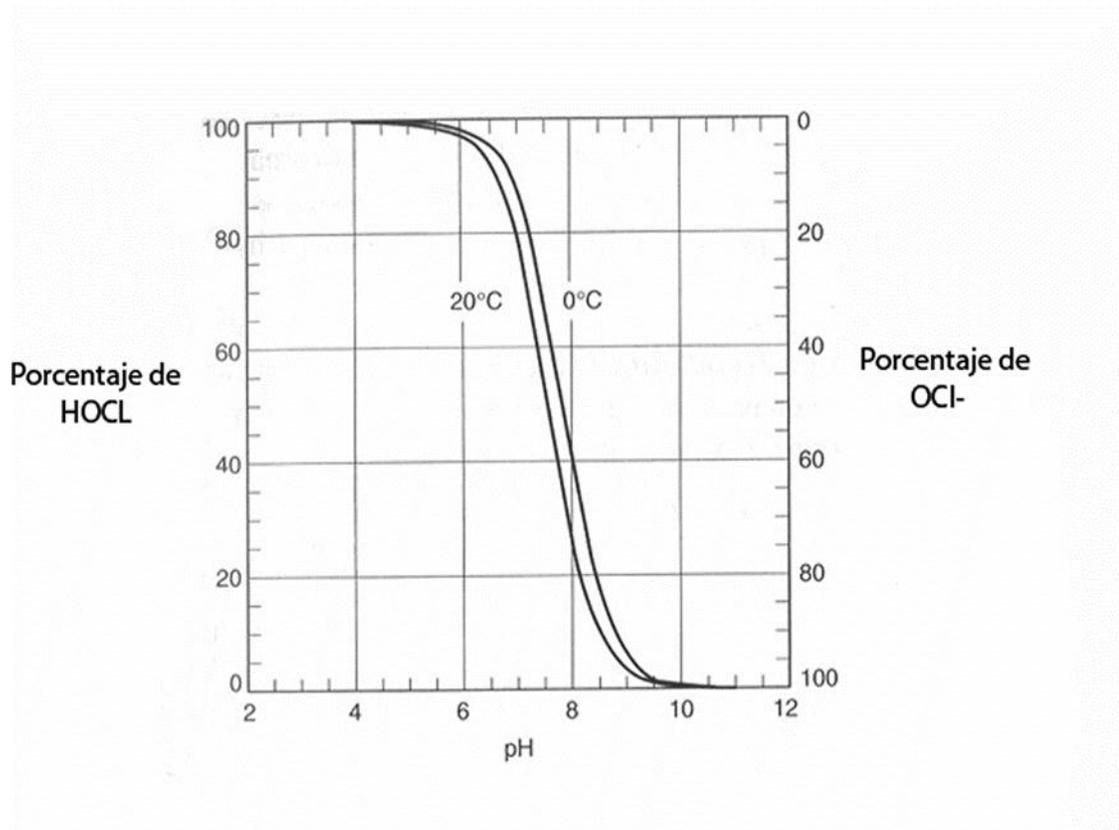
La constante de la reacción de ionización es:

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

A la cantidad total de Cl_2 , OCl^- y $HOCl$ presente en el agua se denomina “cloro libre.”

La distribución relativa de estas dos especies (que se muestra en la siguiente gráfica) es muy importante, ya que la capacidad de destrucción de organismos del $HOCl$ es entre 40 a 80 veces mayor a la del OCl^- . La distribución porcentual de $HOCl$, en función del pH se puede estimar a partir de la Figura 6.2

Figura 6.2 Porcentajes de HOCL y OCl- con respecto a su PH



Fuente: Metcalf & Eddy, 2003

6.5.1.- Determinación de la concentración y tiempo de contacto del cloro

Para determinar los porcentajes de HOCl y OCl⁻ del cloro total que se aplicará, se necesita saber el pH del agua a tratar. En el anexo 7 donde se describieron las características del agua residual, tomaremos como parámetro del estudio realizado en la zona de pH de 7.14. Este valor se utilizará para calcular los porcentajes de HOCl y OCl⁻.

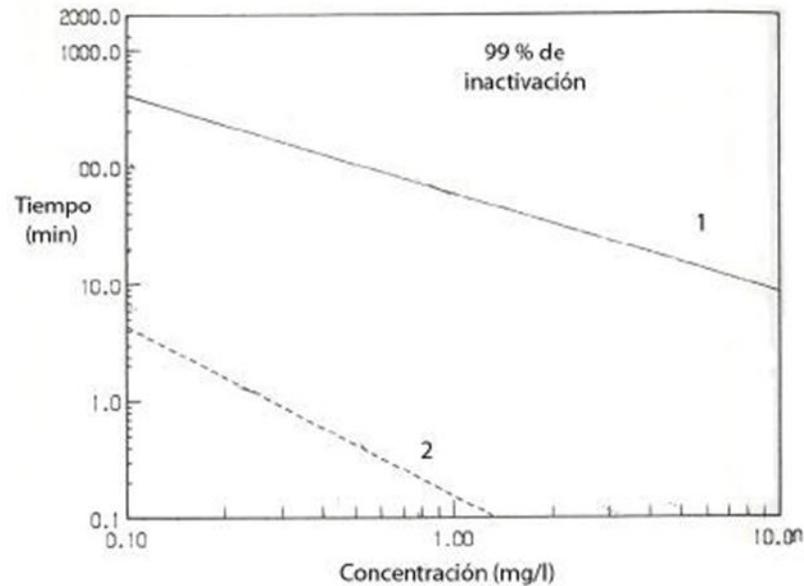
Para determinar las fracciones de HOCl y OCl⁻ que corresponden al pH del agua, se observa la figura 6.2 y se leen los siguientes porcentajes para un pH de 7.14

HOCl- 78 % del cloro libre total

OCl⁻ - 22 % del cloro libre total.

Para calcular el CT (concentración y tiempo de contacto) requerido para inactivar el 99% (2 ciclos logarítmicos) de coliformes fecales, se puede observar la figura 6.3. la cual indica que:

Figura 6.3 Concentración de cloro por tiempo.



Fuente: (Metcalf Eddy, 2003).

En donde la línea 2 representa la aplicación de cloro a los coliformes totales y la línea 1 representa la aplicación de cloro a Giardia.

