

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1. Introducción

El tratamiento de aguas residuales se ha convertido en un tema de vital importancia a nivel global debido al rápido crecimiento poblacional y la expansión de la industrialización. Estos factores han intensificado la escasez de agua y la contaminación de los recursos hídricos, planteando desafíos significativos para la gestión sostenible del agua (Henze et al., 2015). La descarga directa de contaminantes en cuerpos de agua superficiales no solo provoca impactos negativos en los ecosistemas acuáticos, sino que también representa una amenaza para la salud pública y el desarrollo socioeconómico de las comunidades (Smith, 2018).

En respuesta a esta problemática, las normativas ambientales se han vuelto más estrictas en cuanto a los límites de descarga de efluentes. Consecuentemente, ciudades, municipios e industrias se ven obligados a diseñar y operar plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR) que cumplan con estas regulaciones cada vez más exigentes (Metcalf y Eddy, 2014). Sin embargo, el reto no se limita únicamente al cumplimiento normativo; también implica la optimización de costos de inversión, operación y mantenimiento, así como la aplicación de tecnologías que maximicen la eficiencia del tratamiento.

Para diseñar una PTAR adecuada, es fundamental conocer las tecnologías disponibles y sus características, al mismo tiempo que se analizan las necesidades específicas del lugar donde se implementará (Noyola et al., 2013). En este contexto, la metodología de análisis multicriterio emerge como una herramienta valiosa que permite evaluar y seleccionar la tecnología más apropiada, considerando factores como los costos, la eficiencia en la remoción de contaminantes, el consumo energético, y la facilidad de operación y mantenimiento.

Este proyecto de tesis se centra en el diseño de la PTAR para la Comunidad de Calamuchita, aplicando la metodología de análisis multicriterio, asegurando que el diseño seleccionado responda de manera óptima a las necesidades específicas de la comunidad.

1.2. Antecedentes

El tratamiento de aguas residuales ha sido un tema de creciente importancia en las últimas décadas, evolucionando desde simples sistemas de disposición hasta complejas tecnologías de tratamiento y recuperación de recursos. En el contexto de comunidades pequeñas o rurales, como es el caso de Calamuchita. Ahn y Song (2006) subrayan la importancia de implementar sistemas sostenibles de tratamiento que minimicen el impacto ambiental.

La historia del tratamiento de aguas residuales refleja la evolución de la conciencia ambiental y los avances tecnológicos. Smith (2010) señala que "a lo largo de la historia, el ser humano ha enfrentado desafíos relacionados con la contaminación y la gestión adecuada de los recursos hídricos" (p. 15). Esta realidad ha impulsado el desarrollo de diversas tecnologías y prácticas para el tratamiento de aguas residuales, desde simples sistemas de filtración hasta procesos avanzados de tratamiento biológico y químico.

Así también, Jones y Smith (2015) destacan que "el aumento de la urbanización, la industrialización y el crecimiento de la población han intensificado la presión sobre los recursos hídricos, exacerbando la contaminación de cuerpos de agua naturales y poniendo en riesgo la salud humana y la biodiversidad" (p. 48). Esta situación ha llevado a un enfoque más integral en el diseño y operación de sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Henze et al. (2008) proporcionan un enfoque detallado sobre los procesos biológicos en el tratamiento de aguas residuales, destacando la importancia de la selección adecuada de estos procesos para asegurar una operación eficiente y sostenible. Esto es vital para diseñar sistemas que no solo cumplan con los estándares de calidad del agua tratada, sino que también sean viables en términos de operación y mantenimiento a largo plazo.

En relación a la formulación, planeación, selección y diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales, Noyola et al. (2013) afirman que:

Se deben considerar varios factores, incluyendo la disponibilidad de recursos económicos y técnicos, las características del agua residual a tratar, y los criterios establecidos para la

descarga del efluente tratado. Asimismo, es esencial considerar el impacto social y económico que produce la instalación de una planta de tratamiento en una población.

El Stockholm International Water Institute (2021) afirma que "el tratamiento eficiente de aguas residuales es clave para el desarrollo sostenible, fomentando la responsabilidad social y ambiental, mejorando la percepción pública de las instituciones responsables de la gestión del agua". Esta perspectiva es especialmente relevante en el contexto de Bolivia, donde la implementación de sistemas de tratamiento de aguas residuales ha enfrentado desafíos, como la topografía variada del país, las limitaciones de recursos económicos y técnicos, y la diversidad de condiciones climáticas. La necesidad de adaptar tecnologías de tratamiento a estas condiciones locales ha impulsado el desarrollo de soluciones innovadoras y la adopción de enfoques de diseño más flexibles y resilientes.

La selección de una línea de tratamiento dependerá de las condiciones locales y deberá realizarse respetando criterios específicos. Estos criterios incluyen el tamaño de la población a servir, las características climatológicas, la superficie disponible, las capacidades locales de operación y mantenimiento, las infraestructuras existentes y el uso previsto del efluente depurado (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAYA], 2021).

Existe una planta de tratamiento de aguas residuales para la comunidad que ha estado en funcionamiento durante 24 años; sin embargo, se encuentra en condiciones desfavorables.

1.3. Planteamiento del problema

El tratamiento eficiente de aguas residuales es fundamental para la protección del medio ambiente y la salud pública. Los sistemas modernos de tratamiento emplean una combinación sofisticada de procesos físicos, químicos y biológicos para eliminar contaminantes y producir un efluente seguro para su liberación o reutilización. Una planta de tratamiento de aguas residuales eficiente típicamente incluye tratamientos primarios para la eliminación de sólidos suspendidos, secundarios para la remoción de materia orgánica disuelta, y terciarios para la eliminación de nutrientes y desinfección.

En este contexto, la Comunidad de Calamuchita enfrenta desafíos significativos con la PTAR existente, que tiene 24 años en funcionamiento. Esta situación ha generado una

serie de problemas interconectados que afectan tanto a la comunidad como al medio ambiente. La infraestructura de la PTAR resulta en problemas operativos y de limpieza, lo que se traduce en una eficiencia reducida en el tratamiento de las aguas residuales.

Como consecuencia de estas deficiencias, la calidad del efluente tratado no cumple consistentemente con los estándares de calidad del agua, lo que representa riesgos potenciales para el ecosistema local. Aunque la tecnología actual no es intensiva en consumo energético, los problemas operativos afectan la eficiencia general del sistema. Para abordar este desafío, se propone realizar un análisis multicriterio para el diseño de una nueva PTAR.

1.4. Formulación del problema

¿Cómo se puede diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales que mejore la eficiencia del tratamiento, cumpla con los estándares ambientales y permita considerar la reutilización segura del agua tratada, siempre que la normativa y las autorizaciones lo permitan, en la Comunidad de Calamuchita?

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Proponer un nuevo diseño hidráulico-sanitario de la planta de tratamiento de aguas residuales de la Comunidad de Calamuchita, basado en la evaluación de la PTAR existente y aplicando la metodología de análisis multicriterio, con el fin de optimizar la eficiencia del tratamiento y evaluar el potencial de reutilización del agua tratada.

1.5.2. Objetivos específicos

- Realizar una evaluación del funcionamiento actual de la planta de tratamiento de aguas residuales, mediante observaciones descriptivas, evaluación del estado visual y muestreo del agua a través de mediciones, fotografías y análisis de datos.
- Implementar una encuesta en la comunidad para evaluar las necesidades y percepciones de los habitantes en relación con el servicio de la PTAR.

- Diseñar la planta de tratamiento de aguas residuales para la Comunidad de Calamuchita, con el propósito de mejorar la eficiencia en el tratamiento de aguas residuales.
- Analizar la viabilidad técnica y normativa del potencial reúso del efluente tratado para usos no potables, como riego o áreas verdes, en concordancia con la Ley 1333 y el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica.

1.6. Hipótesis

El diseño hidráulico-sanitario de una nueva planta de tratamiento en la Comunidad de Calamuchita mejorará la eficiencia del tratamiento de aguas residuales, en comparación con el sistema actual.

1.7. Justificación

La propuesta de un nuevo diseño hidráulico-sanitario para la planta de tratamiento de aguas residuales de la Comunidad de Calamuchita es fundamental para afrontar los desafíos actuales en la gestión de aguas residuales. La PTAR existente, con 24 años de antigüedad y sin un mantenimiento adecuado, opera con un sistema de cámaras sépticas que no optimiza la eficiencia del tratamiento ni garantiza la calidad del efluente. Esta situación evidencia la necesidad de un rediseño integral, ya que las modificaciones menores no resolverían las deficiencias operativas y estructurales identificadas.

1.8. Límites y alcances

1.8.1. Límites

- Debido a la falta de registros, no se dispone de información sobre caudales, ya que no se ha realizado un control sistemático del afluente y el efluente desde el inicio del periodo de arranque y funcionamiento de la PTAR actual.
- Imposibilidad de realizar el aforo de caudales debido a que no existe las condiciones adecuadas para llevar a cabo dicha medición.
- Ausencia de datos históricos que certifiquen la calidad del agua residual tratada en la PTAR de Calamuchita, habiéndose recabado únicamente el certificado de calidad correspondiente al año 2014. Debido a las limitaciones económicas relacionadas con la

financiación de los análisis requeridos, se optó por llevar a cabo un muestreo para conocer la calidad del efluente tratado, restringiéndose al estudio de cinco parámetros básicos: fósforo, sólidos suspendidos, DBO (Demanda Biológica de Oxígeno), DQO (Demanda Química de Oxígeno) y coliformes totales.

- No se dispone de información específica sobre la tasa de crecimiento de la Comunidad de Calamuchita.
- La estimación del costo de la planta de tratamiento de aguas residuales se realizará utilizando los valores recomendados en la guía de selección de líneas de tratamiento de aguas residuales para Bolivia.

1.8.2. Alcances

- Diseño del sistema hidráulico-sanitario de la planta de tratamiento de aguas residuales para la Comunidad de Calamuchita, con un énfasis particular en el dimensionamiento de los principales componentes.
- Caracterización simple de las aguas residuales, tanto del efluente como del afluente de la PTAR de Calamuchita.
- Encuesta en la comunidad para aplicar la metodología de análisis multicriterio, lo que permitirá tomar decisiones más acertadas.
- Análisis de los datos poblacionales del Valle de la Concepción, que servirán como base para proyectar las necesidades futuras de la planta de tratamiento de aguas residuales, garantizando que el diseño responda adecuadamente al crecimiento de la comunidad.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTOS Y TECNOLOGÍAS DEL

TRATAMIENTO DE AGUAS

RESIDUALES

2.1. Conceptualización de la investigación

Aguas residuales: Desechos líquidos provenientes de residencias, instituciones, fábricas o industrias (NB-688, 2007).

De acuerdo a la Ley 1333 nos indica todos tipos de aguas residuales:

Aguas residuales crudas: Aguas procedentes de usos domésticos, comerciales, agropecuarios y de procesos industriales, o una combinación de ellas, sin tratamiento posterior a su uso.

Aguas residuales tratadas: Aguas procesadas en plantas de tratamiento para satisfacer los requisitos de calidad en relación a la clase de cuerpo receptor a que serán descargadas.

Población servida: Número de habitantes que son servidos por un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales (NB-688, 2007).

Parámetros de entrada: Consiste en la recopilación de información, descripción, procesamiento y en algunos casos el cálculo de los mismos. Las fuentes de información serán el gobierno municipal, la propia comunidad y publicaciones relacionadas al tema. En esta parte también se analizará la normativa vigente en cuenta a calidad del agua en la salida de la PTAR. Los parámetros a describir y analizar son el caudal de diseño, calidad del agua de entrada, exigencias de la calidad del agua en la salida, área disponible, temperatura, capacidad de la entidad operadora, dirección del viento y capacidad de los usuarios de pagar una tarifa por el tratamiento.

Área de descarga: “Área de influencia directa de la descarga de aguas residuales crudas o tratadas a un cuerpo receptor que incluye a los puntos de descarga y de dilución o al sistema de drenaje o alcantarillado” (MDSMA, 1995).

Cuerpo receptor: “Cualquier curso de agua natural o masa de agua natural o de suelo que recibe el lanzamiento o descarga del efluente final” (NB-688, 2007).

Según la revista Aguamarket, se define al cuerpo receptor como una “corriente o depósito natural de agua, presas, cauces, zonas marinas o bienes nacionales donde se descargan

aguas residuales, así como los terrenos en donde se infiltran o inyectan dichas aguas pudiendo contaminar el suelo o los acuíferos” (Aguamarket, 2017).

Medio donde se descargan aguas residuales crudas o tratadas (MDSMA, 1995).

Figura 2. 1 *Punto de descarga del efluente en el Río Guadalquivir; Calamuchita.*



Fuente: Elaboración propia.

Proceso de tratamiento: “Formas particulares de mejorar la calidad de aguas residuales mediante operaciones unitarias o procesos unitarios” (NB-688, 2007).

Sistema de tratamiento de aguas residuales: “Está constituido por un proceso conjugado o conjunto de procesos de tratamiento que se verifican en una PTAR” (NB-688, 2007).

2.2. Características del agua residual

Las características del agua residual se pueden clasificar en tres categorías principales: físicas, químicas y biológicas (Metcalf y Eddy, 2014).

2.2.1. Características físicas

Color: Generalmente gris o marrón, oscureciéndose con el tiempo (Tchobanoglous et al., 2014).

Olor: Suele ser desagradable debido a los gases producidos por la descomposición de la materia orgánica (Henze et al., 2008).

Temperatura: Generalmente más elevada que la del agua de suministro debido a la adición de agua caliente de uso doméstico e industrial (Metcalf y Eddy, 2014).

Sólidos: Incluyen sólidos totales, suspendidos y disueltos (Tchobanoglous et al., 2014).

2.2.2. Características químicas

Materia orgánica: Compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos y grasas (Henze et al., 2008).

Demandा Bioquímica de Oxígeno (DBO): Medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidar la materia orgánica biodegradable (Metcalf y Eddy, 2014).

Demandा Química de Oxígeno (DQO): Medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidar químicamente la materia orgánica (Tchobanoglous et al., 2014).

pH: Generalmente cercano al neutro, pero puede variar dependiendo de los vertidos industriales (Henze et al., 2008).

Nutrientes: Principalmente nitrógeno y fósforo, que pueden causar eutrofización en cuerpos de agua receptores (Metcalf y Eddy, 2014).

2.2.3. Características biológicas

Microorganismos: Incluyen bacterias, virus, protozoos y helmintos (Tchobanoglous et al., 2014).

Coliformes: Indicadores de contaminación fecal (Henze et al., 2008).

Patógenos: Organismos capaces de causar enfermedades (Metcalf y Eddy, 2014).

2.3. Planta de tratamiento de aguas residuales

Una planta de tratamiento de aguas residuales es una instalación diseñada para eliminar contaminantes del agua residual antes de su descarga al medio ambiente. Estas plantas desempeñan un papel crucial en la protección del medio ambiente y la salud pública.

Según la organización mundial de la salud (OMS, 2019), el tratamiento adecuado de las aguas residuales es fundamental para prevenir la propagación de enfermedades transmitidas por el agua y proteger los ecosistemas acuáticos.

El proceso de tratamiento generalmente se divide en varias etapas (Metcalf y Eddy, 2014):

Figura 2. 2 Esquema del proceso de tratamiento de aguas residuales.



Fuente: (Pire, 2019).

Dentro de los tratamientos contemplados en esta investigación, se presenta un esquema detallado que abarca las diversas etapas del proceso de tratamiento de aguas residuales. Este enfoque integral incluye desde los pretratamientos, esenciales para la preparación del agua antes de las etapas posteriores, hasta los tratamientos intensivos y de desinfección, que aseguran la calidad del agua tratada.

Incorporar esta variedad de tratamientos permite entender cómo cada etapa se interrelaciona y contribuye a la eficiencia general del sistema. Además, esta diversidad

proporciona las herramientas necesarias para adaptar las soluciones a diferentes contextos y requisitos normativos, optimizando el diseño del sistema según las condiciones específicas del lugar.

El análisis de las ventajas y limitaciones de cada tipo de tratamiento fortalece la base para la toma de decisiones, permitiendo la selección de las estrategias más adecuadas y efectivas.

Tabla 2. 1 Tratamientos contemplados en cada etapa.

Tratamientos	
Pretratamiento	Desbaste Desarenado Desengrasado
Tratamientos primarios	Tanques Sépticos Tanques Imhoff Sedimentadores Primarios
Tratamientos anaerobios	Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA/RALF)
Tratamientos extensivos	Lagunas de Estabilización Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Lombrifiltros
Tratamientos intensivos	Filtros Percoladores Contactores Biológicos Rotativos (CBR) Aireaciones Extendidas
Tratamientos de desinfección	Cloración Radiación UV Lagunas de Maduración Humedales Artificiales Superficiales
Tratamientos de lodos	<u>Estabilización:</u> Aerobia Anaerobia Humedales para el Tratamiento de Lodos <u>Deshidratación:</u> Centrifugas Filtros Banda Lechos de Secado Humedales Artificiales para el Tratamiento de Lodos

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, p. 207).

2.3.1. Pretratamiento

Las aguas residuales, como paso previo a su tratamiento propiamente dicho, se someten a una etapa de pretratamiento, que consta de una serie de operaciones físicas y mecánicas, que tienen por objetivo separar del agua residual la mayor cantidad posible de materias (sólidos gruesos, arenas, grasas) que, por su naturaleza o tamaño, pueden dar lugar a problemas en las etapas posteriores del tratamiento. (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, p. 202)

El correcto diseño, construcción y posterior operación y mantenimiento de la etapa de pretratamiento, son aspectos de vital importancia para la correcta operación de una PTAR, pues cualquier deficiencia en los mismos repercute muy negativamente en el resto de las instalaciones de tratamiento, originando obstrucciones en tuberías internas de la PTAR, válvulas y bombas, desgaste de equipos, acumulación de arenas y sobrenadantes, pérdidas de rendimientos, etc. Pozo de gruesos, obra de llegada, pretratamiento, medición de caudal y tratamientos primario. Las distintas etapas que constituyen el pretratamiento, y el orden en que se construyen, dependerán en cada actuación concreta, de: la calidad del agua bruta de entrada, el tipo de tratamiento posterior adoptado y del tamaño de la población servida, entre otros factores. Así, y a modo de ejemplo, cuando sea preciso bombear las aguas residuales a la entrada de una PTAR, las etapas de desbaste y desarenado deberían anteceder al bombeo, para evitar problemas de desgaste por el carácter abrasivo de las arenas. Si bien, lo habitual es que el pretratamiento esté constituido por las etapas de desbaste, desarenado y desengrasado, dispuestas en ese orden, también las operaciones de desarenado y desengrasado pueden realizarse de forma conjunta.

A continuación, se describen las distintas operaciones unitarias que forman parte del pretratamiento.

Desbaste: El desbaste constituye, generalmente, el primer proceso en el tratamiento de las aguas residuales, y tiene por objetivo básico la eliminación de sólidos de tamaño pequeño-mediano (piedras, trapos, ramas, plásticos, colillas, etc.), mediante su interceptación en rejas y/o tamices. (MMAyA, 2021, pp. 201–202)

Las rejas de desbaste, según el Ministerio de Medio Ambiente y Agua, (2021), p. 201, consisten en barras paralelas, con una separación uniforme entre ellas, que se anteponen

al flujo de aguas residuales entrante a la PTAR y en las que quedan retenidos los objetos que presentan una dimensión superior al tamaño de paso entre los barrotes de la reja. Además, las rejillas tienen tres diferentes clasificaciones como se puede ver en la siguiente tabla:

Tabla 2. 2 Clasificación de las rejillas de desbaste.

CRITERIOS DE CLASIFICACIÓN	TIPOS	CARACTERÍSTICAS
Distancia entre barrotes	Rejas de gruesos	Paso libre de 20-60 mm
	Rejas de finos	Paso libre de 6-12 mm
Sistema de limpieza	Barrotes rectos inclinados	
	Limpieza periódica con rastrillo	
Limpieza manual	Canastillo perforado o bandeja de drenaje	
	Aumento brusco de velocidad entre limpiezas	
Limpieza mecanizada	Rastrillo móvil automático	
	Activación por temporizador o pérdida de carga	
Geometría	Para canales de hasta 10 m de profundidad	
	Rectas	Limpieza frontal o posterior
Curvas	Accionamiento por cadenas o cables	
		Para canales poco profundos (0,4-2,0 m)
Curvas	Limpieza frontal con rastrillos giratorios	
	Evacuación de residuos a poca altura	

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, p. 207).

El proceso de tamizado es un método de filtración que se emplea en el tratamiento preliminar de aguas residuales urbanas. Este proceso implica hacer pasar el agua a través de una superficie con pequeñas aberturas, cuyo tamaño suele oscilar entre 0,5 y 3,0 milímetros.

La eficacia del tamizado varía según el tipo de material que se desea eliminar. Por ejemplo, puede remover entre un 10% y un 80% de las arenas presentes, del 15% al 25% de los sólidos suspendidos, y entre un 10% y un 15% de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO5).

En situaciones donde las aguas residuales contienen pocas arenas, los tamices pueden cumplir funciones adicionales, actuando no solo como desarenadores sino potencialmente como un tratamiento primario.

Un factor crucial a considerar en el diseño y operación de los sistemas de tamizado es la pérdida de carga hidráulica que pueden generar. Dependiendo del tipo de tamiz y el tamaño de sus aberturas, esta pérdida puede variar entre 0,5 y 2,0 metros, lo cual puede afectar significativamente el flujo y la eficiencia del sistema de tratamiento.

En el proceso de tratamiento de aguas residuales, el tamizado juega un papel crucial en la eliminación de sólidos. Este proceso emplea diversos tipos de tamices, cada uno con características y aplicaciones específicas. La siguiente tabla presenta una comparación detallada de los principales tipos de tamices utilizados.

Tabla 2. 3 Tipos de tamizado.

TIPO DE TAMIZ	DESCRIPCIÓN	MÉTODO DE LIMPIEZA	PÉRDIDAS DE CARGA
Estáticos o auto limpiantes	Malla con barras en forma de cuña, superficie inclinada	Autolimpieza por rodamiento de sólidos	1,2-2,1 m
Rotativos o de tambor	Malla montada en cilindro giratorio	Limpieza continua con rascador fijo	0,8-1,4 m
Deslizantes	Bandejas horizontales o	Descarga por gravedad al girar la cadena	0,1-0,4 m

TIPO DE TAMIZ	DESCRIPCIÓN	MÉTODO DE LIMPIEZA	PÉRDIDAS DE CARGA
De escalera móvil	dientes en cadena sin fin Láminas de acero inoxidable en forma de escalones, alternando móviles y fijas	Elevación automática de partículas	0,2-0,5 m
De perfil en cuña	Tambor cilindro inclinado de 35 ^a	No especificado en el texto	No especificado

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, pp. 207-210).

Desarenador: Se emplean canales de velocidad controlada o tanques aireados para permitir la sedimentación de arena y grava, protegiendo así los equipos posteriores de la abrasión (Metcalf y Eddy, 2014).

Según el Ministerio de Medio Ambiente y Agua, (2021, pp. 213-210) nos indica que hay diferentes tipos de desarenadores los cuales tienen diferentes ventajas y desventajas los cuales podemos observar en la siguiente tabla:

Tabla 2. 4 *Tipo de desarenadores y sus propiedades.*

TIPO	SUBTIPO	PRINCIPIO DE OPERACIÓN	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Estáticos de flujo horizontal	Canales de flujo variable	Velocidad varía con el caudal	Diseño simple	Puede decantar materia orgánica, generando olores

TIPO	SUBTIPO	PRINCIPIO DE OPERACIÓN	VENTAJAS	DESVENTAJAS
	Canales de flujo constante	Mantiene velocidad constante (0,3 m/s)	Separa eficientemente arena de materia orgánica	Requiere diseño más complejo (vertederos especiales o sección adecuada)
	Cuadrados de flujo horizontal	Flujo uniforme, barredores mecánicos	Extracción mecánica eficiente de arena	Mayor complejidad mecánica
Aireados	N/A	Introduce aire para crear movimiento en espiral	Evita olores Rendimiento constante con variaciones de caudal Baja pérdida de carga Arenas con bajo contenido orgánico Puede funcionar como desengrasador	Requiere sistema de aireación y control preciso del caudal de aire
Sistemas de extracción de arena	Bombas centrífugas o Air-lift.	Evacúa mezcla arena/agua	Eficiente en la extracción	Requiere separación posterior de arena y agua

TIPO	SUBTIPO	PRINCIPIO DE OPERACIÓN	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Sistemas de separación de arena	Tornillos de Arquímedes, clasificadores, hidrociclos	Separa arena del agua extraída	Permite retorno del agua al tratamiento	Equipo adicional necesario

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, pp. 213–218).

Desengrasado: Se utilizan tanques de flotación donde las grasas y aceites suben a la superficie y son retirados por rasquetas o skimmers (Henze et al., 2008).

Al igual que los anteriores pre tratamientos el desgrasador tiene diferentes tipos de los cuales resaltamos el desengrasado estático y aireados.

Tabla 2. 5 Diferencias entre desgrasador estático y desgrasador aireados.

CARACTERÍSTICAS	DESENGRADORES ESTÁTICOS	DESENGRASADORES AIREADOS
Principio de operación	Flujo de agua a través de un depósito con elementos de retención	Inyección de aire para desemulsionar grasas y mejorar flotación
Mecanismo de separación	Diferencia de densidad natural	Flotación asistida por aire
Elementos de diseño	Tubería sumergida o tabique deflector	Sistema de inyección de aire
Método de extracción de grasas	Manual (sistema de recogida superficial o recogedor de hojas de piscina)	Automatizado (rasquetas barredoras o sistemas air-lift)

CARACTERÍSTICAS	DESENGRADORES ESTÁTICOS	DESENGRASADORES AIREADOS
Combinación con otras operaciones	No especificado	Frecuentemente combinado con desarenado
Procesamiento posterior	No especificado	Uso de concentradores de grasas para separación adicional
Manejo de residuos	No especificado	Grasas almacenadas en contenedor para transporte a rellenos sanitarios
Complejidad del sistema	Baja	Alta
Eficiencia en separación	Moderada	Alta

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, pp. 221–223).

Figura 2. 3 Procesos típicos del pretratamiento.



Fuente: Diagrama de flujo PTAR tratamiento de lodos activados, (2024).

En la Figura 2.3 podemos apreciar el pretratamiento de manera secuencial de lo que debería contener recalmando que no siempre se tiene esas condiciones por diferentes factores.

En ocasiones el Ministerio de Medio Ambiente y Agua, (2021, p. 224), no indica que es habitual que, cuando se recurre a pretratamientos mecanizados, las operaciones de desarenado y desengrasado se realicen de forma conjunta en elementos conocidos como desarenadores-desengrasadores aireados. En estos dispositivos se distinguen dos zonas, separadas por una pantalla longitudinal, que no llega hasta el fondo de la unidad de tratamiento.

La elección entre sistemas de pretratamiento manual y mecanizado en el tratamiento de aguas residuales implica una serie de consideraciones importantes que afectan tanto a la eficiencia operativa como a los costos a largo plazo.

Los sistemas mecanizados, aunque requieren una mayor inversión inicial y están sujetos a mayores necesidades de mantenimiento especializado, ofrecen ventajas significativas en términos de eficiencia y rendimiento. Estos sistemas reducen la necesidad de personal operativo, minimizan los problemas de atascos, y generalmente logran mejores tasas de eliminación de sólidos, arenas y grasas. Además, la operación automatizada permite mantener condiciones más constantes y óptimas, como se evidencia en los menores grados de colmatación y pérdidas de carga en el desbaste mecanizado.

Por otro lado, los sistemas manuales, aunque más simples y con menores costos iniciales, requieren una mayor intervención humana y pueden ser menos eficientes, especialmente en operaciones como el desbaste, donde los métodos manuales pueden causar arrastres y fluctuaciones en el flujo.

Es importante notar que la implementación de sistemas mecanizados no elimina completamente la necesidad de opciones manuales, como se ve en la recomendación de mantener un canal de desbaste manual paralelo para situaciones de mantenimiento o fallas. En conclusión, la decisión entre pretratamiento manual y mecanizado debe basarse en un análisis cuidadoso de factores como el tamaño de la planta, los recursos disponibles para la inversión inicial y el mantenimiento continuo, la disponibilidad de personal calificado, y los objetivos de eficiencia y calidad del tratamiento. En general, para plantas de tratamiento de tamaño medio a grande, los beneficios a largo plazo de los sistemas mecanizados en términos de eficiencia, consistencia en el tratamiento y reducción de la carga laboral, suelen justificar la inversión inicial y los costos de mantenimiento

asociados. Sin embargo, para instalaciones más pequeñas o con recursos limitados, podría ser más apropiado manual.

2.3.2. Tratamiento primario

El objetivo básico de los tratamientos primarios se centra en la separación de los sólidos en suspensión (flotantes y sedimentables) presentes en las aguas residuales. Dado que una parte de los sólidos que se separan está constituida por materia orgánica, con los tratamientos primarios se logra también una cierta reducción de la contaminación biodegradable presente en estas aguas (del orden de un 20-30% de la DBO5).

Dentro de los tratamientos primarios, en el ámbito de esta guía, se encuadran los tanques sépticos, los tanques Imhoff y los sedimentadores primarios. (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2021, p. 239).

Tanques sépticos: Efectivos en la sedimentación y descomposición de materia orgánica.

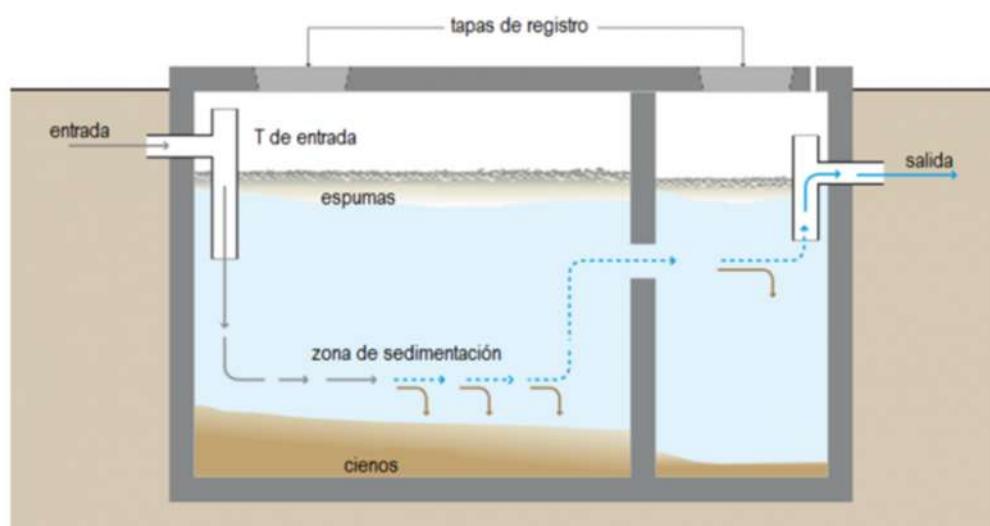
Tabla 2. 6 *Ventajas e inconvenientes del tanque séptico como tratamiento primario.*

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Bajos costos de operación y mantenimiento.	Solo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario; sus efluentes requieren tratamientos complementarios.
Permiten cierta atenuación de los picos de carga contaminante.	Efluentes con elevada septicidad, generando malos olores.
Simplifican la gestión de lodos, permitiendo su extracción tras meses de acumulación.	Emisión de metano a la atmósfera si no se quema el biogás producido, contribuyendo al efecto invernadero.
Nulo impacto visual al estar enterrados.	Riesgo de contaminación de aguas subterráneas por construcción deficiente de los tanques.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Nulo impacto sonoro al carecer de equipos electromecánicos.	