A un pH de 8.5, el CT es de:

$$CT = 1 \text{ mg/l} \times 0.2 \text{ min}$$

$$CT = 0.2 \text{ mg- min/l}$$

Sin embargo, en la Figura 6.2 se observa que a un pH de 8.5, los porcentajes de HOCl y OCl⁻ son de 10 % y 90% respectivamente. Por lo que se necesita saber qué cantidad de CHOCl por tiempo se requiere con un porcentaje de 78% de HOCl. Por lo que:

$$C_{HOClt} = 0.1(1 \text{ mg/l}) \times 0.2 \text{ min}$$

$$C_{HOClt} = 0.02 \text{ mg- min/l}$$

Entonces se sabe que se debe tener un $CHOClt = 0.02 \text{ mg- min/l}$, y suponiendo un tiempo de 30 minutos, se obtiene que:

$$0.02 \text{ mg-min/l} = 0.78(C \text{ total}) \times (t)$$

$$0.02 \text{ mg- min/l} = 0.78(C \text{ total}) \times (30 \text{ min})$$

despejando:

$$C \text{ total} = \frac{(0.023 \text{ mg-min/l})}{(0.78 \times 30 \text{ min})}$$

$$C \text{ total} = 0.00098 \text{ mg/l}$$

Este valor de $C \text{ total} = 0.00098 \text{ mg/l}$, es la dosis que se requiere aplicar a un pH de 7.14 para inactivar el 99% de los coliformes presentes. Como se observa, este valor es muy pequeño, prácticamente mínimo. Lo cual indica que los coliformes son poco resistentes a la aplicación del cloro, y es muy fácil controlarlos utilizando este método.

A continuación, se realizará el mismo procedimiento para inactivar el 99 % de Giardia. En la misma gráfica (6.2), se puede observar que a un pH de 6.0 se puede obtener un producto de:

$$CT = 1 \text{ mg/l} \times 70 \text{ min}$$

$$CT = 70 \text{ mg- min/l}$$

La Figura 6.1 muestra que a un pH de 6.0, el porcentaje de HOCl, es prácticamente el 100%. Por lo que se tiene:

$$CHOClt = (1 \text{ mg/l} \times 1) \times 70 \text{ min}$$

$$CHOClt = 70 \text{ mg- min/l}$$

Con el pH de 7.14 de las aguas residuales que se deben tratar, y suponiendo un tiempo de contacto de 30 min, se tiene que:

$$70 \text{ mg-min/l} = 0.78(C \text{ total}) \times t$$

$$70 \text{ mg- min/l} = 0.78(C \text{ total}) \times 30 \text{ min}$$

Despejando:

$$C \text{ total} = 2.99 \text{ mg/l}$$

Este valor de C total = 2.99 mg/l, es la concentración de cloro libre que se requiere aplicar a un pH de 7.14 para inactivar el 99% del Giardia presente. Este valor ya no es tan bajo como el que se obtuvo para inactivar a los coliformes, sin embargo, es un valor razonable, y se puede aplicar sin ningún problema.

Por último, se realizará el mismo procedimiento para inactivar el 99 % de Cryptosporidium. Se sabe que a un pH de 6.0, el CT requerido es aproximadamente de 3500 mg- min/l. Entonces:

$$3500 \text{ mg- min/l} = 0.78(C \text{ total}) \times 30 \text{ min}$$

$$C \text{ total} = 149.57 \text{ mg/l}$$

Como se observa, el valor de Ctotal =149.57 mg/l es exageradamente alto, y no se puede aplicar una cantidad tan grande de cloro al agua. Por lo que se va a requerir introducir desinfección por rayos UV, ya que el C. paruum no es muy resistente a esta radiación, y es fácil eliminarlos con este método.

En conclusión, dejaremos un tiempo de contacto de **30 minutos**, y una concentración total de cloro de **10 mg/1**, ya que los criterios de diseño aconsejan una dosis de 1.0 a 20 mg/l y un tiempo de contacto de 15 a 30 minutos para garantizar una **reducción de 10⁴ de Coliformes** fecales la cual inactiva perfectamente el 99% de los coliformes y de la Giardia Lamblia, pero no garantiza la eliminación del Cryptosporidium Parvum como se demuestra a continuación.

$$C_{\text{HOCl}t} = 0.78(10 \text{ mg/l}) \times 30 \text{ min}$$

$$C_{\text{HOCl}t} = 234 \text{ mg} \cdot \text{min/l}$$

$$\frac{(234 \text{ mg} \cdot \text{min/l})}{(3500 \text{ mg} \cdot \text{min/l})} = 0.066$$

Esto quiere decir que solamente el 5% aproximadamente del *Cryptosporidium* podría ser eliminado aplicando 10 mg/l por 30 min, lo cual es muy pequeño, y confirma la necesidad de aplicar desinfección por medio de rayos UV para poder eliminar el *Cryptosporidium Parvum*.

6.6.- Desinfección mediante hipoclorador de goteo

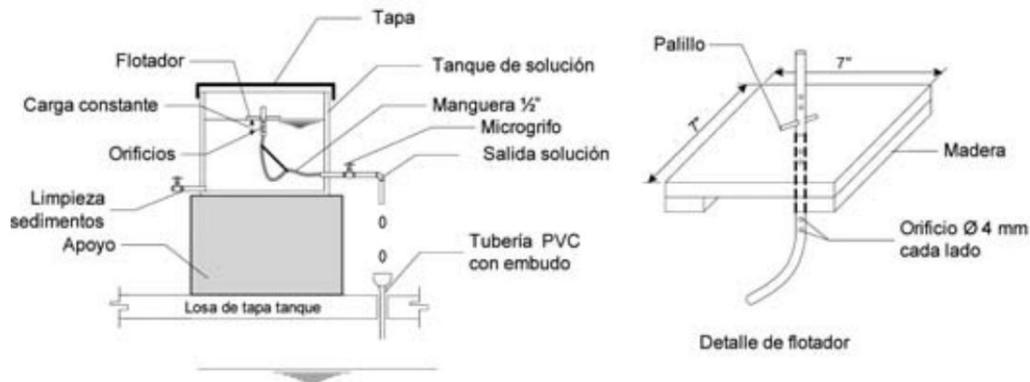
Descripción

El hipoclorador de goteo, es un equipo sencillo para la desinfección del agua, aplicado en sistemas de agua por gravedad, es utilizado mayormente en forma de hipoclorito de calcio $\text{Ca}(\text{OCl})_2$. (HTH)*. El uso de cloro como agente más efectivo y económicamente factible permite mejorar la calidad microbiológica del agua

La aplicación de un compuesto químico como desinfectante es de uso corriente en el mercado local, se encuentra en forma granular, polvo o pastillas, bajo la denominación de hipoclorito de calcio (HTH).

El hipoclorador es de carga constante, consiste en un solo recipiente que funciona a la vez como tanque de preparación y como dosificador. Tiene en un tubo Flotante con orificios de entrada para el ingreso de la solución, ver Fig. 6.4

Figura 6.4 Dosificador de goteo de carga constante con tubo flotante



Fuente: guía técnica de diseño y ejecución de proyectos de agua y saneamiento

Criterios de selección:

Esta tecnología es adecuada para sistema de agua por gravedad, para caudales de 0,3 L/s - 8,0 L/s, donde el flujo de agua es continuo. Es indispensable la verificación de la existencia de hipoclorito de sodio en mercado local más cercano, el manejo y preparación deberá ser realizada por personal capacitado y dependiente de una EPSA, organización comunal u otra que realice la administración del sistema de agua. Puede aplicarse en zonas rurales y centros urbanos.