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, pp. 247–248).

Figura 2. 4 Esquema del tanque séptico.



Fuente: La humilde fosa séptica, (2020).

Tanques Imhoff: Diseñados para mejorar la separación de sólidos y facilitar el tratamiento anaeróbico.

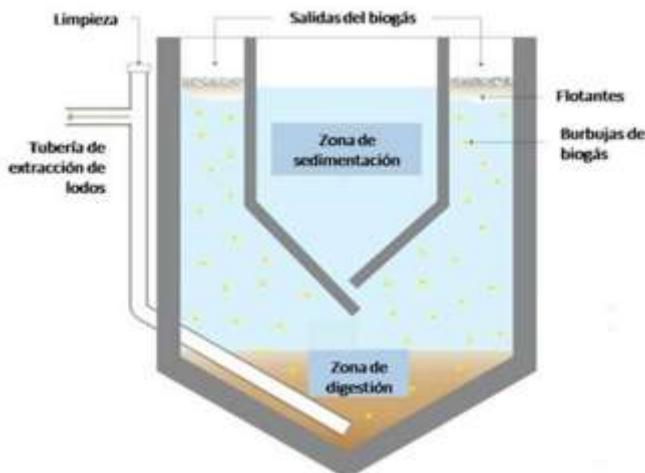
Tabla 2. 7 Ventajas e inconvenientes del tanque Imhoff como tratamiento primario.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Baja septicidad en los efluentes tratados debido al corto tiempo de permanencia en sedimentación.	Solo alcanzan niveles de tratamiento primario, requiriendo tratamientos complementarios.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Bajos costos de explotación y mantenimiento.	Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas.
Simplifican la gestión de lodos, permitiendo su extracción tras meses de acumulación.	Generación de malos olores en la zona de digestión de lodos.
Nulo impacto visual si están enterrados.	Emisión de metano a la atmósfera si el biogás no se quema, contribuyendo al efecto invernadero.
Nulo impacto sonoro al carecer de equipos electromecánicos.	Riesgo de contaminación de aguas subterráneas en caso de construcción deficiente.
Dificultades en la construcción de la zona de decantación, especialmente en tanques grandes.	

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, pp. 257–258).

Figura 2. 5 Esquema del tanque Imhoff.



Fuente: Rodríguez, (2020).

Sedimentadores primarios: Utilizados para la eliminación de sólidos mediante sedimentación.

Tabla 2. 8 Ventajas e inconvenientes del sedimentador primario.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Bajos costos de explotación y mantenimiento (especialmente en los sedimentadores estáticos).	Solo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, requiriendo tratamientos complementarios.
Escaso impacto visual al disponerse enterrados casi en su totalidad.	Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas.
Escaso impacto sonoro debido a la baja potencia de los equipos electromecánicos.	Posibles impactos olfativos debido a una mala gestión de los lodos.
Se generan lodos no estabilizados.	

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, p. 269).

Figura 2. 6 Esquema de sedimentador primario.

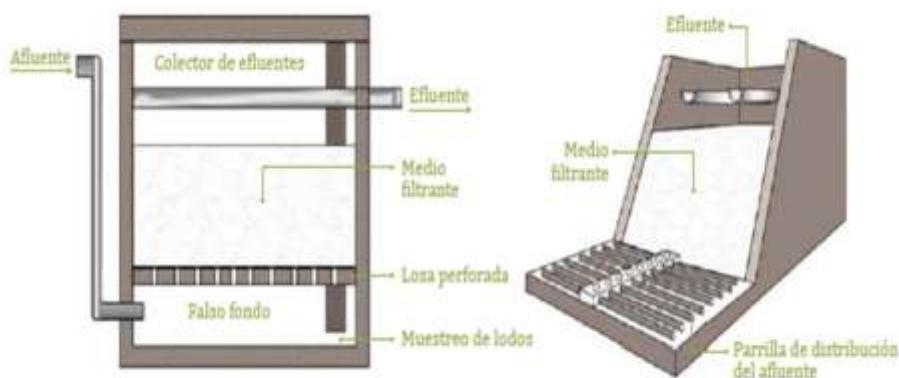


Fuente: Primario, (2020).

2.3.3. Tratamientos anaerobios

Filtros anaerobios de flujo ascendente (FAFA): Utilizan un medio filtrante para permitir que las aguas residuales pasen a través de una capa de material, donde los microorganismos anaerobios descomponen la materia orgánica.

Figura 2. 7 Esquema del reactor anaeróbico de flujo ascendente (FAFA) (CONAGUA).



Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021, p. 290).

Tabla 2. 9 Ventajas e inconvenientes de los filtros anaerobios de flujo ascendente (FAFA) como tratamiento secundario.

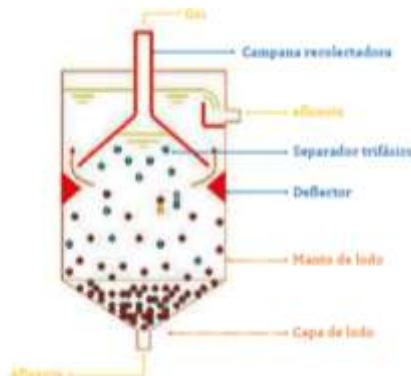
VENTAJAS	INCONVENIENTES
Bajos requisitos de superficie para su construcción, al trabajar con mayores cargas orgánicas que los tratamientos aerobios.	Riesgo de obstrucción del material filtrante.
Nulos, o escasos, requisitos de energía para su operación.	El arranque y la estabilización del sistema de tratamiento son lentos.
Simplicidad de operación.	Muy baja capacidad de eliminación de nutrientes y de organismos patógenos.
Posibilidad de empleo de materiales locales para su construcción.	No se recomienda su uso para temperaturas medias del agua en el mes más frío del año por debajo de los 15 °C.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Se generan lodos estabilizados y en menor cantidad que en los tratamientos aerobios.	Limitada experiencia contrastada en plantas correctamente monitorizadas
Carece de dispositivos móviles en su interior, que puedan ser fuente de averías.	Si no se quema el biogás producido, tanto en el tratamiento primario, como en el propio FAFA, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se generan malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.
Bajos costos de construcción y de operación y mantenimiento.	

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, pp. 315-316).

Reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA o UASB): Similar a los FAFA, estos reactores están diseñados para tratar aguas residuales mediante un proceso anaerobio, favoreciendo la producción de biogás.

Figura 2. 8 Esquema del reactor anaeróbico de flujo ascendente (RAFA o UASB).



Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021, p. 318).

Tabla 2. 10 Ventajas e inconvenientes de los reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA o UASB) como tratamiento secundario.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Bajos requisitos de superficie para su construcción, al trabajar con mayores cargas orgánicas.	Se precisa un postratamiento de los efluentes tratados para cumplir con los requisitos de vertido.
Escasos o nulos requisitos de energía para su operación.	Muy baja capacidad de eliminación de nutrientes y organismos patógenos.
Se generan lodos estabilizados y en menor cantidad que en tratamientos aerobios.	La etapa de puesta en operación es lenta y complicada.
Generación de biogás, aprovechable como fuente de energía.	No se recomienda su uso con temperaturas medias del agua en el mes más frío menores a 15 °C.
Carece de dispositivos móviles en su interior, lo que reduce el riesgo de averías.	Se requiere el uso de materiales resistentes a la corrosión, encareciendo su construcción.
Los lodos se estabilizan y almacenan en el reactor, no siendo necesaria su extracción frecuente.	No es recomendable para aguas residuales con alto contenido en sulfatos.
Bajos costos de construcción, operación y mantenimiento.	Sensible a la presencia de tóxicos, como metales pesados, en las aguas a tratar.
Aplicable a pequeñas y grandes poblaciones.	Operación y mantenimiento más complejos que tecnologías extensivas y FAFA, requiriendo personal cualificado.
	Possible generación de olores desagradables y emisión de gases de

VENTAJAS	INCONVENIENTES
	efecto invernadero si no se opera correctamente.

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, pp. 614-615).

2.3.4. Tratamientos extensivos

Lagunas de estabilización: Cuerpos de agua donde las aguas residuales se tratan mediante procesos naturales, combinando sedimentación, filtración y actividad biológica. Dentro de las lagunas de estabilización se subdividen en:

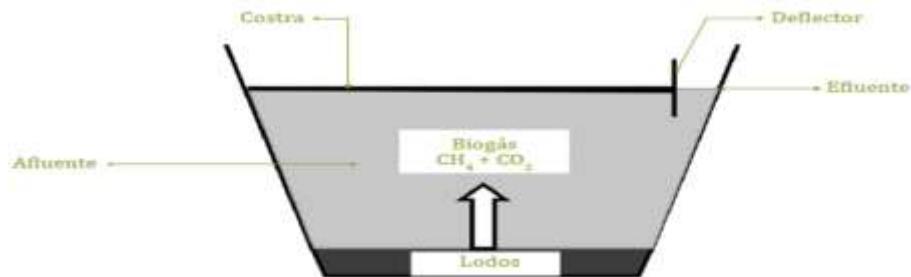
Lagunas anaeróbicas

Las lagunas anaerobias son sistemas de tratamiento profundo (3-5 m) que operan con elevadas cargas orgánicas (más de 100 g DBO5/m³/d) (Mara et al., 1998). Sus objetivos principales son:

- a. Eliminar sólidos sedimentables y flotantes en aguas residuales.
- b. Digestión anaerobia de los lodos acumulados en el fondo.

Estos sistemas se consideran parte de los tratamientos primarios y también de decantación-digestión, similar a los tanques sépticos.

Figura 2. 9 Esquema de una laguna anaeróbica.



Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021).

Lagunas facultativas

Las lagunas facultativas tienen una profundidad menor (1,5-2,0 m) y requieren más superficie que las lagunas anaerobias. Su principal objetivo es la biodegradación aerobia de la materia orgánica en las aguas residuales, aprovechando el oxígeno producido por las microalgas a través de la fotosíntesis y la reaireación superficial provocada por el viento. En estas lagunas, la DBO₅ soluble y la materia finamente particulada se estabilizan de forma aerobia por bacterias heterotróficas. La DBO₅ particulada tiende a sedimentar y es descompuesta anaeróbicamente por las bacterias en el fondo.

La columna de agua se divide en tres estratos:

Estrato inferior: Sedimentos y lodos, con condiciones anaerobias.

Estrato superior: En contacto con la atmósfera, predominan condiciones aerobias gracias a las microalgas.

Estrato intermedio: Condiciones variables de oxígeno, donde predominan bacterias facultativas, que dan nombre a este tipo de lagunas.

Figura 2. 10 Esquema de una laguna facultativa.



Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales
(MMAYA, 2021).

Las lagunas de estabilización presentan las siguientes ventajas e inconvenientes que podemos observar en la siguiente tabla de manera más detallada.

Tabla 2. 11 Ventajas e inconveniente de las lagunas de estabilización.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Facilidad constructiva, el movimiento de tierras es la actividad principal.	Elevados requisitos de terreno para su construcción.
Consumo energético nulo si el agua residual llega por gravedad.	Desaconsejada en zonas frías o de baja radiación solar.
Ausencia de averías electromecánicas al carecer de equipos electromecánicos.	Generación de olores desagradables en las lagunas anaerobias, aunque se pueden minimizar con buen diseño.
Mantenimiento sencillo: solo retirar residuos del pretratamiento y mantener las superficies libres de flotantes.	Possible proliferación de mosquitos.
Escasa producción de lodos, con alta mineralización que facilita su manipulación.	Pérdidas de agua por evaporación y aumento de salinidad en los efluentes tratados.
Gran inercia por elevados volúmenes y largos tiempos de retención.	Elevadas concentraciones de sólidos en suspensión en los efluentes finales debido a microalgas.
Alto poder de inactivación de microorganismos patógenos (4-5 unidades logarítmicas).	Extracción compleja de lodos acumulados en el fondo de las lagunas.
Buena integración medioambiental si se operan correctamente.	Riesgo de contaminación de acuíferos por infiltraciones si la impermeabilización no es adecuada.
	Emisión de metano a la atmósfera en lagunas anaerobias (salvo que se cubran), contribuyendo al efecto invernadero.

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, pp. 411-412).

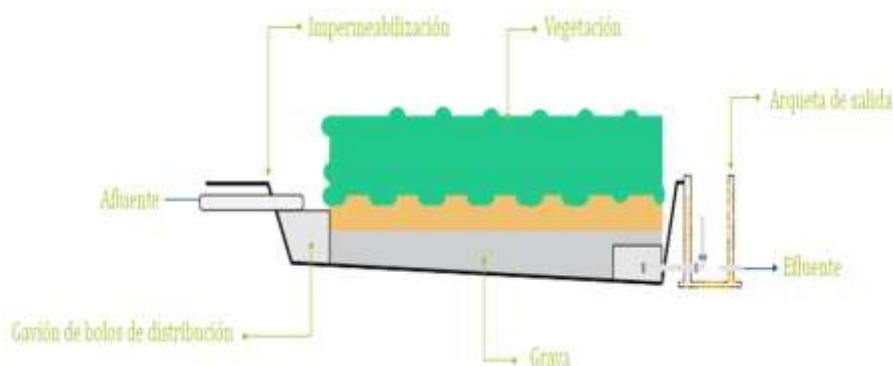
Humedales artificiales de flujo subsuperficial: Sistemas que imitan los humedales naturales, donde las aguas residuales fluyen a través de un lecho de sustrato vegetado, facilitando la eliminación de contaminantes.

Según el Ministerio de Medio Ambiente y Agua, (MMAYA, 2021), las principales diferencias con los humedales naturales son los siguientes:

El confinamiento de los humedales artificiales se construye con medios mecánicos y posteriormente se impermeabiliza para evitar infiltraciones al subsuelo.

Para el enraizamiento de las plantas se emplean sustratos diferentes al terreno original. Se seleccionan los tipos de plantas que van a colonizar los humedales.

Figura 2. 11 Esquema de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.



Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAYA, 2021).

Lombrifiltros: Sistemas que utilizan lombrices para descomponer la materia orgánica en las aguas residuales, contribuyendo a su depuración.

Tabla 2. 12 Ventajas e inconvenientes que presentan los lombrifiltros.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Mantenimiento y operación económicos.	Poca información de plantas monitorizadas, requiriendo asistencia especializada para diseño.
Requiere menos espacio en comparación con tecnologías extensivas.	Más altos que en tecnologías intensivas.
Sencillez operativa y eficiencia energética.	Limitada capacidad para manejar picos en caudales y cargas.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Posibilidad de ampliación gradual según necesidades.	Poca capacidad de respuesta ante cambios significativos en los flujos.
Operación sostenible y amigable con el medio ambiente.	Efluentes pueden presentar color rojizo-amarillento al inicio, debido a los taninos del sustrato, que desaparece con el tiempo.
Genera un producto estabilizado y manejable para uso agrícola.	Funciona en aproximadamente 2 semanas.

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, pp. 493-494).

2.3.5. Tratamientos intensivos

Filtros percoladores: Dispositivos que consisten en un lecho de material filtrante donde las aguas residuales se distribuyen, permitiendo la acción de microorganismos que descomponen los contaminantes.

Las aguas residuales a tratar (tras haber sido sometidas a etapas de pretratamiento y de tratamiento primario), alimentan al filtro percolador por arriba, desde donde se distribuyen homogéneamente por la parte superior del soporte filtrante, al objeto de conseguir el máximo grado de mojado del mismo.

Tabla 2. 13 Principales características de los materiales empleados en los filtros percoladores.

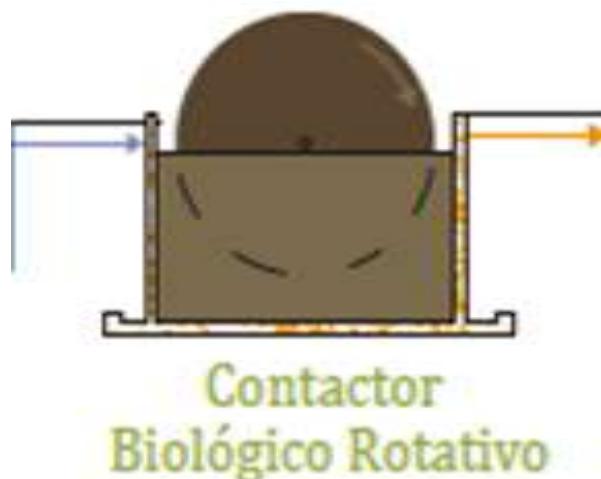
CARACTERÍSTICA	DESCRIPCIÓN
Superficie específica (m^2/m^3)	Área externa del material de soporte por unidad de volumen. Debe ser superior a $40 \text{ m}^2/\text{m}^3$. A mayor superficie, mayor capacidad de fijación del biofilm.

CARACTERÍSTICA	DESCRIPCIÓN
Índice de huecos (%)	Fracción vacía del material de soporte. Debe ser superior al 50%. Tamaño de los huecos: 1-1.5 cm. A mayor índice, menor riesgo de colmatación.
Densidad (kg/m ³)	Menor densidad permite mayores alturas del material, reduciendo necesidades de espacio y cimentación.
Uniformidad	Homogeneidad en tamaño y forma facilita la circulación de agua y aire, minimizando colmatación.
Resistencia mecánica y durabilidad	Debe resistir el transporte y colocación sin deteriorarse. Las capas inferiores deben soportar el peso sin deformarse.
Inercia química	Material debe ser inerte a los componentes de aguas residuales para evitar degradación y obstrucciones.

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, pp. 498-499).

Contactores biológicos rotativos (CBR): Equipos en los que un medio biológico se encuentra en un tambor rotativo, sumergido parcialmente en aguas residuales, permitiendo la acción biológica en la eliminación de contaminantes.

Figura 2. 12 Esquema de los contactores biológicos rotativos CBR.



Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAYA, 2021).

Tabla 2. 14 Ventajas e inconvenientes que presenta el CBR.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Requiere menos espacio que tecnologías extensivas.	Requiere empresas especializadas para su diseño y construcción.
Menor consumo energético en comparación con Aireaciones Extendidas.	Equipos, especialmente los rotores, son costosos.
No se necesita recirculación de lodos ni control del oxígeno disuelto.	Dependencia de la empresa fabricante por ser sistemas patentados.
Buen comportamiento frente a aguas residuales diluidas.	Requiere más mantenimiento y consume energía eléctrica.
Posibilidad de ampliación gradual según necesidades de depuración.	Averías mecánicas de los rotores son costosas y requieren equipamiento especial.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Mejora el rendimiento en períodos fríos por operar en recintos cerrados.	Puede ocurrir si se emplean sedimentadores primarios.
Operación silenciosa, con ruido amortiguado en el recinto.	Adaptación limitada a variaciones en las condiciones de diseño.
Diseño que minimiza la alteración del entorno visual.	Si no se quema el biogás, se emite metano, un potente gas de efecto invernadero.
	Generación de olores desagradables por compuestos del biogás.

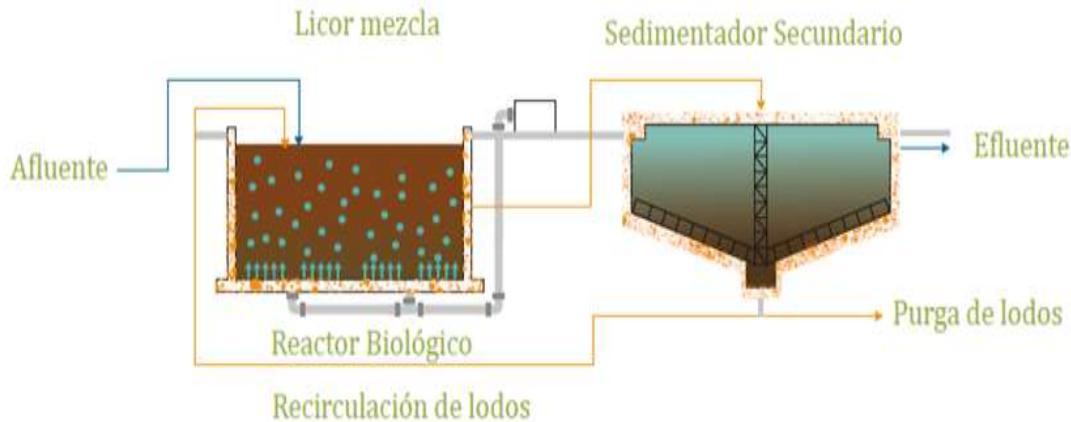
Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, pp. 614-615).

Aireación extendida: Proceso en el que se introduce aire en las aguas residuales durante un período prolongado, promoviendo la actividad de microorganismos aeróbicos para la descomposición de la materia orgánica.

El Ministerio de Medio Ambiente y Agua, (2021), nos indica que el proceso de depuración mediante aireación extendida consta de cuatro operaciones diferenciadas:

- Oxidación biológica de la materia biodegradable en el reactor biológico, con el concurso del oxígeno aportado por la aireación.
- Separación del agua tratada de los lodos en el sedimentador secundario.
- Recirculación de lodos desde el sedimentador secundario al reactor biológico.
- Extracción de los lodos en exceso.

Figura 2. 13 Sistema convencional de aireación extendida (AE).



Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021).

Tabla 2. 15 Ventajas y desventajas de la aireación extendida (AE).

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Muy bajos requisitos de superficie para su construcción, en contraposición a las tecnologías extensivas.	Elevados costos de operación debidos, principalmente, al elevado consumo energético (especialmente para la aireación del contenido de los reactores biológicos).
No precisa tratamiento primario.	Su operación y mantenimiento requieren una atención continuada por parte de operadores especializados.
Gran versatilidad, al poderse controlar los diferentes parámetros operativos.	Elevada generación de lodos.
Posibilidad de lograr altos rendimientos de eliminación de nitrógeno total.	La etapa de sedimentación secundaria es muy sensible a sobrecargas hidráulicas.
Posibilidad de eliminar fósforo por vía biológica.	Mal comportamiento frente a aguas residuales diluidas.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
Se generan lodos con un elevado grado de estabilización.	Generación de ruidos, si no se toman medidas para amortiguarlos.
Buen comportamiento frente a aguas residuales concentradas.	
Bajo nivel de olores, si la operación y mantenimiento son los correctos.	

Fuente: Elaboración propia basada en Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (Ministerio de Medio Ambiente y Agua [MMAyA], 2021, pp. 669-670).

2.3.6. Tratamientos de desinfección

La Guía técnica de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales nos indica que los tratamientos de desinfección que se aplican normalmente a las aguas residuales tratadas se clasifican, en función de su naturaleza, en tratamientos químicos y físicos. Dentro de los tratamientos químicos destacan la Cloración y la Ozonización, mientras que en los tratamientos físicos se encuadran la Radiación UV y la Filtración. También es de aplicación, para la desinfección de las aguas residuales tratadas, el empleo de determinadas tecnologías de carácter extensivo, como es el caso de las Lagunas de maduración y de los Humedales artificiales de flujo superficial.

Radiación UV

En los procesos de desinfección mediante la aplicación de radiación, lo habitual es recurrir a la aplicación de luz ultravioleta (UV), que forma parte del espectro electromagnético en el rango de longitudes de onda que abarca desde los 100 a los 400 nanómetros (nm), y que queda comprendido entre la luz visible y los rayos X.

Dada la escasa superficie que se requiere para la implementación de un tratamiento de desinfección mediante la aplicación de Radiación UV, las características de los terrenos disponibles ejercen una mínima influencia a la hora de su selección.

Figura 2. 14 PTAR de San Blas "Desinfección UV".



Fuente: Elaboración propia.

Por último, en lo referente a las ventajas que presenta la Radiación UV como sistema de desinfección de las aguas tratadas, cabe mencionar (Abellán, 2018):

- Baja superficie requerida.
- No añade productos químicos a las aguas a desinfectar y no deja residuos en el agua de los compuestos que se pueden formar tras la aplicación de la radiación.
- Es eficaz para la desactivación de la mayoría de virus, esporas y quistes.
- Al tratarse de un proceso de desinfección de naturaleza física, se evita la necesidad de generar, manejar, transportar o almacenar reactivos químicos (algunos de ellos, tóxicos, peligrosos y/o corrosivos).
- Es de manejo fácil para los operadores.

Como principales inconvenientes de esta tecnología de desinfección deben mencionarse:

- No mantiene un efecto residual de desinfección en el agua. Algunos microorganismos son capaces de recuperarse del daño producido por la Radiación UV.
- La turbidez y la materia en suspensión presentes en las aguas hacen que la desinfección mediante Radiación UV sea menos eficaz. En el caso concreto de la desinfección empleando lámparas de UV de baja presión, la desinfección es poco efectiva cuando

las aguas presentan concentraciones de sólidos en suspensión totales por encima de 30 mg/L.

- Se requiere un programa de mantenimiento exhaustivo, enfocado principalmente
- a controlar la acumulación de sólidos en la parte externa de los tubos de luz y en las paredes del canal.
- Presenta mayores costos de operación que la Cloración.

Lagunas de maduración

Las lagunas de maduración representan la etapa final del tratamiento de aguas residuales, caracterizándose por su menor profundidad (0,8-1,2 m) y por bajas cargas orgánicas. Estas condiciones permiten una penetración efectiva de la radiación solar, resultando en aguas relativamente claras.

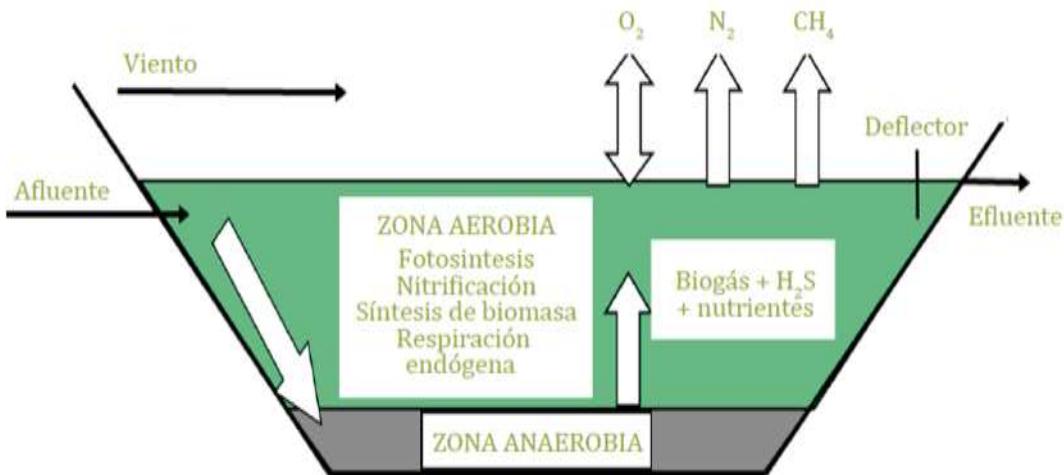
El objetivo principal de estas lagunas es la eliminación de organismos patógenos. Esto se logra mediante varios procesos:

- a. **Filtración:** Organismos que proliferan en la laguna actúan como filtros, reduciendo la población de microalgas.
- b. **Radiación UV:** La luz solar proporciona un efecto bactericida, contribuyendo a la desinfección del efluente.
- c. **Condiciones químicas:** Los elevados niveles de pH y oxígeno disuelto también favorecen la eliminación de patógenos.

Las lagunas de maduración pueden alcanzar una eliminación de coliformes fecales de hasta 4-5 unidades logarítmicas, superando los resultados obtenidos en las lagunas anaerobias y facultativas. Para optimizar la desinfección, frecuentemente se disponen en serie varias lagunas.

En este ecosistema, se establece un equilibrio dinámico entre los productores (microalgas), consumidores (zooplancton) y descomponedores (bacterias), lo que potencia la efectividad del tratamiento.

Figura 2.1 Esquema de una laguna de maduración.



Fuente: Ministerio de Medio Ambiente y Agua (MMAyA, 2021).

2.3.7. Tratamiento de lodos

Dentro de una PTAR los lodos se originan, fundamentalmente, en los tratamientos primarios y secundarios de la línea de agua. En ambos casos se trata de un residuo líquido, con un contenido en agua superior al 95% (por lo que ocupa un volumen muy importante), y de naturaleza putrescible. Estas características de los lodos producidos en el tratamiento de las aguas residuales urbanas hacen que sea necesario someterlos a un conjunto de tratamientos que permitan su evacuación y disposición final de manera segura, tanto desde el punto de vista sanitario, como medioambiental. Estos tratamientos persiguen los siguientes objetivos:

- Reducir el volumen ocupado por los lodos, mediante su concentración y la eliminación parcial del agua que contienen.
- Estabilizar los lodos para evitar problemas de fermentación y putrefacción.
- Conseguir una textura de los lodos que los haga manejables y faciliten su transporte.
- Eliminar la mayor parte de los organismos patógenos presentes en los lodos para posibilitar su reúso, minimizando los riesgos sanitarios.

2.4. Importancia del tratamiento de aguas residuales

La importancia del tratamiento adecuado de las aguas residuales radica en la protección del medio ambiente y la salud humana. Si se liberan aguas residuales sin tratar en ríos,

lagos o mares, pueden provocar la contaminación del agua y afectar la calidad del agua potable.

Además, los nutrientes en las aguas residuales pueden causar la eutrofización de los cuerpos de agua, lo que significa que hay un crecimiento excesivo de algas y plantas acuáticas, lo que puede llevar a la muerte de los animales acuáticos debido a la falta de oxígeno en el agua.

El tratamiento adecuado de las aguas residuales también puede tener beneficios económicos. El agua tratada puede ser reutilizada para riego o para procesos industriales, lo que puede reducir la demanda de agua dulce y ahorrar costos. Además, la producción de lodos de depuradora puede utilizarse como fertilizante para la agricultura. ¿Cuál es la importancia del tratamiento de aguas residuales?, (2023).

CAPITULO III

METODOLOGÍA DE LA

INVESTIGACIÓN

3.1. Enfoque de investigación

El presente estudio adopta un enfoque metodológico cuantitativo, orientado a la recopilación y análisis de datos numéricos. Esta estrategia permite abordar de manera rigurosa los aspectos involucrados en el diseño hidráulico-sanitario de la planta de tratamiento de aguas residuales para la Comunidad de Calamuchita.

La investigación se centrará en la recopilación de mediciones técnicas y cálculos necesarios para el diseño de la PTAR. Esto incluirá la aplicación de modelos matemáticos y otras herramientas cuantitativas que faciliten una aproximación precisa a los requerimientos técnicos del sistema de tratamiento.

La utilización de este enfoque cuantitativo permitirá generar un diseño de la PTAR que cumpla de manera efectiva con los requerimientos del proyecto.

3.2. Métodos y técnicas de investigación

Para llevar a cabo el diseño hidráulico-sanitario de la nueva PTAR de la Comunidad de Calamuchita, se emplearon los siguientes métodos y técnicas:

Análisis documental

- Revisión de la normativa, reglamentos y estándares técnicos aplicables al diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales.
- Recopilación y estudio de informes técnicos, estudios previos y documentación relevante sobre el sistema de saneamiento de la Comunidad de Calamuchita.

Entrevistas semiestructuradas

- Realización de entrevistas con funcionarios del Valle y representantes de la comunidad. Estos diálogos permitieron comprender en detalle los requerimientos técnicos y regulatorios que debe cumplir el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales.