Factores que inciden en la eficiencia de la cloración

La eficiencia de la desinfección depende de los siguientes factores:

Para una efectiva desinfección la turbiedad debe estar por debajo de las 5 UNT.

La cloración se aplica para valores de pH del agua entre 6,2 - 7,8. En este rango se garantiza la mayor formación de ácido hipocloroso y por lo tanto una mayor eficiencia en el proceso de desinfección.

A menor temperatura menor reacción química del cloro.

El tiempo de contacto deberá ser al menos de 30 minutos. Para tiempos menores de contacto, la eficiencia es menor.

La aplicación de esta tecnología es bastante difundida en las distintas regiones del país. Requiere, sin embargo, capacitación y concientización para su uso y mantenimiento.

6.6.1.- **Criterios de diseño:**

El cálculo de la capacidad del hipoclorador debe hacerse en base a la dosificación y a los caudales máximos de ingreso al tanque de almacenamiento. El primer recipiente que recibe la solución madre, puede tener un volumen mínimo que se indica en la Tabla 6.3, calculado para una descarga de 7 días, sin embargo, es recomendable dimensionar para un tiempo de vaciado de 14 días, adicionando un volumen extra del 20 %.

6.6.2.- **Dosificación de cloro**

La demanda de cloro se define como la diferencia entre la cantidad de cloro aplicada al agua y la cantidad de cloro residual, en un periodo de contacto. Para la determinación de la concentración de cloro, es recomendable realizar el ensayo que determina la demanda de cloro (punto de quiebre), que determina el cloro residual libre disponible después de reaccionar con otros compuestos.

Para el cálculo de la dosificación se requiere determinar el caudal que ingresa al tanque de almacenamiento, que puede realizarse por el método volumétrico u otro. Con el caudal medido, se prepara la solución madre usando la Tabla 6.3, estos valores consideran el cloro en polvo al 65 % de cloro activo.

Tabla 6.3 Cálculo del goteo y preparación de la solución madre (para una duración de 7 días)

Caudal L/s	Peso de cloro (gramos)	Volumen solución madre ** (L)	Gotas por minuto ***
0.3	115	15	12
0.4	140	18	15
0.5	170	22	18
0.6	208	27	22
0.7	240	31	26
0.8	277	36	30
0.9	308	40	33
1.0	346	45	37
1.2	408	53	44
1.5	524	68	56
1.8	624	81	67
2.0	693	90	74
2.25	770	100	83
2.5	862	112	92

Fuente: guía técnica de diseño y ejecución de proyectos de agua y saneamiento

**La solución madre (concentración: 5 000 ppm), de mezcla de cloro y agua que se introduce en recipiente, ppm: Partes de cloro disponible por cada millón de partes de agua

*** Se considera correcto cuando el dosificador proporciona hasta 5 gotas más o menos de lo que indica la tabla. Cada gota tiene aproximado 0,12 ml.

En el proceso de preparación, el hipoclorito de sodio sedimenta el material insoluble, el mismo que deberá ser purgado por medio de una llave de paso instalada al pie del recipiente, como se observa en la Fig. 6.4.

6.6.3.- Aspectos constructivos

El recipiente superior, de almacenamiento de la solución madre, tiene un volumen de 100 - 200 L Fig. 6.4, en el cual se instala un grifo ubicado a 10 cm del fondo, que se conecta al dosificador mediante una manguera transparente. El dosificador tiene un volumen pequeño de 20 L, donde se instala un flotador conectado a la manguera de alimentación de la solución madre. Esta instalación permite una carga constante para la salida de la solución clorada hacia el tanque de almacenamiento de agua potable.

Para una adecuada regulación del flujo de goteo se recomienda instalar un grifo y un micro grifo, ésta última deberá tener la calibración con las cantidades de goteo por minuto, de acuerdo a lo indicado en la Tabla 6.3. Según el caudal que se tiene para el sistema de agua, se recomienda el empleo de accesorios de PVC y recipientes de plástico.

El dosificador de goteo de tubo flotante, consiste en un recipiente de plástico de 100 L, donde se prepara la solución madre, el tubo flotante se conecta a una manguera que se une a una tubería de salida donde está instalado un grifo. Todos los accesorios deben ser de PVC como se observa en la Fig. 6.4. Todo el conjunto del hipoclorador debe estar protegido de la intemperie, en una caseta, que sirva a su vez para el almacenamiento de los productos químicos. La Tabla 6.3, muestra los costos directos referenciales de un hipoclorador de carga constante.

6.6.4.- Operación y mantenimiento

Tabla 6.4 Actividades principales de operación y mantenimiento

Actividad	Acciones Claves
Aforar	Cada mes verificar el caudal que llega al tanque de almacenamiento, para realizar una adecuada dosificación.
Preparación de la solución madre	Pesar el cloro en gramos, según la Tabla 6.3, mezclar con 1,0 L de agua, diluirlo y luego verter en el recipiente No. 1, agitando con la cantidad de agua de indicada en tabla 6.3. (Por razones prácticas puede conseguirse un patrón de medida en volumen, pesado y medido en cualquier lugar que se tenga una balanza digital, en 100; 200 gramos etc.), preparar la solución madre para un tiempo no mayor a 14 días.
Verificación de cloro residual	comprobar si es correcta la dosificación indicado en la Tabla 6.3, si no se encuentra el cloro residual necesario, se regulará el micro grifo, por aproximaciones, aumentando o disminuyendo el goteo, utilizando un comparador de cloro. Esperar por lo menos 30' desde el inicio de la cloración.
Limpieza de los conductos	Temporalmente hacer la limpieza de los conductos de conexión, y todos los recipientes.
Protección	Los recipientes deberán estar protegidos contra la intemperie.
Comparador de cloro	Rellenar el pequeño tubo del comparador de cloro con el agua que sale de la pileta e introducir una pastilla de DPD. Agitar el tubo y esperar durante dos minutos hasta que tome un color rosáceo. Comparar este color con la tabla de colores del comparador de cloro, y por aproximación, determinar la concentración del cloro residual, esta deberá estar entre 0,2 a 1,0 mg/L.

Fuente: guía técnica de diseño y ejecución de proyectos de agua y saneamiento

6.6.5.- Ventajas y Desventajas

Tabla 6.5 Comparación

Ventajas:	Desventajas:
El equipo es liviano y económico.	Requiere capacitación para su manejo.
Fácil de manejar. Emplea materiales locales.	La falta del compuesto en el mercado local cercano puede ser una amenaza para su sostenibilidad.
El costo del hipoclorito de calcio es económico 30 Bs/kg.	Dentro del mercado interno.

Fuente: guía técnica de diseño y ejecución de proyectos de agua y saneamiento

6.6.6.- Diseño del tanque hipoclorador

Con un caudal de ingreso al tanque de 2.11 l/s. Utilizar un equipo de hipoclorador de goteo de carga constante, empleando hipoclorito de sodio con contenido de cloro activo al 70 % (mercado local).