Encuesta

- Realización de encuesta a beneficiarios para aplicar en el análisis multicriterio de manera más adecuada.

Cálculos y diseño en hojas de cálculo Excel

- Desarrollo de modelos y hojas de cálculo en Excel para dimensionar los componentes de la PTAR. Estos procedimientos cuantitativos respaldan el diseño de las unidades de tratamiento, la capacidad de la planta y los parámetros de operación.

3.3. Metodología de análisis multicriterio en la selección de PTAR

El método implica considerar múltiples criterios que pueden variar según el contexto específico, como el tipo de agua a tratar, los recursos disponibles, la normativa local y las necesidades de los usuarios.

3.4. Criterios de selección

Los criterios de selección que se tomaran en cuenta son los siguientes:

1. Eficacia de remoción.
2. Terrenos disponibles.
3. Aceptación social.
4. Características medioambientales.
5. Impactos medioambientales.
6. Generación de lodos.
7. Operación y mantenimiento.
8. Costos de operación, construcción y mantenimiento.

3.5. Normativas y regulaciones aplicables

En Bolivia existe:

- Ley de Medio Ambiente N.º 1333 (27 de abril de 1992).
- Reglamentación a la ley del medio ambiente, Decreto supremo 24176 de diciembre de 1995, compuesta por: el reglamento general de gestión ambiental; reglamento de prevención y control ambiental; reglamento en materia de contaminación atmosférica; reglamento en materia de contaminación hídrica; reglamento para actividades con substancias peligrosas y reglamento de gestión de residuos sólidos.

3.6. Fuentes de información

a. Fuentes primarias:

- Levantamiento de datos en campo.
- Documentos originales del Gobierno Autónomo de Uriondo.
- Entrevista con el presidente de las cuatro comunidades.
- Mediciones y observaciones directas de la planta actual.
- Caracterización simple de aguas residuales de la PTAR actual.

b. Fuentes secundarias:

- Datos del Instituto Nacional de Estadística (INE).
- Tesis relacionadas de otras instituciones.
- Guía de selección de líneas de tratamiento de aguas residuales.
- Artículos científicos.
- Planes maestros relevantes.

c. Herramientas geográficas:

- Google Earth.

Metodología de recolección de datos

- Inspección y medición de la planta actual.
- Conversaciones informales con residentes locales para determinar la ubicación del colector principal.

Justificación de las fuentes

- Necesidad de datos precisos y actuales para el diseño de la nueva planta.
- Importancia de la información local y contextual para una solución adaptada.
- Relevancia de las fuentes técnicas (guías, artículos, planes maestros) para fundamentar el diseño.

Manejo y organización de la información

Digitalización de documentos físicos utilizando:

- Microsoft word.
- Microsoft excels.

- AutoCAD (formato DWG).
- Almacenamiento de fotografías en formato digital.

Ética y manejo de datos

- Obtención de permisos necesarios para acceder a las instalaciones.
- Consentimiento informado para entrevistas y uso de información local.

Evaluación y selección de fuentes

- Criterios para la selección de artículos científicos y planes maestros.
- Proceso de validación de la información obtenida en campo.
- Comparación de datos obtenidos con estándares y normativas vigentes.

3.7. Procedimiento de recolección de datos

La recolección de datos de campo se llevó a cabo mediante diversas actividades sistemáticas. En primer lugar, se realizó un reconocimiento exhaustivo del área, que incluyó un recorrido por la comunidad, la identificación de cámaras y componentes del sistema de alcantarillado, así como una observación general de las condiciones ambientales y locales.

A continuación, se analizó la planta de tratamiento en funcionamiento. Esto implicó la medición del perímetro del área disponible, un análisis detallado de cada componente de la planta, una evaluación visual de las condiciones de cada elemento y la documentación fotográfica de las instalaciones. Además, se verificaron los accesos y la disponibilidad de energía en la zona.

La recolección de información incluyó la consulta con funcionarios del Gobierno Autónomo de Uriondo y residentes locales sobre la ubicación de cámaras en el sistema antiguo, el funcionamiento actual de la planta y los problemas existentes en el sistema.

Se recopilaron documentos del Gobierno Autónomo de Uriondo, así como planes maestros relevantes y artículos científicos pertinentes. También se accedió a datos del Instituto Nacional de Estadística (INE) para complementar la información, así mismo del presidente de las cuatro comunidades (Calamuchita, Muturayo, Ventolera y la Angostura). El análisis geográfico se realizó utilizando Google Earth para obtener coordenadas precisas, medir el área disponible, trazar áreas de aporte, analizar el terreno y sus

alrededores, se realizó el muestreo simple con ayuda del Ciagua del efluente y afluente de la PTAR para poder obtener los resultados de la caracterización así mismo se realizó encuesta a los beneficiarios para la obtención de base de datos para la aplicación de la metodología multicriterio.

Finalmente, se digitalizaron y organizaron los datos, transformando documentos físicos a formato digital (Word, Excel) y organizando fotografías y mediciones en planillas. Se crearon planos y esquemas en AutoCAD (formato DWG). Para validar y verificar la información, se compararon las mediciones de campo con la información

de Google Earth, se realizó una verificación cruzada de los datos obtenidos de distintas fuentes.

El análisis preliminar incluyó una revisión de la información recolectada, la identificación de posibles vacíos de información y la planificación para la recolección de datos adicionales si fuera necesario.

CAPÍTULO IV

EVALUACIÓN DESCRIPTIVA DE LA

PTAR ACTUAL

4.1. Descripción de la PTAR existente

A continuación, se presenta la información sobre la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) existente, la cual se obtuvo a través de una visita de inspección en la que se observaron las condiciones actuales de la instalación. Durante esta visita, también se tomaron las medidas de cada componente, incluyendo el área disponible, utilizando una wincha, no se realizó medición de caudal debido a las condiciones en la que la PTAR se presenta dificulta esta medición mediante un aforo.

Tabla 4. 1 Ficha técnica de la PTAR actual.

PTAR “CALAMUCHITA”	
Comunidad: Calamuchita.	Población: 2065 habitantes.
Cuenca inmediata: Guadalquivir.	Fecha: 05/ 09 /2024
	
Vista PTAR	
Existe PTAR: Si.	En funcionamiento: Si.
Caudal PTAR: ND	Antigüedad: 24 años.
Población conectada a la red de alcantarillado: 590 conexiones.	Contaminantes predominantes: La demanda química de oxígeno 1167 mg/L.
Cuerpo receptor: Río Guadalquivir	
Pre tratamiento: No presenta.	
Tecnología de tratamiento:	Tratamiento secundario: No presenta.

Cámara sedimentadora, 3 Cámaras
sépticas en serie.

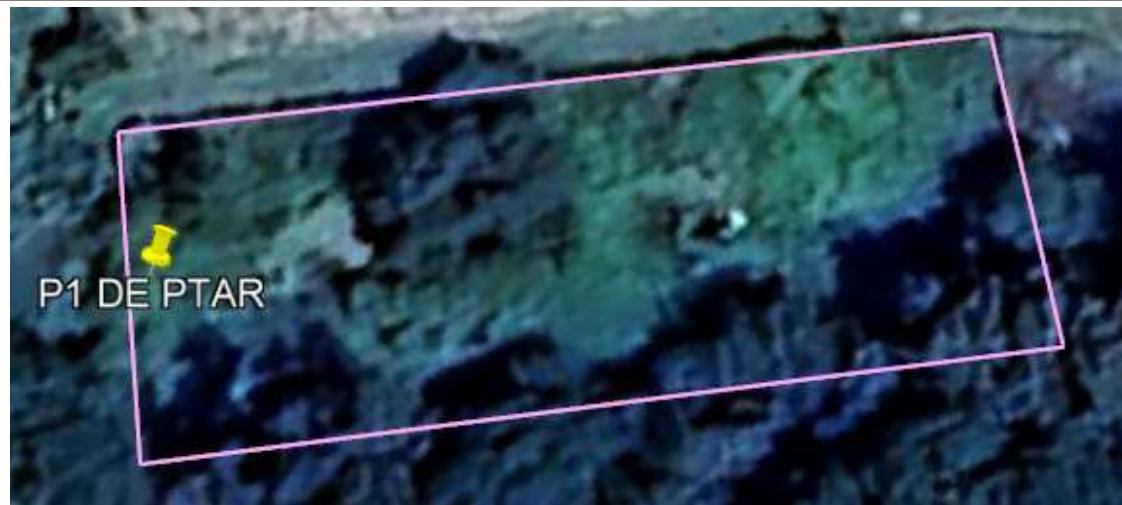
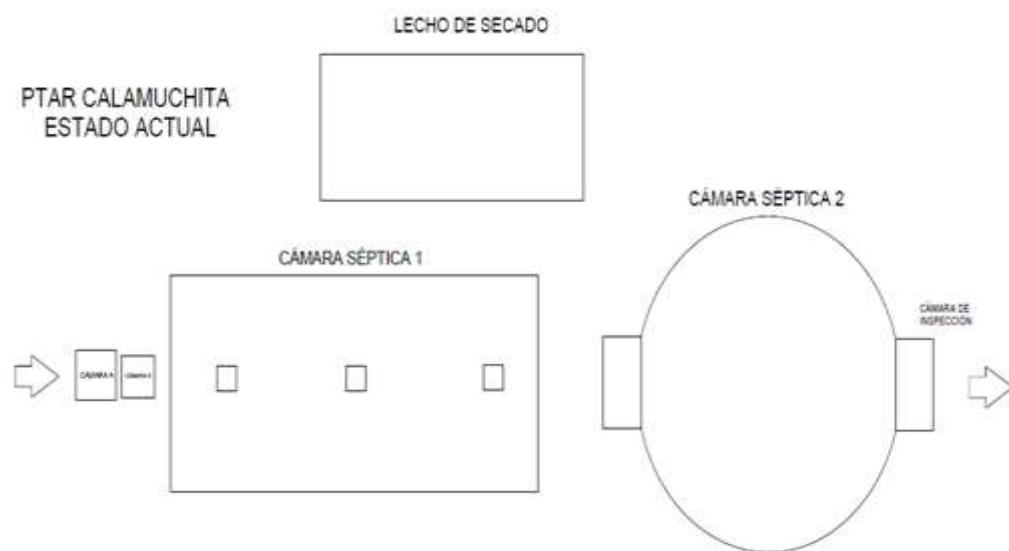


Imagen satelital de la actual Planta de Tratamiento de Aguas Residuales
Fuente: Elaboración propia.

4.1.1. Componentes de la PTAR

La PTAR de la Comunidad de Calamuchita se compone de dos cámaras en el ingreso, seguidas de tres cámaras sépticas en serie. Luego, se encuentra una cámara séptica adicional, seguida por una cámara de inspección y, finalmente, un lecho de secado.

Figura 4. 1 Esquema de PTAR actual.



Fuente: Elaboración propia

4.1.1.1. Cámara (A)

La infraestructura de la cámara presenta un deterioro notable en el hormigón, especialmente en las tapas, donde la armadura de refuerzo está expuesta. Este fenómeno, conocido como delaminación, indica un avance significativo en la degradación de la estructura, comprometiendo la integridad de las tapas y manifestándose en una descomposición progresiva.

El estado general de la cámara refleja un deterioro extenso, posiblemente debido a la exposición prolongada a agentes corrosivos en las aguas residuales. También se ha observado una colmatación considerable, lo que sugiere una acumulación excesiva de sedimentos y material particulado.

Figura 4. 2 Cámara (A) de la PTAR Calamuchita en condiciones actuales.



Fuente: Elaboración propia.

Funcionamiento de la cámara (A):

La cámara (A), como punto de entrada del sistema, cumple funciones cruciales en el proceso de tratamiento de aguas residuales:

- Actúa como el punto de ingreso para el afluente, recibiendo las aguas residuales crudas que llegan a la planta de tratamiento, con dimensiones de 1,20 m x 1,00 m y una profundidad total de 0,80 m, la cámara está diseñada para manejar y distribuir el flujo entrante de manera uniforme hacia los siguientes procesos de tratamiento.

- La altura de agua de 0,43 m permite una sedimentación inicial de sólidos gruesos, actuando como una primera barrera para materiales que podrían dañar u obstruir los equipos posteriores.
- Las tapas de 0,48 m x 0,99 m, equipadas con ganchos de 0,22 m, permiten el acceso para inspección y mantenimiento regular.
- Sirve como un punto estratégico para la toma de muestras del afluente, crucial para el monitoreo y control del proceso de tratamiento.

Sin embargo, el deterioro y la colmatación afectan negativamente estas funciones. La exposición de la armadura en las tapas compromete la seguridad del personal durante el mantenimiento. La colmatación reduce el volumen efectivo de la cámara, disminuyendo su capacidad de amortiguación y sedimentación. Además, el deterioro del hormigón podría alterar las características hidráulicas de la cámara, afectando la distribución del flujo y potencialmente introduciendo materiales degradados en el tratamiento. Es crucial abordar estos problemas para restaurar la funcionalidad de la cámara (A), garantizando así la eficiencia de los procesos de tratamiento en la planta.

La cámara (A) se encontraba en condiciones que dificultaban su inspección visual. Para facilitar una evaluación preliminar, se realizó una limpieza superficial con un machete. Esta intervención mínima permitió una apreciación parcial del estado de la cámara, que estaba cubierta de vegetación y sedimentos.

4.1.1.2. Cámara (B)

La cámara (B) enfrenta dificultades operativas significativas debido al deterioro avanzado de sus tapas, las cuales estaban cubiertas por vegetación, lo que ha contribuido a su degradación. La manipulación de las tapas fue complicada y, durante un intento de apertura, estas se fracturaron por su mal estado estructural. En el interior de la cámara, se detectó una acumulación excesiva de lodos y sedimentos, generando condiciones desfavorables que favorecen la aparición de organismos como larvas y gusanos. Esto sugiere un ambiente anaeróbico y un manejo inadecuado de los sólidos.

Funcionamiento previsto de la cámara (B)

La cámara (B) del sistema tiene dimensiones de 1,00 m de largo por 1,00 m de ancho, con una profundidad total de 0,60 m. La profundidad de agua operativa es de 0,40 m, lo que permite un volumen adecuado para la sedimentación secundaria de sólidos. Las paredes tienen un espesor de 0,10 m, lo cual otorga suficiente resistencia estructural. Además, la cámara cuenta con tapas de 0,78 m x 0,78 m, diseñadas para permitir acceso al interior para inspección y mantenimiento. Los ganchos de 0,26 m facilitan la apertura y cierre de las tapas, garantizando un acceso seguro al personal de operación.

Condiciones actuales y problemas identificados

En la actualidad, la cámara (B) presenta una acumulación excesiva de lodos y sedimentos, lo que indica fallas en los protocolos de mantenimiento y operación. Esto ha generado varios problemas:

Figura 4. 3 Cámara (B) de la PTAR Calamuchita.



Fuente: Elaboración propia.

- La acumulación de sedimentos disminuye la capacidad operativa de la cámara, reduciendo su eficiencia para manejar el flujo y la sedimentación.
- La presencia de larvas y gusanos es indicativa de la formación de zonas anaeróbicas, que pueden generar olores desagradables debido a la descomposición anaeróbica y producción de gases corrosivos como el sulfuro de hidrógeno, que pueden acelerar el deterioro de las estructuras de concreto y metálicas.

- Los sedimentos acumulados podrían resuspenderse durante eventos de alto flujo, comprometiendo la calidad del efluente y sobrecargando los procesos de tratamiento posteriores.
- Las condiciones actuales favorecen el crecimiento de microorganismos potencialmente patógenos, lo que incrementa los riesgos para la salud y seguridad del personal de operación.
- La acumulación de sedimentos y el mal estado de las tapas interfieren con la toma de muestras representativas y con el monitoreo del proceso.

En conclusión, la cámara (B) evidencia dificultad para abrir la cámara resalta la importancia de realizar inspecciones periódicas y de controlar las condiciones ambientales.

4.1.1.3. Cámara séptica 1

La cámara séptica 1 exhibía una obstrucción completa de su superficie externa debido a la proliferación excesiva de biomasa vegetal. Las tres aberturas de la cámara séptica, presenta las siguientes características:

- Se encuentran en estado de exposición, sin las cubiertas protectoras reglamentarias.
- Evidenciaban una acumulación significativa de: Lodos y material vegetal.

Figura 4. 4 Estado actual de la cámara séptica.



Fuente: Elaboración propia.

El estado de las aberturas sugiere un avanzado nivel de colmatación, lo cual podría impactar negativamente en la eficiencia operativa.

La situación actual presenta preocupaciones serias. La obstrucción completa de la superficie externa debido a la proliferación excesiva de biomasa vegetal indica una falta de control en el mantenimiento de las instalaciones. La exposición de las tres aberturas sin las cubiertas protectoras reglamentarias aumenta el riesgo de contaminantes externos y compromete la operación del sistema.

Además, como se aprecia en la Figura 4.4 sugiere un avanzado nivel de colmatación.

Esto resalta la necesidad de un rediseño que contemple una mejor gestión del flujo y del acceso.

Figura 4. 5 Estado posterior a una limpieza de la PTAR de Calamuchita.



Fuente: Imagen obtenida del Gobierno Autónomo Municipal de Uriondo.

Sus medidas son las siguientes: tiene una longitud de 11,90 m y un ancho de 4,50 m, lo que proporciona un área adecuada para el tratamiento de los residuos. La profundidad total es de 5,20 m, mientras que la profundidad de agua operativa se establece en 2,40 m, garantizando así un volumen suficiente para la acumulación de lodos.

Además, incluye aberturas de 0,40 m x 0,40 m. Estas aberturas son importantes para facilitar el acceso al interior, permitiendo la inspección y el mantenimiento del sistema, aunque actualmente están expuestas como se pudo observar en la Figura 4.4.

4.1.1.4. Cámara séptica 2

Las dos tuberías que conectan la cámara séptica 2 y la de inspección están completamente obstruidas, impidiendo el flujo normal del efluente. Esta situación puede causar un retroceso en el sistema y aumentar el riesgo de desbordamiento. También se identifica una abertura no planificada que actúa como un punto de descarga no controlado, permitiendo que las aguas residuales rebosen y escapen del sistema, lo que representa un riesgo de contaminación ambiental como se puede observar en la siguiente Figura 4.6.

Figura 4. 6 Cámara séptica 2 PTAR de Calamuchita.



Fuente: Elaboración propia.

El efluente que llega a la cámara de inspección se presenta en forma de chorro concentrado, lo que puede erosionar las estructuras adyacentes y generar cuerpos de agua estancada, representando un riesgo para la salud pública. La obstrucción en las tuberías y el flujo concentrado afectan negativamente el proceso, resultando en una menor eficiencia en la eliminación de contaminantes y aumentando la posibilidad de fallos en el sistema.

Figura 4. 7 Cámara séptica 2.



Fuente: Imagen obtenido del Gobierno Autónomo Municipal de Uriondo.

Tiene un diámetro de 4,00 m y una profundidad total de 2,40 m, con la misma profundidad antes del relleno compactado.

4.1.1.5. Cámara de inspección

De acuerdo a lo observado en campo se evidencia una acumulación significativa de sedimentos, lodos y materia orgánica en el fondo de la cámara, lo que indica que el sistema no está funcionando de manera eficiente y que requiere limpieza inmediata.

La entrada de agua turbia sugiere que la cámara está recibiendo una carga alta de sólidos suspendido, la presencia de vegetación densa alrededor de la estructura indica falta de mantenimiento regular, lo que puede contribuir a la obstrucción y al deterioro del sistema. Las paredes de concreto muestran signos de desgaste y erosión como se observa en la Figura 4.8, lo que puede comprometer la integridad estructural de la cámara y afectar su funcionamiento y la tapa de concreto está mal colocada, exponiendo el interior de la cámara y permitiendo la entrada de contaminantes externos.

No se observa un sellado adecuado entre la tapa y la estructura, lo que puede facilitar la entrada de elementos indeseados y afectar la calidad del agua tratada.

Figura 4. 8 Último componente a la salida de la PTAR (cámara de inspección).



Fuente: Elaboración propia.

La cámara de inspección, presenta las siguientes dimensiones:

Largo: 1,15 m

Ancho: 2,20 m

Profundidad total: 1,00 m

Profundidad de agua: 0,20 m

Tapa: 0,72 m x 0,64 m

Figura 4. 9 Cámara de inspección de la PTAR Calamuchita.



Fuente: Elaboración propia.

El sistema de inspección necesita atención para restaurar su eficiencia y asegurar que el agua tratada cumpla con los estándares de calidad requeridos antes de su disposición o reutilización. Implementar un programa de mantenimiento regular y abordar los problemas identificados.

4.1.1.6. Lecho de secado

El lecho de secado tiene las siguientes dimensiones 8,00 m x 3,50 m, este presenta serias deficiencias en su funcionamiento. Actualmente, está completamente cubierto por una densa capa de vegetación, lo que impide la visibilidad de su estructura y dificulta el acceso para mantenimiento. Esta vegetación no solo obstruye el flujo de aire y agua, cruciales para el proceso de deshidratación de los lodos, sino que también impide la correcta evaporación del agua contenida en ellos. Como resultado, el lecho de secado prácticamente no está funcionando, lo que podría llevar a problemas de acumulación y malos olores.

El lecho debería permitir que el agua se evapore, pero la cubierta vegetal y la posible saturación del medio impiden que esto ocurra.

El funcionamiento esperado de un lecho de secado implica la deshidratación de los lodos mediante la evaporación, facilitada por la exposición al sol y una adecuada circulación de aire. Sin embargo, debido a las condiciones actuales, estas funciones no se están cumpliendo.

Figura 4. 10 Lecho de secado de la PTAR Calamuchita.



Fuente: Imagen obtenida del Gobierno Autónomo Municipal de Uriondo.

La Figura 4.10, aunque no es actual, ilustra claramente el funcionamiento del lecho de secado y la operativa relacionada con el tratamiento de lodos. Se puede observar a los trabajadores realizando tareas de manejo, lo que sugiere un enfoque práctico hacia la deshidratación de los lodos. La presencia de herramientas y recipientes indica que se están llevando a cabo procesos de extracción o monitoreo de los lodos, lo cual es esencial para mantener la eficiencia del lecho.

Sin embargo, dadas las deficiencias observadas y la falta de mantenimiento, es evidente que una nueva planta de tratamiento de aguas residuales sería la mejor opción. Una nueva instalación no solo permitiría implementar tecnologías más avanzadas y eficientes, sino que también garantizaría un diseño adecuado que facilite el tratamiento y la deshidratación de los lodos.

4.2. Certificados de calidad de aguas residuales

A partir de los resultados obtenidos, se analizará el comportamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales. Este análisis permitirá identificar tendencias y variaciones en la calidad del agua, tanto en el afluente como en el efluente. La información es fundamental para evaluar el proceso de tratamiento y asegurar el cumplimiento de los requisitos establecidos por la Ley 1333. Además, ayudará a determinar el tipo de tratamiento necesario para las aguas residuales de la comunidad y garantizar que se cumplan las exigencias pertinentes.

Tabla 4. 2 Resultados de calidad del agua residual-2024 de salida.

TIPO DE ANÁLISIS	UNIDADES	SALIDA PTAR	LÍMITES PERMISIBLES LEY 1333 ANEXO A-1 Clase C
Análisis físicos			
Sólidos suspendidos totales	mg/L	156,00	< 50

Análisis químicos				
Demanda bioquímica de oxígeno	mg/L	210,00	< 20	
Demanda química de oxígeno	mg/L	462,00	< 40	
Aceites y grasas	mg/L	< 0,3	0,3	
Fósforo total (como P)	mg/L	8,60	1	
Análisis bacteriológicos				
Coliformes totales	NMP/100 ml	> 10000	-	

Fuente: Elaboración propia.

La PTAR actual no está cumpliendo con los requerimientos que exige la Ley 1333 como se puede ver en la Tabla 4.2.

En el contexto de este trabajo, la medición de Nitrógeno es crucial para evaluar una posible reutilización, no fue incluida debido a limitaciones en el laboratorio.

Análisis de sólidos suspendidos totales

A primera vista, la reducción de los niveles de SST desde 487,20 mg/L en 2014 a 156,00 mg/l en 2024 es sorprendente, especialmente dado el estado obstruido aparente de la PTAR. Esto sugiere que, a pesar de las condiciones físicas, hay factores que están influyendo en la calidad del efluente.

Tabla 4. 3 Resultados de sólidos suspendidos totales (SST).

AÑO	PTAR	TIPO DE ANÁLISIS	UNIDADES	RESULTADOS
Análisis físicos				
2014	CALAMUCHITA	Sólidos suspendidos totales	mg/L	487,20
2024	CALAMUCHITA	Sólidos suspendidos totales	mg/L	156,00

Fuente: Elaboración propia.

Análisis de la demanda bioquímica de oxígeno

Los resultados de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5) en la PTAR de Calamuchita evidencian un aumento significativo en la carga de materia orgánica a lo largo de los años analizados. Este incremento es preocupante, ya que sugiere que las aguas residuales contienen una mayor cantidad de contaminantes que requieren un tratamiento eficaz para ser degradados.

Tabla 4. 4 Resultados de demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5).

AÑO	PTAR	TIPO DE ANÁLISIS	UNIDADES	RESULTADOS
Análisis químicos				
2014	CALAMUCHITA	Demanda bioquímica de oxígeno	mg/L	197,00
2024	CALAMUCHITA	Demanda bioquímica de oxígeno	mg/L	210,00

Fuente: Elaboración propia.

Análisis de la demanda química de oxígeno

El análisis de la demanda química de oxígeno (DQO) en la PTAR de Calamuchita revela un aumento significativo en los niveles de materia orgánica desde 2013 hasta 2024. Este incremento no solo indica una mayor carga orgánica en el efluente, sino que también sugiere la posible presencia de compuestos no biodegradables. Esta situación puede representar un riesgo considerable para el cuerpo receptor, ya que la DQO elevada puede afectar la calidad del agua.

Tabla 4. 5 Resultados de la demanda química de oxígeno (DQO).

AÑO	PTAR	TIPO DE ANÁLISIS	UNIDADES	RESULTADOS
Análisis químicos				
2014	CALAMUCHITA	Demanda química de oxígeno	mg/L	411,00
2024	CALAMUCHITA	Demanda química de oxígeno	mg/L	462,00

Fuente: Elaboración propia.

Análisis de aceites y grasas

Los resultados del análisis de aceites y grasas en la PTAR de Calamuchita muestran una mejora significativa, con niveles que han caído a menos de 0,3 mg/L en 2024. Este logro es notable considerando que la trata se basa en cámaras sépticas. Sin embargo, es fundamental investigar más a fondo las causas de esta mejora.

Tabla 4. 6 Resultados de aceites y grasas.

AÑO	PTAR	TIPO DE ANÁLISIS	UNIDADES	RESULTADOS
Análisis químicos				
2014	CALAMUCHITA	Aceites y grasas	mg/L	13,19
2024	CALAMUCHITA	Aceites y grasas	mg/L	<0,3

Fuente: Elaboración propia.

Análisis de fósforo total

En los últimos diez años se nota un aumento del resultado del fósforo es importante destacar que el cuerpo receptor al que se dirigen estos efluentes es de clase C, lo que implica que la calidad del agua tratada debe cumplir con estándares específicos. Según las normativas, el límite máximo permitido para el fósforo total es de 1 mg/L. Esto significa que los resultados actuales de 8,60 mg/L superan ampliamente dicha norma, indicando un incumplimiento grave.

Tabla 4. 7 Resultados de fósforo total (PT).

AÑO	PTAR	TIPO DE ANÁLISIS	UNIDADES	RESULTADOS
Análisis químicos				
2014	CALAMUCHITA	Fósforo total	mg/L	7,55
2024	CALAMUCHITA	Fósforo total	mg/L	8,60

Fuente: Elaboración propia.

Análisis de coliformes totales

Los resultados de coliformes totales en la PTAR de Calamuchita muestran una disminución significativa desde 2014, pasando de 1,02E+08 NMP/100 ml a más de 10000

NMP/100 ml en 2024. Sin embargo, este dato indica que la toma de muestra puede no haber sido adecuada, lo que podría deberse a una mezcla de aguas o a un mal manejo durante el transporte. Las condiciones inadecuadas de la cámara de muestreo también podrían haber influido en los resultados.

Tabla 4. 8 Resultados de coliformes totales.

AÑO	PTAR	TIPO DE ANÁLISIS	UNIDADES	RESULTADOS
Análisis bacteriológicos				
2014	CALAMUCHITA	Coliformes totales	NMP/100 mL	1,02E+08
2024	CALAMUCHITA	Coliformes totales	NMP/100 mL	>10000

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1. Afección a terceros

Los problemas generados por el mal funcionamiento de una planta de tratamiento de aguas residuales pueden tener diversas afecciones sobre terceros, particularmente en áreas residenciales y agrícolas cercanas. Uno de los impactos más notorios es la generación de olores desagradables, que afecta directamente a los residentes cercanos, quienes padecen molestias constantes por la emanación de olores provenientes de las aguas residuales mal tratadas. Este factor está estrechamente vinculado con la calidad del tratamiento aplicado en la planta.

Además, existen riesgos importantes para la salud de los habitantes de la zona debido a la exposición a aguas residuales que no han sido tratadas de manera adecuada.

La cercanía con estas aguas puede aumentar el riesgo de enfermedades de origen hídrico, lo que resulta en una preocupación constante para los residentes.

El impacto en la agricultura local también es significativo. Las plantaciones cercanas pueden verse afectadas si se utiliza agua contaminada para el riego o si hay filtración de las aguas residuales al suelo. Este fenómeno no solo compromete la calidad de los cultivos, sino que también puede afectar la salud de las personas que consumen productos agrícolas contaminados.

La presencia de una planta mal gestionada no solo afecta la comodidad y el bienestar cotidiano de las personas, sino que también podría ocasionar una devaluación de las propiedades en la zona. Las viviendas cercanas a la planta podrían experimentar una disminución en su valor debido a la percepción negativa que genera la proximidad con una instalación mal mantenida.

La preocupación se incrementa en la comunidad debido a los riesgos potenciales a la salud y el bienestar. Estas afecciones son consistentes con las consecuencias típicas observadas cuando una planta de tratamiento de aguas residuales no funciona correctamente y se encuentra ubicada cerca de áreas residenciales y agrícolas.

4.3. Conclusiones del estado general aparente de la PTAR existente

La situación actual de la planta de tratamiento de aguas residuales en la Comunidad de Calamuchita presenta una serie de problemas críticos que justifican urgentemente el diseño e implementación de una nueva instalación:

- La PTAR ha superado su vida útil, todos sus componentes, desde las cámaras de entrada hasta la cámara de inspección, muestran signos severos de deterioro, incluyendo daños estructurales, colmatación y obstrucciones.
- La acumulación excesiva de lodos, sedimentos y vegetación en prácticamente todas las unidades de tratamiento indica una grave ineficiencia en el proceso, comprometiendo la calidad del efluente.
- El mal funcionamiento de la planta está causando la descarga de aguas residuales inadecuadamente tratadas al río Guadalquivir, evidenciado por la contaminación visible y el olor fétido del cuerpo receptor. Esto representa un riesgo significativo para el ecosistema acuático y la salud de la población local.
- Existe las afecciones reportadas por los residentes cercanos debido a olores y la falta de mantenimiento indican que la planta actual está afectando negativamente la calidad de vida de la comunidad.
- Dado el estado de deterioro y la ineficiencia operativa, es altamente probable que la PTAR no cumpla con las normas ambientales vigentes en Bolivia, exponiendo a la comunidad a posibles sanciones. Siendo Calamuchita un importante productor de uva

en la región, una PTAR eficiente es crucial para proteger este recurso económico y potencialmente permitir el reúso seguro del agua tratada en la agricultura.