Según la Tabla 6.3, se requiere un peso de 709.94 gramos de cloro, para una concentración al 65 %, y un volumen de solución de 92.2 L. Como se cuenta con un contenido al 70 % de cloro, el peso considerado será el siguiente:

$$P = P_c \times 65 \% / \% \text{ cloro}$$

$$P = \text{Peso cloro}$$

$$P_c = \text{Peso de la tabla 1}$$

$$P = 709.94 \times 65 \% / 70 \% = 659.23 \text{ gr.}$$

Se debe disolver en 45 L (tabla 6.3), correspondiente a 76 gotas por minuto, para un tiempo de duración de 7 días, la misma deberá calibrarse con 5 gotas, más o menos, del valor indicado en la tabla, estas gotas son controlados en la salida del dosificador.

De acuerdo a la tabla 1, se adopta un recipiente de 150 L., para una duración y cambio de la solución madre en 14 días.

Cálculos de dimensionamiento de reservorio apoyado $v = 15 \text{ m}^3$

ÍTEM	Parámetros Básicos de diseño	Datos de diseño	Unidad	Referencia, criterio o calculo
1	Ámbito geográfico del proyecto=	Sierra	región	Ubicación del proyecto Tolomosita Sud
2	Periodo de diseño recomendado=	20	años	
3	Población diseño año 20 =	891	habitantes	Población proyectada
4	Dotación (l/hab./día) =	69	l/hab./día	Tabla 5.1 Dotación de conexiones domiciliarias
5	Coef. variación máximo diario K1=	1.3	adimensional	
6	Coef variación máximo horario K2=	2	adimensional	
7	Volumen de regulación =	25%	%	El 25% del Qp y fuente de agua continuo;
8	Volumen de reserva =	0%	%	En casos de emergencia, suspensión temporal de la fuente de abastecimiento y/o paralización parcial de la planta tratamiento.
9	Caudal promedio Qp =	0.74	l/s	
10	Caudal máximo diario Qmed =	0.96	l/s	
11	Caudal máximo horario =	1.92	l/s	

Dimensionamiento

12	Vol. Reserv. =	15.37	m ³	= (7)x(3)x(4) /1000
	Vol. Reserv. asumido=	15.00	m ³	redondea al más próximo
13	Ancho interno =	3	m	asumido
14	Largo interno =	3	m	asumido
15	Altura útil de agua=	1.71	m	= (12) / ((13) *(14))
16	Distancia vertical eje salida y fondo reservorio =	0.15	m	Para instalación de canastilla y evitar entrada de sedimentos
17	Altura total de agua en reservorio=	1.86	m	= (15) +(16)
18	Relación del ancho de la base y la altura (b/h) =	1.61	adimensional	Referencia 3: (b)/(h) entre 0.5 y 3 OK
19	Distancia vertical techo reservorio y eje tubo de ingreso de agua=	0.2	m	Almacenamiento y regulación
20	Distancia vertical entre eje tubo de rebose y eje ingreso de agua =	0.2	m	Almacenamiento y regulación Inciso
21	Distancia vertical entre eje tubo de rebose y nivel máximo de agua =	0.1	m	Almacenamiento y regulación Inciso
22	Altura total interna =	2.36	m	= (17) +(19) +(20) +(21)
23	Diámetro entrada	1 1/2"	pulg	Diseño de línea de conducción
24	Diámetro salida	2"	pulg	Diseño de línea de aducción
25	Diámetro de rebose	4	pulg	Norma IS 010 Item 2.4 inciso m
26	Diámetro de limpia	3	pulg	En este caso dos horas es mucho tiempo se considera aproximadamente 0.5 horas de vaciado

Dimensionamiento de canastilla

Consideraciones:

Longitud de canastilla (L) sea mayor a 3 veces diámetro salida y menor a 6 Ds =5 veces

Se adopta 5 veces DS (Diámetro de salida) =54.2 mm Diámetro interno

PVC 2" = (60-2*2.9) mm

L de canastilla =271mm

Área de Ranuras (Ar) (radio 7 mm) =38.4846 mm²

DC (Diámetro canastilla) = 2 veces diámetro de salida = 108.4 mm 4"

Longitud de circunferencia canastilla= 170.27472 mm

Numero de ranuras por diámetro máximo separados 14 mm= 12 unidades

At (área total de ranuras) = doble tubería salida= 4614.444912 mm²

Número total de ranuras = At/Ar= 120 unidades

Numero de filas transversal a canastilla= 10 filas

Espaciamiento de perforaciones longitudinal al tubo= 25.1 mm

CAPÍTULO 7 COSTOS Y PRESUPUESTOS

7.1.- Cómputos métricos

El cálculo de los cómputos métricos se encuentra ubicado en el (Anexo-13)

7.2.- Análisis de precios unitarios

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
>	M01 - OBRAS PRELIMINARES				100.02
1	LIMPIEZA GENERAL	glb	1.00	100.02	100.02
>	M02 - DESGRASADOR ANTES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO				34,219.04
2	EXCAVACIÓN MANUAL P/CÁMARAS (T. DURO)	m ³	34.40	118.07	4,061.61
3	REMISIÓN Y REPOSICIÓN DE EMPEDRADO	m ²	3.82	598.71	2,287.07
4	CÁMARA DESGRASADOR 30X50-LADR.GA.RUSTI.	pza.	42.00	663.58	27,870.36
>	M03 - SISTEMA ALCANTARILLADO				695,263.96
5	INSTALACIÓN DE FAENAS, ALMACÉN	m ²	30.00	376.50	11,295.00
6	PROV. Y COLOC. LETRERO DE OBRA	pza.	1.00	2,238.64	2,238.64
7	REPLANTEO Y TRAZADO LINEAL	m ²	1.00	4.54	4.54
8	EXCAVACIÓN CON RETROEXCAVADORA	m ³	1,209.00	67.13	81,160.17
9	EXCAVACIÓN EN ROCA	m ³	30.10	195.53	5,885.45
10	EXTRACCIÓN DE TUBERÍAS Y ACCESORIOS	m	44.70	6.25	279.38
11	CAMA DE ARENA E=10 CM	m ³	68.86	179.16	12,336.96
12	PROV. TENDI. TUBERÍA SUPERTUBO HDPE de 160mm Eq=6"	m	2,022.50	181.02	366,112.95
13	RELLENO Y COMPACTADO C/TIERRA CERNIDA	m ³	239.04	89.69	21,439.50
14	REMOCIÓN Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTO FLEXIBLE e=7 mc	m ³	3.44	174.49	600.25
15	REMISIÓN Y REPOSICIÓN DE EMPEDRADO	m ²	718.56	190.02	136,540.77
16	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS HºCº	m ²	8.31	117.92	979.92
17	RELLENO Y COMPACTADO C/TIERRA COMÚN	m ³	603.68	55.08	33,250.69
18	REMOCIÓN Y REPOSICIÓN DE ACERAS	m ²	13.47	136.96	1,844.85
19	CONTRAPISO DE PIEDRA Y CEMENTO (e=3cm)	m ²	13.36	172.03	2,298.32
20	PRUEBA HIDRÁULICA	m	2,022.50	3.94	7,968.65
21	RETIRO DE ESCOMBROS	m ³	8.31	78.52	652.50
22	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO		2,022.50	5.13	10,375.42
>	M04 – CÁMARA DE INSPECCIÓN COMUNES				54,652.44
23	EXCAVACIÓN MANUAL P/CÁMARAS (T. DURO)	m ³	30.16	118.07	3,560.99
24	HORMIGÓN CICLÓPEO PAREDES DE CÁMARAS 50 % DE PD	m ³	16.81	1,122.70	18,872.59
25	HORMIGÓN CICLÓPEO BASE DE CÁMARAS 50% DE PD	m ³	3.71	885.09	3,283.68
26	ANILLOS DE Hº Aº PARA CÁMARAS	m ³	2.20	2,999.24	6,598.33
27	REVOQUE INTERIOR DE CEMENTO CÁMARAS	m ²	71.34	226.73	16,174.92
28	TAPA DE HºAº PARA CÁMARAS	m ³	1.17	4,297.76	5,028.38
29	ESCALONES DE FIERRO D=12 mm (AZAS)	m	22.90	49.50	1,133.55