- El cierre perimetral de la PTAR se encuentra destruido en la parte de la entrada y en otros lugares lo cual para el nuevo diseño se tendrá que contemplar un nuevo cierre perimetral.
- Las vías de acceso deben mejorarse para tener mayor facilidad para realizar mantenimiento periódico.
- Los componentes del sistema de tratamiento no logran la eficiencia requerida para la remoción de carga orgánica, ya que el análisis de calidad del agua del afluente indica un valor de DQO de 1167 mg/l que se encuentra en el Anexo 3, lo cual es considerablemente elevado.
- Los resultados de laboratorio que se realizaron en la cámara de entrada y en la cámara de salida del sistema existente, presenta el valor de coliformes totales sin variación, se consideró necesario utilizar un valor medio de 1,00 E+08 que se encuentra dentro de los valores usuales para aguas residuales, debido a que los resultados no tienen una confiabilidad ya que este no se encuentra dentro del rango que caracteriza el agua residual lo que nos indica un posible error de muestreo o condiciones de toma.

CAPÍTULO V

INGENIERÍA DEL PROYECTO

5.1. Periodo de diseño

El periodo de diseño nos indica el tiempo de vida útil que va a tener la PTAR, este periodo va de 20 – 40 años, el cual es un dato que se utiliza como base para diseños de plantas de tratamiento.

Tabla 5. 1 Periodo de diseño.

Componentes de Sistema	Periodo de diseño (años)
Plantas de tratamiento	20 - 40 (más crecimiento modular)

Fuente: Norma Boliviana NB-688. (2023). Reglamentos técnicos de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial (p. 43).

En el presente diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), se ha proyectado hasta el año 2055. Se ha adoptado un periodo de diseño de 30 años, el cual se encuentra dentro del rango establecido por la Norma Boliviana N.^o 688 (20 a 40 años). Esta elección busca lograr un equilibrio adecuado entre la durabilidad del diseño y la capacidad operacional de la PTAR, evitando el sobredimensionamiento de la infraestructura.

5.1.1. Población de proyecto

Para un correcto diseño se procedió a calcular la población futura a partir de los siguientes parámetros:

5.1.2. Población inicial

Se presenta la categorización de los centros poblados en el departamento, lo que ofrece una visión clara de la distribución de la población en diversas localidades. Según los datos del censo, que se encuentran en el Anexo 2, la población total del departamento es de 1228 habitantes en 2012, con un enfoque particular en los centros poblados principales y menores, este censo es el más reciente y accesible. El Instituto Nacional de Estadística (INE) no ha publicado datos más actualizados, lo que limita la posibilidad de utilizar cifras más recientes.

Según la información recolectada del presidente de las cuatro comunidades el Sr. Jacinto Pérez se tiene una población actual de 2065 habitantes.

Tabla 5. 2 Resumen de categorización de centro poblados.

CENSO 2001-2012			
PROVINCIA	MUNICIPIO	CENTRO POBLADO (hab.)	POBLADOS RURALES (hab.)
Avilés	Valle de la Concepción	14781	1722
	Calamuchita		1228

Fuente: Elaboración propia con datos del Plan de Desarrollo Integral de Tarija.

Tabla 5. 3 Número de viviendas.

COMUNIDAD	POBLACIÓN (hab.)	HOMBRES (hab.)	MUJERES (hab.)	VIVIENDAS
Calamuchita	1228	597	631	424
Muturayo	591	313	278	178

Fuente: Elaboración propia con datos del Gobierno Autónomo Municipal de Uriondo.

5.1.3. Índice de crecimiento

Para calcular la tasa de crecimiento, se utilizaron datos del Municipio del Valle de la Concepción, obtenidos a través del Instituto Nacional de Estadística (INE), los cuales se presentan en el Anexo 4.

Dado que no se dispone de datos específicos para la Comunidad de Calamuchita, se optó por este municipio como referencia. Ambos municipios pertenecen a la provincia de

Avilés, lo que sugiere que podrían mostrar tendencias similares en términos de crecimiento poblacional.

El índice de crecimiento se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$i = 100 * \left(\left(\frac{P_f}{P_0} \right)^{\frac{1}{t}} - 1 \right) \quad (Ec. 1)$$

Donde:

P_0 : Población inicial, (13889 hab.)

P_f : Población final, (16359 hab.)

i: Tasa de crecimiento

t: Años transcurridos, (10 años)

$$i = 1,65 \%$$

5.1.4. Población futura

Para conocer la proyección de la población de la comunidad para el año 2055 se tomó en cuenta el siguiente procedimiento:

5.1.5. Métodos de cálculo

La Norma Boliviana NB-688 nos indica que existe cuatro métodos de cálculo de la población futura, teniendo en cuenta que la Comunidad de Calamuchita muestra una actividad económica con el cultivo de uva, se ha optado por utilizar el método geométrico.

$$P_f = P_0 * \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t \quad (Ec. 2)$$

Donde:

P_f : Población futura, (hab.)

P_0 : Población inicial, (2065 hab.)

i: Tasa de crecimiento, (1,65 %)

t: Periodo de diseño, (30 años)

5.1.6. Aplicación

Teniendo en cuenta que la población de la Comunidad de Calamuchita se encuentra actualmente en 2065 habitantes, el método geométrico es útil para poblaciones que oscilan

entre 2001 y 10,000 habitantes, como se observa en la Tabla 5.4 que se presenta a continuación.

El método geométrico permite estimar el crecimiento de la población de manera más precisa al considerar un crecimiento compuesto, lo que es adecuado para poblaciones pequeñas.

Calamuchita no presenta un crecimiento acelerado, un enfoque equilibrado como el método geométrico se observa mejor a la realidad de la comunidad.

Tabla 5.4 Aplicación de métodos de cálculo para la estimación de la población futura.

Método	Población (hab)			
	Hasta 2 000	De 2 001 a 10 000	De 10 001 a 100 000	> 100 000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X (3)
Exponencial		X (2)	X (1)	X (3)
Curva logística			X (1) (4)	X (1) (4)

Fuente: Norma Boliviana NB-688. (2023). Reglamentos técnicos de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial (p. 46).

5.1.7. Correcciones a la población calculada

Para corregir la población calculada se tomó en cuenta una población flotante.

5.1.7.1. Población flotante

Debido a las actividades que se llevan a cabo en la Comunidad de Calamuchita como la Feria de la Uva y sus derivados se ha adoptado una población flotante de 100 habitantes.

Se adopto: $P_{\text{flotante}} = 100 \text{ hab}$

Como resultado, se obtiene la población futura:

$$P_f = P_0 * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

P_f : Población futura, (hab.)

P_0 : Población inicial, (2165 hab.)

i: Tasa de crecimiento, (1,65 %)

t: Periodo de diseño, (30 años)

$$P_f = 3538 \text{ hab.}$$

5.2. Área del proyecto

Se considera esta área del proyecto, la cual cuenta con servicio de alcantarillado sanitario y también dispone de un establecimiento educativo.

Figura 5. 1 *Área del proyecto con alcantarillado sanitario.*



Fuente: Elaboración propia mediante Google Earth Pro.

5.2.1. Área de aporte

Área total (A): Esta superficie de 67,29 hectáreas (ha) representa el área geográfica que contribuye al sistema de alcantarillado y, por ende, al tratamiento de aguas residuales en la PTAR.

Perímetro (P): El perímetro 7,82 kilómetros (km) indica la longitud de los límites de esta área, relevante para la planificación de la infraestructura de alcantarillado.

Figura 5. 2 Vista satelital del área del proyecto.



Fuente: Elaboración propia con el programa Google Earth Pro.

5.2.2. Área de aporte año horizonte

Área total (A): Se proyecta que esta superficie de 231 hectáreas (ha) representará el área geográfica que contribuirá al sistema de alcantarillado en el futuro, considerando el crecimiento poblacional y el desarrollo urbano.

Perímetro (P): El perímetro estimado de 8,40 kilómetros (km) indica la longitud de los límites de esta área para el año horizonte, lo que es fundamental para la planificación de la infraestructura del alcantarillado.

Figura 5. 3 Área de año horizonte.



Fuente: Elaboración propia mediante Google Earth.

5.3. Consumo medio diario

Debido a que no se cuenta con la información del consumo medio diario de los registros de micro medición domiciliaria se determinó el caudal de consumo a través de un estudio socio económico y de manera referencial se comparó con los datos de consumo de agua mostrado en la siguiente tabla.

Tabla 5. 5 Valores referenciales de consumo medio diario (L/hab.*día).

Región	Consumo de agua referencial en L/hab. día							
	De 500 a 10 000		De 10 001 a 100 000		De 100 001 a 500 000		Más a 500 000	
	10 000	100 000	500 000					
Altiplano	50	80	50	60	85	110	75	95
Valles	60	95	85	105	90	95	90	115
Llanos	80	90	90	100	95	105	125	130

Fuente: Norma Boliviana N.º 688. (2023). Reglamentos técnicos de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial (p. 47).

De acuerdo a la información proporcionada por el presidente de las cuatro comunidades el Sr. Jacinto Pérez.

Se tiene una tarifa fija de 15 bs para un consumo de $10 \text{ m}^3/\text{mes/familia}$

Familia: 5 personas en promedio

Consumo por persona: $2,00 \text{ m}^3/\text{mes}$

$$\text{Consumo}_{fijo} = \frac{\text{Consumo por persona}}{30} * 1000 \quad \text{Ec. (3)}$$

$$\text{Consumo}_{fijo} = 66,66 \text{ L/hab/día}$$

A través de una encuesta, se obtuvo el siguiente resultado de consumo ajustado.

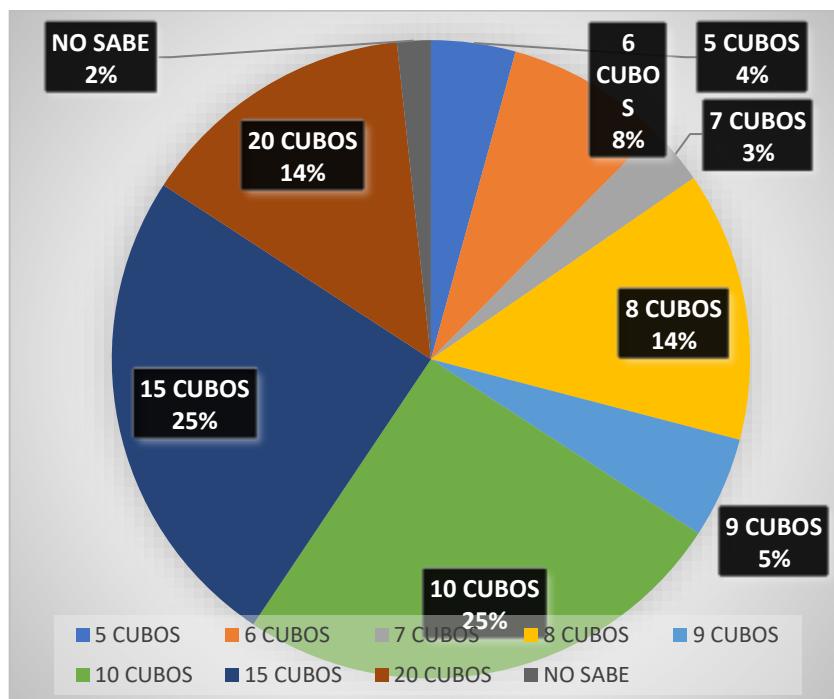
Tabla 5. 6 Información recolectada mediante la encuesta realizada.

Consumo m ³ /mes/familia	Nº familias	Consumo L/hab/día
5	10	41,7

Consumo m ³ /mes/familia	Nº familias	Consumo L/hab/día
6	19	50,0
7	7	58,3
8	32	66,7
9	12	75,0
10	59	83,3
15	58	125,0
20	33	166,7
10	4	83,3

Fuente: Elaboración propia.

Figura 5. 4 Consumo de agua potable de los beneficiarios según la encuesta realizada.



Fuente: Elaboración propia.

$$Consumo_{inicial} = \frac{\sum(Consumo * N^{\circ} Familias\ encuestadas)}{N^{\circ} Total\ de\ familias\ encuestadas} \quad (Ec.\ 4)$$

$$D_{inicial} = 11,70\ m^3 /mes$$

Familia: 5 personas en promedio

Consumo por persona: 2,34 $\frac{m^3}{mes}$

$$Consumo_{inicial} = \frac{Consumo\ por\ persona}{30} * 1000 \quad (Ec.\ 5)$$

$$Consumo_{inicial} = 77,98\ L/hab/día$$

El consumo inicial calculado se encuentra dentro del rango establecido por la Norma Bolivia NB-688.

5.3.1. Consumo futuro de agua

$$C_f = C_i * \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t \quad (Ec.\ 6)$$

$$C_{futura} = 96,13\ L/hab/día$$

Donde:

C_f : Consumo futuro, (L/hab/día)

C_i : Consumo inicial, (77,98 L/hab/día)

d: Variación anual de 0,5 al 2%, (Se adoptó: 0,7% debido al análisis del consumo de agua de la comunidad, para así evitar una sobre estimación ya que en los últimos años el aumento de habitantes en la comunidad ha sido moderado entonces es más prudente y conservador).

t: Periodo de diseño, (30 años)

5.4. Coeficiente de retorno

De acuerdo a la norma, el coeficiente de retorno (C) es la relación entre el caudal medio de aguas residuales domésticas y el caudal medio de agua que consume la población. Se establece que:

Según la NB-688 se deben utilizar valores del 80% del consumo de agua potable para proyectos nuevos. Para ampliación, mejoramiento o proyectos en zonas urbanas, se debe utilizar el 70%.

Se adopto: C= 80%

5.5. Contribuciones de aguas residuales

No se ha realizado ningún control de caudales ni del afluente y efluente desde el inicio del periodo de arranque y funcionamiento. Actualmente, tampoco existen condiciones para llevar a cabo estas mediciones como se puede observar en la siguiente Figura 5.5.

Figura 5.5 Condiciones para medición de caudal del efluente.



Fuente: Elaboración propia.

Con los datos obtenidos de población futura, se calcula el caudal de diseño, el cual es importante para conocer el caudal que ingresara a la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) y para dimensionar adecuadamente las unidades de tratamiento.

5.5.1. Caudal medio diario de aguas residuales

$$Q_m = \frac{P_f * C_f * C}{86400} \quad (Ec. 7)$$

Donde:

Q_m : Caudal medio diario, (L/s)

P_f : Población futura, (3538 hab.)

C_f : Dotación futura, (96,13 L/hab/día)

C : Coeficiente de retorno, (0,8)

$$Q_m = 3,15 \text{ L/s}$$

$$Q_m = 272,08 \text{ m}^3/\text{día}$$

5.5.2. Caudal máximo horario de aguas residuales

$$Q_{MH} = Q_m * M \quad (Ec. 8)$$

Donde:

Q_{MH} : Caudal máximo horario, (L/s)

Q_m : Caudal medio diario, (3,15 L/s)

M: Coeficiente de Harmon adimensional, (3,38)

$$Q_{MH} = 10,65 \text{ L/s}$$

5.6. Coeficiente de punta

Debido a que no hay registros de consumos mantenidos por la entidad administradora de servicio. Se cálculo el coeficiente M mediante la ecuación de Harmnon.

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad (Ec. 9)$$

Donde:

M: Coeficiente de Harmon adimensional

P: Población, en miles de habitantes, (3,538)

$$M = 3,38$$

5.7. Caudal de diseño

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE} - Q_{IP} \quad (Ec. 10)$$

$$Q_{DT} = 11,53 \text{ L/s}$$

5.7.1. Caudal por infiltración

Para el cálculo, se utilizó el coeficiente de infiltración (q_{inf}) de tubería de PVC con junta de anillo de goma, considerando un nivel freático bajo.