>	M05 - TUBERÍA ABRAZADA, CORTE DE TALUD				68,784.87
30	HORMIGÓN SIMPLE	m ³	0.10	2,573.99	257.40
31	PROV. Y TERMOFUSIÓN TUBERÍA SUPERTUBO HDPE DE 160mm	m	301.00	181.02	54,487.02
32	ABRAZADERAS DE COMPRESIÓN	pza.	30.00	385.90	11,577.00
33	ACCESORIOS TUBERÍA A COMPRESIÓN	PZA.	15.00	164.23	2,463.45

>	M06 - CÁMARA DE REJILLA DE DESBASTE				9,590.00
34	REPLANTEO Y TRAZADO DE UNA SUPERFICIE	m ²	1.79	12.03	21.53
35	Excavación de 0-2 m - suelo duro	m ³	1.40	116.67	163.34
36	HORMIGÓN SIMPLE	m ³	1.08	2,573.99	2,779.91
37	REVOQUE INTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	4.35	111.87	486.63
38	REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	2.56	106.73	273.23
39	REJAS METÁLICAS	m ²	0.13	634.16	82.44
40	PROV. Y COLOC. DE COMPUERTA ALUMINIO REGULABLE	pza.	4.00	1,445.73	5,782.92
>	M07 - DESARENADOR				18,873.54
41	REPLANTEO Y TRAZADO DE UNA SUPERFICIE	m ²	3.92	12.03	47.16
42	EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN	m ³	5.88	81.67	480.22
43	BASE DE HORMIGÓN POBRE	m ³	3.92	879.69	3,448.38
44	HORMIGÓN SIMPLE	m ³	4.17	2,592.06	10,808.89
45	REVOQUE INTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	31.16	111.87	3,485.87
46	REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	5.65	106.73	603.02

>	M08 - DESGRASADOR				17,503.84
47	EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN	m ³	11.30	81.67	922.87
48	BASE DE HORMIGÓN POBRE	m ³	0.36	879.69	316.69
49	HORMIGÓN SIMPLE	m ³	3.87	2,573.99	9,961.34
50	Hº Aº H-25	m ³	0.45	4,394.95	1,977.73
51	REVOQUE INTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	22.68	111.87	2,537.21
52	REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	16.65	106.73	1,777.05
53	REPLANTEO Y TRAZADO DE UNA SUPERFICIE	m ²	0.91	12.03	10.95
>	M09 - PARSHALL W=6"				3,447.25
54	REPLANTEO Y TRAZADO DE UNA SUPERFICIE	m ²	2.10	12.03	25.26
55	EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN	m ³	2.98	81.67	243.38
56	BASE DE HORMIGÓN POBRE	m ³	0.10	879.69	87.97
57	HORMIGÓN SIMPLE	m ³	1.02	2,174.82	2,218.32
58	REVOQUE INTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	5.05	111.87	564.94
59	REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	2.88	106.73	307.38
>	M10 - CÁMARA DE INSPECCIÓN				3,870.95
60	REPLANTEO Y TRAZADO DE UNA SUPERFICIE	m ²	0.64	12.03	7.70
61	EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN	m ³	0.51	81.67	41.65
62	BASE DE HORMIGÓN POBRE	m ³	0.03	879.69	26.39
63	HORMIGÓN SIMPLE	m ³	1.06	2,573.99	2,728.43
64	Hº Aº H-25	m ³	0.14	4,394.95	615.29
65	REVOQUE INTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	1.25	111.87	139.84
66	REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	2.92	106.73	311.65

>	M11 - UNIÓN DE COMPONENTES MEDIANTE TUBERÍA HDPE				1,546.32
67	REPLANTEO Y TRAZADO DE UNA SUPERFICIE	m ²	0.31	12.03	3.73
68	EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN	m ³	0.24	81.67	19.60
69	HORMIGÓN SIMPLE	m ³	0.02	2,573.99	51.48
70	PROV. Y TERMOFUSIÓN TUBERÍA SUPERTUBO HDPE DE 160mm	m	4.50	181.02	814.59
71	ACCESORIOS TUBERÍA A COMPRESIÓN	PZA.	4.00	164.23	656.92

>	M12 - REACTOR RAFA-UASB				528,262.35
72	REPLANTEO Y TRAZADO DE UNA SUPERFICIE	m ²	27.00	12.03	324.81
73	EXCAVACIÓN CON RETROEXCAVADORAS	m ³	142.65	51.28	7,315.09
74	BASE DE HORMIGÓN POBRE	m ³	1.35	879.69	1,187.58

75	Hº Aº H-25	m³	80.24	4,394.95	352,650.79
76	REVOQUE INTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m²	157.60	111.87	17,630.71
77	REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m²	83.98	106.73	8,963.19
78	PROV. Y TENDIDO TUBO DE PVC 4"	m	160.48	144.44	23,179.73
79	PROV. Y TENDIDO TUB. CAPTACIÓN DE BIOGÁS FG D=2"	m	2.80	162.77	455.76
80	PROV. COLOCADO DE QUEMADOR DE GAS	pza.	1.00	9,004.06	9,004.06
81	SOPORTE TUBERÍA PVC ESQ. D=4"	pza.	4.00	75.84	303.36
82	PROV. Y TENDIDO TUB. DESCARTE DE LODOS FFD D=6"	m	62.23	670.12	41,701.57
83	PROV. Y COLOCACIÓN VÁLVULA TIPO CORTINA FFD D=6"	pza.	9.00	4,751.21	42,760.89
84	ACCESORIOS	glb	1.00	22,784.81	22,784.81
>	M13 - CANAL DE DISTRIBUCIÓN EN EL RAFA-UASB				21,989.91
85	REPLANTEO Y TRAZADO DE UNA SUPERFICIE	m²	0.50	12.03	6.01
86	EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN	m³	0.21	81.67	17.15
87	BASE DE HORMIGÓN POBRE	m³	0.70	879.69	615.78
88	Hº Aº H-25	m³	0.13	4,394.95	571.34
89	HORMIGÓN SIMPLE	m³	4.62	2,573.99	11,891.83
90	REVOQUE INTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m²	38.18	111.87	4,271.20
91	REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m²	7.20	106.73	768.46
92	VERTEDERO TRIANGULAR	m²	13.44	286.32	3,848.14
>	M14 - LECHO DE SECADO DE LODOS				179,580.68
93	REPLANTEO Y TRAZADO DE UNA SUPERFICIE	m²	10.00	12.03	120.30
94	EXCAVACIÓN C/MAQUINARIA	m³	85.40	42.09	3,594.49
95	BASE DE HORMIGÓN POBRE	m³	2.91	879.69	2,559.90
96	Hº Aº H-25	m³	16.02	4,394.95	70,407.10
97	HORMIGÓN SIMPLE	m³	13.86	2,573.99	35,675.50
98	REVOQUE INTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m²	46.21	111.87	5,169.51
99	REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m²	29.64	106.73	3,163.48
100	PROV. Y TENDIDO TUBO DE PVC 4"	m	74.90	144.44	10,818.56
101	PROV. Y TENDIDO TUB. DESCARTE DE LODOS FFD D=6"	m	27.89	670.12	18,689.65
102	PISO LADRILLO GAMBOTE RUSTICO-JUNTAS 1 CM	m²	48.00	114.41	5,491.68
103	MEDIO FILTRANTE ARENA DE ACOPIO	m³	3.36	11.67	39.21
104	MEDIO FILTRANTE (GRAVA)	m³	9.60	183.18	1,758.53
105	CÁMARA DE INSPECCIÓN (60X60) DE HºCº	pza.	3.00	1,016.71	3,050.13
106	ACCESORIOS PARA UNA TUBERÍA FFD D=6"	glb	1.00	19,042.64	19,042.64

>	M15	CÁMARA DE RECEPCIÓN DE BOMBEO				22,064.18
1	-	REPLANTEO Y TRAZADO DE UNA SUPERFICIE	m²	9.00	12.03	108.27
2	-	EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMUN	m³	18.00	81.67	1,470.06

3	-	BASE DE HORMIGÓN POBRE	m ³	0.45	879.69	395.86
4	-	HORMIGÓN SIMPLE	m ³	4.95	2,573.99	12,741.25
5	-	Hº Aº H-25	m ³	0.54	4,394.95	2,373.27
6	-	REVOQUE INTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	26.73	111.87	2,990.29
7	-	REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	18.60	106.73	1,985.18
>	M16	HUMEDALES ARTIFICIALES				481,919.03
1	-	REPLANTEO Y TRAZADO DE UNA SUPERFICIE	m ²	2,592.00	12.03	31,181.76
2	-	EXCAVACIÓN DE ZANJAS CON MAQUINARIA (T-DURO)	m ³	633.00	241.64	152,958.12
3	-	IMPERMEABILIZACIÓN	m ²	1,383.36	43.32	59,927.16
4	-	MATERIAL DE RELLENO	m ³	259.20	470.45	121,940.64
5	-	MEDIO FILTRANTE ARENA DE ACOPIO	m ³	259.00	11.67	3,022.53
6	-	MEDIO FILTRANTE (GRAVA)	m ³	436.80	183.18	80,013.02
7	-	MEDIO FILTRANTE (GRAVILLA)	m ³	129.60	11.67	1,512.43
8	-	PROV. TENDI. TUBERÍA PVC 6"	m	48.00	103.12	4,949.76
9	-	ACCESORIOS	glb	1.00	22,784.81	22,784.81
10	-	VEGETACIÓN CARRIZOS	pza.	648.00	5.60	3,628.80
>	M17	CANAL DE RECOLECCIÓN DEL HUMEDAL ARTIFICIAL				183,717.55
1	-	REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES	m ²	81.60	1,617.34	131,974.94
2	-	EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMUN	m ³	60.00	81.67	4,900.20
3	-	BASE DE HORMIGÓN POBRE	m ³	1.84	879.69	1,618.63
4	-	HORMIGÓN SIMPLE	m ³	9.00	2,588.95	23,300.55
5	-	REVOQUE INTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	62.30	111.87	6,969.50
6	-	REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	63.90	106.73	6,820.05
7	-	CÁMARA DE INTERCEPCIÓN (60X60) DE HºCº	pza.	8.00	1,016.71	8,133.68
>	M18	RESERVOIRIO APOYADO V=15 M3				28,111.25
1	-	REPLANTEO Y TRAZADO DE UNA SUPERFICIE	m ²	9.00	12.03	108.27
2	-	EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMUN	m ³	18.00	81.67	1,470.06
3	-	BASE DE HORMIGÓN POBRE	m ³	0.90	879.69	791.72
4	-	HORMIGÓN SIMPLE	m ³	1.06	2,573.99	2,728.43
5	-	Hº Aº H-25	m ³	3.94	4,394.95	17,316.10
6	-	REVOQUE INTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	26.88	111.87	3,007.07
7	-	REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5)	m ²	22.20	106.73	2,369.41
>		INSTALACIÓN SANITARIA				320.19
1	-	Accesorios para instalación sanitaria	Pto.	1.00	320.19	320.19

>	M19	CASETA DE CLORACIÓN				32,498.60
1	-	Replanteo y trazado	m ²	8.40	24.83	208.57
2	-	Hormigón pobre	m ³	3.60	1,962.13	7,063.67

3	-	Hormigón ciclópeo (50 % p.d.)	m ³	2.36	785.90	1,854.72
4	-	Hormigón para vigas	m ³	0.38	3,644.82	1,385.03
5	-	Muro ladrillo hueco (6) 18 cm.	m ²	0.86	344.51	296.28
6	-	Cubierta calamina galv. N° 28	m ²	11.32	336.36	3,807.60
7	-	Contrapiso de piedra y cemento (ho 1:3:4)	m ²	9.00	158.43	1,425.87
8	-	Piso de cerámica sin esmalte	m ²	9.00	285.99	2,573.91
9	-	Zócalo de cerámica esmaltada	m	10.60	66.84	708.50
10	-	Revoque interior de estuco	m ²	29.06	160.87	4,674.88
11	-	Quinc.chapa exter. tipo papaiz prov/coloc	pza.	1.00	329.39	329.39
12	-	Hipoclorador comp. -s/det; env. plast;150lts	pza.	1.00	2,620.74	2,620.74
>		EXCAVACIÓN				336.02
1	-	Excavación comun 0-2 mts (a)	m ³	3.60	93.34	336.02
>		OBRA FINA				5,213.42
1	-	Ventana de madera cedro (2x3")	m ²	1.00	524.42	524.42
2	-	Puerta madera cedro tipo tablero 1x2.1	pza.	1.00	1,490.32	1,490.32
3	-	Pintura látex exterior	m ²	31.42	55.06	1,729.99
4	-	Pintura látex interior	m ²	29.06	50.54	1,468.69
>	M20	CIERRE PERIMETRAL				211,246.00
1	-	TRAZADO Y REPLANTEO CERCO PERIMETRAL	m	229.80	4.82	1,107.64
2	-	EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMUN	m ³	45.96	81.67	3,753.55
3	-	CIMIENTOS DE H ^º C ^º CERCO PERIMETRAL	m ³	18.38	878.73	16,151.06
4	-	SOBRECIMIENTO DE H ^º C ^º CERCO PERIMETRAL	m ³	6.89	1,136.00	7,827.04
5	-	CERCO DE MALLA OLÍMPICA N° 10 C/POSTES FG=2"	m ²	459.60	206.02	94,686.79
6	-	PROV Y COLOC DE ALAMBRE DE PÚAS	m	8.00	11.86	94.88
7	-	PROV. COLOC. PUERTA MET. C/MALLA OLÍMPICA	m ²	229.80	381.31	87,625.04
Presupuesto:						2,597,241.78

7.3.- Presupuesto de obra

Dentro del proyecto de un sistema de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento luego del calcular todos los ítems se tiene el siguiente precio total de inversión

En los cálculos realizados para la elaboración del sistema de alcantarillado el módulo de excavación es el de mayor costo; se puede apreciar al tener un terreno duro baja el tiempo de ejecución teniendo mayor carga horaria tanto de operarios como de la maquinaria utilizada

En el tratamiento secundario tiene una gran extensión el área de impermeabilización provocándonos un costo elevado ya que la geo membrana tiene un costo elevado, tanto su colocación como las características que se necesita para este tipo de proyectos.

En el análisis de los módulos nos encontramos con uno de grado de complejidad como es el corte de talud el cual necesitará de especialistas que conozcan el tema de colocar tubería en taludes de roca.

Cuadro 7.1 Costo total del proyecto

DESCRIPCIÓN	PARCIAL(BS)
OBRAS PRELIMINARES	100.02
DESGRASADOR ANTES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	34,219.04
SISTEMA ALCANTARILLADO	695,263.96
BUZONES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	54,652.44
TUBERÍA ABRAZADA, CORTE DE TALUD	68,784.87
TRATAMIENTO PRELIMINAR	54,831.90
TRATAMIENTO PRIMARIO	550,252.26
TRATAMIENTO SECUNDARIO	665,636.58
LECHO DE SECADO DE LODOS	201,644.86
CIERRE PERIMETRAL	211,246.00
RESERVORIO APOYADO V=15 M3	28043.00
CASETA DE CLORACIÓN	32498.60
TOTAL	2,597,241.78

Fuente: Elaboración propia

Son: dos millones quinientos noventa y siete mil doscientos cuarenta y uno con 78/100

CAPÍTULO 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1.- Conclusiones

- El diseño calculado está tomando todas las consideraciones, socio-económicas del lugar colocadas en un diseño del sistema de alcantarillado a gravedad, y un tratamiento natural de buena remoción de carga orgánica, así como una solución al problema de la contaminación.
- Considerado el impacto ambiental que conlleva una planta de tratamiento se logró ubicarla un lugar alejado a la comunidad, donde se tiene espacio para el conjunto de tratamientos con buena eficacia teniendo una pendiente conveniente para los humedales artificiales
- El beneficio de un sistema de alcantarillado económicamente ayudará a las cabañitas que tienen embovedados, que al saturarse de los residuos orgánicos tiene un costo de extracción de alrededor de 1500 bs, cada 3 meses por una cisterna.
- Un tratamiento natural biológico tiene una mejor aceptación para comunidades pequeñas, al tener un mantenimiento sencillo de operar como el uso de las plantas (Totora, jacintos, empadañas) usados para el compostaje
- Todas las aguas que solían vestir al lago San Jacinto estarán conectadas por un sistema de recolección a un tratamiento, mejorando el desarrollo en sus fuentes de trabajo (cabañas), espacios turísticos, mejor atención a las personas que visitan el lugar.
- El costo de inversión del proyecto de un sistema completo del tratamiento y recolección de aguas residuales **es de dos millones quinientos noventa y siete mil doscientos cuarenta y uno con 78/100 bolivianos**, teniendo en cuenta la magnitud del problema de la contaminación y la importancia que tiene el proyecto tanto para la comunidad como para Tarija.
- La disposición de las tuberías se encuentra determinada por los cambios de dirección, curvas, cumpliendo con las pendientes mínimas, la tensión tractiva que necesita los sedimentos para ser arrastrados al punto de descarga se trató

de llevar por el centro del camino por motivos constructivos, de menor excavación, mayor eficiencia, comodidad técnicamente de trabajo con la operación de la maquinaria pesada.

- Gracias a la topografía podemos ver a mayor detalle los relieves del terreno, escogiendo la mejor conducción de la tubería a colocar para el alcantarillado sanitario desde la última vivienda de Tomas Robles a lado izquierdo parte alta de mayor relieve con una cota 1927.93 msnm, al punto de descarga con una cota de 1886 msnm punto de descarga para su respectivo tratamiento, teniendo una pendiente favorable de 2.07% para la conducción de 2022.50 m de tubería
- **Los caudales de diseño fueron calculados en dos zonas,**

Caudal medio diario=0.74 m³/s

Q_{maxdiario}= 0.96 consumo máximo diario, l/s

Q_{maxhorario}=1.92 consumo máximo horario l/s

Teniendo caudales puntuales para las cabañitas y restaurantes

Q_{puntual} = 0.07 L/S es el caudal puntual de cada cabañita que ofrece el servicio de gastronomía

Q_{puntual}=0.14 l/s es el caudal puntual para cada centro de eventos

El caudal de diseño está dado por QDT =2.11 L/s

- El coeficiente K1 está más Próximo al valor inferior, asumiendo un valor de 1.3 más próximo a la realidad que se vive en la comunidad, para un centro turístico
- Para tomar un valor de la tabla vamos a tomar en cuenta la población flotante, la cual se hace presente eventualmente al medio día; a las 12:00 pm hora del almuerzo, se tomó como un valor de K2=2
- Para la elaboración del Sistema de alcantarillado y planta de tratamiento de aguas residuales, por donde se conducirá y removerá la carga orgánica de las aguas residuales que generan la contaminación dentro de la comunidad de Tolomosita Sud se

realizó un análisis de aguas residuales en el laboratorio con convenio de la universidad CEANID obteniendo los siguientes parámetros de contaminación.

Se utilizaron también los análisis de comunidad del Valle como de la ciudad de Tarija

Tabla 8.1 Comparación de parámetros

Lugar de la muestra	Temp °C	PH	Grasas y aceites mg/l	Sólidos Sed. mg/l	DBO5 mg/l	DQO mg/l	Caudal l/s
Parámetros Medios de la Ciudad de Tarija en el ingreso de la planta de tratamiento	20	7	-	2	298	528	268
Estudio realizado en la comunidad del Valle de la Concepción tomados en la entrada de la planta de tratamiento	20	8.99	0.01	500	206	603	-
Estudio realizado en la comunidad Tolomosita Sud en el laboratorio de COSSAL San Luis	20.6	7.14	0.2	59	137.95	463.37	-

Fuente: Elaboración propia

Se optó por un valor de bibliografía del Metcalf & Eddy. 2003 valores medios de contaminación DBO:220 mg/l y DQO:500 mg/l representativos de lo que está pasando en la comunidad

- **El tratamiento primario Rafa-UASB**

Eficiencias de remoción de la DQO

$$E_{DQO} = 67.15816482 \%$$

$$C_{efl} = 164.2091759 \text{ DQOmg/l}$$

Eficiencias de remoción de la DBO

- $E_{DBO} = 75.25 \%$
- $C_{efl} = 54.45 \text{ DBOmg/l}$

En este tratamiento tenemos la producción de biogás

$$Q_g = 49.65 \quad \text{m}^3/\text{d}$$

Que será eliminado mediante un colector de gas para su posterior quemado.

Calculamos el lodo esperado en el sistema teniendo

$$V_s = 0.88 \quad \text{m}^3/\text{día}$$

Para este volumen de lodo tenemos un sedimentador de un volumen = 16.3 m³ el cual recibirá el lodo calculado, se va a llenar al cabo de 30 días teniendo que hacer un mantenimiento para su correcto funcionamiento

- **Tratamiento secundario Humedal artificial de flujo horizontal**

Tenemos un DBO de salida del tratamiento primario **54.44 mg/l**, sólidos suspendidos 220 mg/l, diseñamos las celdas de los humedales

El área necesaria para el buen funcionamiento de una celda $27 \times 12 = 324 \text{ m}^2$

Teniendo un tiempo de retención de 0.73 día

Gracias al humedal artificial podremos remover un 74.28 % de carga orgánica bajando a un **DBO = 24 mg/l**

El humedal artificial remueve sólidos suspendidos de SST=220 mg/l hasta

Ce: 39.71 SST en el afluente, mg/l

En el tratamiento principal teóricamente tenemos una buena remisión de carga orgánica lo cual nos demuestra que estamos logrando una buena eficiencia, a minorando la contaminación del medio ambiente y mejorando las condiciones de vida de los beneficiarios de la comunidad

- Los diámetros calculados son 15 tramos de tubería de 6 plg y 14 buzones de cámara tipo directo

- La alternativa utilizada para este proyecto está basada en la topografía del lugar donde se tiene una pendiente 2.27% mayor a la pendiente mínima del 1%, favorable para que trabaje un sistema a gravedad, teniendo mayores beneficios constructiva, técnica, económica para los beneficiarios de la comunidad.
- El Sistema de tratamiento primario Tanque Rafa-UASB para evitar las obstrucciones, debe eliminar periódicamente los lodos acumulados en los filtros; se puede usar altos índices de carga hidráulica para la purga de filtro Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial su mantenimiento regular debe garantizar que el agua no regrese debido a ramas caídas o basura que bloquee la salida del humedal, puede ser necesario recortar la vegetación periódicamente.
- El área necesaria para el tratamiento de secundario es de 1279.10 m²
El área comunal de dentro de la comunidad es de 8926 m² teniendo un perímetro de 397 m, en 0.89 hectáreas
- Se diseñó 42 engrasadores que se deben colocar para disminuir la precedencia de agua con grasa en el Sistema de alcantarillado
- Para este Sistema estamos utilizando tubería polietileno de baja densidad PE 40 y para la tubería abrazada a la intemperie tubería de polietileno de alta densidad HDPE
- En conclusión, dejaremos un tiempo de contacto de **30 minutos**, y una concentración total de cloro de **10 mg/l**, ya que los criterios de diseño aconsejan una dosis de 10 a 20 mg/l y un tiempo de contacto de 15 a 30 minutos para garantizar una **reducción de 10⁴ de Coliformes** fecales la cual inactiva perfectamente el 99% de los coliformes y de la Giardia Lamblia

8.2.- Recomendaciones

- Tener una cultura de limpieza y mantenimiento de las instalaciones de cada componente del tratamiento de las aguas residuales, sobre todo del humedal artificial como el desarenador.
- Organizarse para el tiempo de operación por parte de la comunidad, capacitando en los conceptos básicos del buen funcionamiento de las plantas de tratamiento.
- Evitar echar aguas de drenaje pluviales al sistema de alcantarillado sanitario.
- Los sólidos gruesos o desechos como basura los cuales obstruirían el área hidráulica del colector provocando estancamiento.
- Se necesitará de un operador que haga las revisiones del sistema de tratamiento cada cierto periodo de tiempo para poder hacer el mantenimiento preventivo para un buen funcionamiento
- Que la comunidad de Tolomosita Sud junto con la entidad encargada pueda monitorear las aguas residuales de la planta de tratamiento, para tener datos de la eficiencia del tratamiento, de cómo está funcionando con el paso del tiempo.
- Se tiene que realizar un monitoreo de todas las etapas del tratamiento de aguas residuales, o secundario principalmente en el crecimiento de los juncos, la maleza que pueda crecer a su alrededor, evitar el ingreso de animales.
- Se debe hacer el mantenimiento cada mes para su óptimo funcionamiento.
- Se recomienda mantener una tarifa del uso del alcantarillado para su sostenimiento, jornales de mantenimiento por cada beneficiado. Sin esta medida tan importante el Sistema no es sustentable
- Proponer sus propias normativas internas de nuevas conexiones al sistema de alcantarillado sanitario para mejorar el trabajo dentro de la comunidad.
- El material se debe mantener húmedo. Esto puede representar un problema durante la noche cuando el flujo de agua se reduce.
- Tiene que haber un comité de los servicios básicos, que regule las conexiones futuras al Sistema de alcantarillado.

- Para que un Sistema de alcantarillado funcione óptimamente se tiene que garantizar la dotación de agua calculada por cada beneficiario. Dentro de la comunidad se tiene que realizar un estudio de una nueva Fuente de agua con mayores volúmenes de recarga hacia los tanques de recepción de la comunidad
- Los niveles de cloro que se están aplicando para la desinfección de agua durante la emergencia del cólera (0.5 a 0.8 mg/l de cloro residual activo) no representan riesgo a la salud. Se debe anotar que, en dosis mayores a 1.0 mg/l, el agua es rechazada por la mayoría de nuestros pobladores, por su asociación con productos blanqueadores a base de cloro.
- Las tuberías que se instalarán colgadas ó adosadas al muro se instalarán con colgadores, soportes, escuadras, rodillos y abrazadera soporte de Lázaro Metalpres, etc., del tipo normal para el diámetro y dase de tubería de acuerdo a los planos.