Tabla 5. 7 Coeficientes de infiltración en tubos-qinf (L/s-m).

Nivel Freático	Tubería de cemento		Tubería de PVC	
	Tipo de unión			
	Pegamento	Anillo de goma	Pegamento	Anillo de goma
Bajo	0.0005	0.0002	0.0001	0.00005
Alto	0.0008	0.0002	0.00015	0.0005

Fuente: Manual para cálculo, Diseño y Proyecto de redes de alcantarillado Waldo

Pefiaranda, La Paz, Bolivia, 1993.

Figura 5. 6 Emisario de la red de saneamiento en Calamuchita.



Fuente: Elaboración propia mediante Google Earth.

$$Q_{INF} = q_{inf} * \text{long. tramo} \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

Longitud de tramo= 2500 m

q_{inf} : Coeficiente de infiltración ($0,00005 \text{ L/s} - \text{m}$)

$$Q_{INF} = 0,13 \text{ L/s}$$

5.7.2. Caudal de conexiones erradas

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

Se adopto: 5%

$$Q_{CE.} = 5\% * Q_{MH} \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde:

$Q_{CE.}$: Caudal de conexiones erradas, (L/s)

Q_{MH} : Caudal máximo horario, ($10,65 \text{ L/s}$)

$$Q_{CE.} = 0,53 \text{ L/s}$$

5.7.3. Caudal de descargas puntuales

Se tiene una **U. E. PROF. ROSARIO JARAMILLO** en la Comunidad de Calamuchita.

Se tiene un número de estudiantes de 293 activos.

El número de plantel docente es de 20 activos.

Total= 313 personas

$$\text{Consumo total} = C_{\text{inicial}} * N^{\circ} \text{ total de personas} \quad \text{Ec. (13)}$$

$$\text{Consumo total} = 24361,94 \text{ L/día}$$

$$\text{Aplicando } C = 0,80\%$$

$$Q_{IP} = 19489,55 \text{ L/día}$$

$$Q_{IP} = 0,226 \text{ L/s}$$

5.7.4. Caudal mínimo horario de aguas residuales

$$Q_{mín.h} = \frac{Q_m}{M} \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

$Q_{mín.h}$: Caudal mínimo horario, (L/s)

Q_m : Caudal medio diario, (3,15 L/s)

M: Coeficiente de Harmon adimensional (3,38)

$$Q_{mín.h} = 0,93 \text{ L/s}$$

5.8. Estudios previos

La selección y dimensionamiento de la línea de tratamiento que mejor se adecúe a las condiciones locales del entorno y a las características de las aguas a tratar, requiere de la recolección de información sobre los factores que condicionan e influyen en el desempeño de la PTAR.

5.8.1. Población servida y población horizonte del proyecto

La población servida hace referencia al número de habitantes dentro del área de servicio de la PTAR, la misma debe determinarse a través de los censos oficiales y/o estudio socioeconómico para el estudio de la misma se recopilo la información necesaria.

Población servida del proyecto: 2065 hab.

La población horizonte del proyecto que hace referencia al número de habitantes dentro del área de servicio de la PTAR para el periodo de diseño, debe determinarse en base a la población servida y de acuerdo a los métodos establecidos en la norma NB-688.

Población horizonte del proyecto: 3538 hab.

5.8.2. Instalaciones existentes de abastecimiento, alcantarillado y tratamiento

La Comunidad de Calamuchita cuenta con abastecimiento de agua. Según el presidente de las cuatro comunidades, Sr. Jacinto Pérez, este proviene del manantial de la fuente Cornelio, y el servicio es continuo, funcionando las 24 horas. También se sabe que no se cuenta con un sistema de potabilización de agua; solamente se realiza cloración para cumplir con la desinfección exigida en la NB – 512.

Figura 5. 7 Ubicación del tanque de almacenamiento.



Fuente: Elaboración propia mediante Google Earth.

La comunidad cuenta con dos captaciones directas provenientes del manantial ubicado en la zona de la Comunidad de Muturayo. Estas captaciones dirigen el agua hacia dos tanques de almacenamiento que tienen una capacidad total de 180000 litros.

La comunidad cuenta con una tarifa fija establecida en 15 Bs, lo que permite un consumo limitado de 10 metros cúbicos de agua en época de estiaje y de 15 metros cúbicos de agua en época de lluvia. Los metros cúbicos que excedan este límite se facturan por separado.

En cuanto al sistema de alcantarillado sanitario, este presenta una cobertura superior al 80%. Fue construido en 2010 y puesto en funcionamiento en 2011, por lo que actualmente cuenta con 14 años de operación. Según los datos proporcionados por la Gobernación Autónoma Municipal de Uriondo, el sistema se encuentra en buen estado y funciona adecuadamente. Este sistema de alcantarillado es relativamente nuevo y está fabricado de PVC, con diámetros de 6 y 8 pulgadas. Sin embargo, se han presentado inconvenientes debido a descargas de conexiones inadecuadas, especialmente durante la temporada de lluvias.

Además, la comunidad cuenta con un tendido eléctrico que pasa por la carretera principal, lo que asegura el suministro de energía necesario para el funcionamiento de los sistemas de agua y alcantarillado, así como para otras actividades cotidianas de los habitantes.

5.8.3. Condicionantes para la selección del terreno donde se ubicará la PTAR

5.8.3.1. Ubicación del proyecto

La PTAR se localiza en localidad del Municipio de Uriondo, en la provincia de Avilés, en la ciudad de Tarija.

Tabla 5. 8 Localización de estudio.

COORDENADAS UTM WGS 84 20K		
PUNTOS	X	Y
P1	334274,55	7598879,98
P2	334285,32	7598869,39
P3	334315,72	7598895,69
P4	334304,63	7598905,88

Fuente: Datos obtenidos de Google Earth pro.

La ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), es estratégica, ya que se sitúa a una distancia razonable de la red de emisario existente y del punto de vertido, lo que facilitará el flujo y la gestión de las aguas residuales tratadas.

Asimismo, la disponibilidad de puntos de conexión a la red eléctrica es un aspecto crítico que garantiza el suministro de energía necesario para el funcionamiento de los equipamientos e instalaciones de la planta.

Figura 5. 8 Vista satelital del acceso a la PTAR.



Fuente: Elaboración propia mediante Google Earth.

Las condiciones de acceso a la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) actual son deficientes, lo que dificulta el acceso vehicular necesario para llevar a cabo un mantenimiento adecuado de la nueva PTAR.

5.8.4. Condicionantes climáticas y geográficas de la zona de intervención

Las características climáticas de la zona de emplazamiento de la PTAR influyen sobre el comportamiento de las diferentes tecnologías de tratamiento disponibles, y pueden llegar a ser un factor limitante para la implantación de algunas de ellas. Esto justifica la recopilación, con carácter previo, de la información de las características climatológicas de la zona.

Se tiene la siguiente información obtenida de la estación de Cenavit siendo la estación más cercana y más completa en cuanto a los datos necesarios.

Ubicación y geografía

Municipio: Uriondo.

Departamento: Tarija, Bolivia.

Altitud aproximada: 1642 metros sobre el nivel del mar.

Datos de referencia

Basado en la estación meteorológica de Cenavit:

Coordenadas: Latitud: 21° 41' 31" S - Longitud: 64° 39' 29" W.

Altitud: 1730 metros sobre el nivel del mar.

Período de datos: 1989-2008.

Características climáticas generales

Calamuchita, ubicada en el Departamento de Tarija, Bolivia, presenta un clima semi-tropical de montaña, característico de los valles interandinos de esta región. Debido a su altitud aproximada de 1642 metros sobre el nivel del mar, el clima se ve influenciado por las condiciones propias de las zonas montañosas.

Temperatura

Temperatura mínima media: 9,6 °C

Temperatura media: 18,1 °C

Temperatura máxima media: 26,7 °C

Tabla 5. 9 Datos de temperatura.

ÍNDICE	UNDAD	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
TEMP. MAX. MEDIA	°C	28,2	27,9	27,7	26,8	25,3	25,1	24,0	25,8	26,2	27,6	27,5	28,3	26,7
TEMP. MIN. MEDIA	°C	15,1	14,4	14,0	11,1	5,7	1,9	1,5	4,3	6,8	11,8	13,2	14,8	9,6
TEMP. MEDIA	°C	21,6	21,2	20,9	18,9	15,5	13,5	12,8	15,1	16,5	19,7	20,3	21,5	18,1

Fuente: Elaboración propia en base a datos obtenidos del Senhami.

Precipitación

La precipitación total anual es de 457,0 mm.

Los meses más lluviosos son:

Enero: 101,5 mm

Febrero: 79,6 mm

Marzo: 78,5 mm

Diciembre: 91,1 mm

Los meses más secos son:

Mayo: 0,7 mm

Junio: 0,2 mm

Julio: 0,0 mm (sin precipitación)

Agosto: 1,6 mm

Se observa una marcada estacionalidad, con una temporada lluviosa entre los meses de noviembre a abril, y una temporada seca de mayo a octubre.

Tabla 5. 10 Datos de precipitación.

ÍNDICE	UNIDAD	ENE.	FEBR.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
P	mm	101,5	79,6	78,5	9,9	0,7	0,2	0,0	1,6	7,8	37,0	49,1	91,1	457,0

Fuente: Elaboración propia en base a datos obtenidos del Senhami.

Humedad relativa

La humedad relativa promedio anual es del 55%.

Los meses con mayor humedad relativa son:

Febrero y Marzo: 65%

Enero: 64%

Los meses con menor humedad relativa son:

Agosto: 44%

Julio: 47%

Junio: 49%

Se observa una clara estacionalidad en la humedad relativa a lo largo del año:

Época húmeda (noviembre a abril): 55-65%

Época seca (mayo a octubre): 44-56%

Esta variación estacional de la humedad relativa se corresponde con el patrón de precipitaciones, siendo más elevada durante los meses lluviosos y disminuyendo en la temporada seca.

Los valores más bajos de humedad relativa se presentan en los meses de invierno (junio a agosto), coincidiendo con las temperaturas más bajas.

Tabla 5. 11 *Humedad relativa.*

ÍNDICE	UNIDAD	ENE.	FEBR.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
HUMEDAD RELATIVA	%	64	65	65	62	56	49	47	44	47	51	55	60	55

Fuente: Elaboración propia en base a datos obtenidos del Senhami.

Vientos

La velocidad del viento promedio anual es de 8,5 km/h.

Los meses con mayor velocidad del viento son:

Septiembre: 9,7 km/h

Agosto: 9,0 km/h

Mayo: 8,8 km/h

Los meses con menor velocidad del viento son:

Diciembre: 7,5 km/h

Enero: 7,7 km/h

Febrero: 7,8 km/h

La dirección predominante del viento a lo largo de todo el año es sureste (SE).

La estabilidad en la dirección del viento, proveniente siempre del sureste, es una característica relevante del régimen eólico de la zona.

La mayor velocidad del viento se registra durante los meses de transición entre la época seca y la época lluviosa (agosto a octubre), posiblemente asociada a los cambios en los patrones de circulación atmosférica.

Los meses con menor velocidad del viento coinciden con la temporada más cálida y húmeda (diciembre a febrero).

Tabla 5. 12 *Datos de velocidad y dirección del viento.*

ÍNDICE	UNDAD	ENE.	FEBR.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
VELOCIDAD DEL VIENTO	km/hr	7,7	7,8	8,4	8,7	8,8	7,9	8,6	9,0	9,7	8,9	8,5	7,5	8,5
DIRECCIÓN DEL VIENTO	-	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE

Fuente: Elaboración propia en base a datos obtenidos del Senhami.

Zona/Piso ecológico: Valles.

5.8.5. Características del agua residual a tratar

Para el adecuado dimensionamiento de la PTAR se requiere cuantificar los caudales y características de las aguas a tratar, sus oscilaciones diarias y estacionales y sus posibles perspectivas de crecimiento.

Campaña de aforo y toma de muestras.

Se recolectaron los certificados de calidad de la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) correspondiente al año 2014 que se encuentran en el Anexo 3.

Además, se realizó un muestreo simple en el afluente y efluente de la PTAR actual para evaluar los siguientes parámetros necesarios para el nuevo diseño. Debido al presupuesto, se midieron los siguientes parámetros: aceites y grasas, DQO, DBO5, PT, SST y coliformes totales que se encuentran en el Anexo 3.

5.8.6. Calidad exigida al efluente tratado

Los requisitos exigibles en Bolivia a los efluentes tratados en la PTAR se establecen en el reglamento en materia de contaminación hídrica (RMCH), que reglamenta la Ley de medio ambiente N.^o 1333 de 27 de abril de 1992, en lo referente a la prevención y control de la contaminación hídrica en el marco del desarrollo sostenible.

El cuerpo receptor es el río Guadalquivir en el punto de descarga presenta características típicas de contaminación por aguas residuales. Se observa el agua es verdosa y espumeante de olor fétido con un aspecto turbio, lo que puede indicar la introducción de efluentes no tratados.

El agua llega atreves de una tubería de salida de 6 pulgadas que vierte las aguas residuales directamente como se puede observar en la Figura 5.9.

Figura 5. 9 Tubería de salida de la PTAR Calamuchita.



Fuente: Elaboración propia.

En la Comunidad de Calamuchita, ubicada en el Municipio de Uriondo, Tarija, el cuerpo receptor de las aguas residuales tratadas de la planta de tratamiento de aguas residuales es el río Guadalquivir. Este río está clasificado como clase C según el Ministerio de Medio Ambiente y Agua, (2020).

En la imagen satelital, se observa la confluencia del río Camacho y el río Guadalquivir, formando el río nuevo Guadalquivir. Este punto de unión se encuentra aguas arriba de la ubicación marcada como "PTAR Calamuchita".

Figura 5. 10 Vista satelital del Río Guadalquivir.



Fuente: Elaboración propia mediante Google Earth.

Tabla 5. 13 Clasificación del cuerpo receptor según su aptitud de uso.

	CLASE A	CLASE B	CLASE C	CLASE D
Sólidos sedimentarios (mg/L)	< 10	< 0,1 mL/L	< 50 < 1mL/l	< 100 < 1 mL/L
DBO ₅ (mg/L)	< 2	< 5	< 20	< 30
DQO (mg/L)	< 5	< 10	< 40	< 60
Coliformes fecales (NMP/100 mL)	< 50 y < 5 en 80% de muestras	< 1.000 y < 200 en 80% de muestras	< 5.000 y < 1.000 en 80% de muestras	< 50.000 y < 5.000 en 80% de muestras
Parásitos (N/L)	< 1	< 1	< 1	< 1
Fosfato total (mg PO ₄ /L)	0,4	0,5	1	1
Amoniaco (mg NH ₃ /L)	0,05	1	2	4
Nitrato (mg NO ₃ /L)	20,0	50,0	50,0	50,0
Nitrito (mg N/L)	< 1,0	1,0	1,0	1,0
Nitrógeno total (mg N/L)	5	12	12	12

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021, p. 149).

Las concentraciones máximas admisibles indicadas en el Anexo 1 del reglamento en materia de contaminación hídrica se establecen considerando la clasificación del cuerpo receptor según su aptitud de uso (Clase A, B, C y D).

5.8.7. Posible reúso de los efluentes tratados

Para la reutilización del agua residual tratada deben establecerse las características exigidas para el efluente regenerado, en función del uso o los usos a que se vaya a destinar. La ley 1333 nos indica en el Artículo 67º: “El reúso de aguas residuales crudas o tratadas por terceros, será autorizado por el Prefecto cuando el interesado demuestre que estas aguas satisfacen las condiciones de calidad establecidas en el cuadro N° 1 Anexo A- del presente Reglamento.

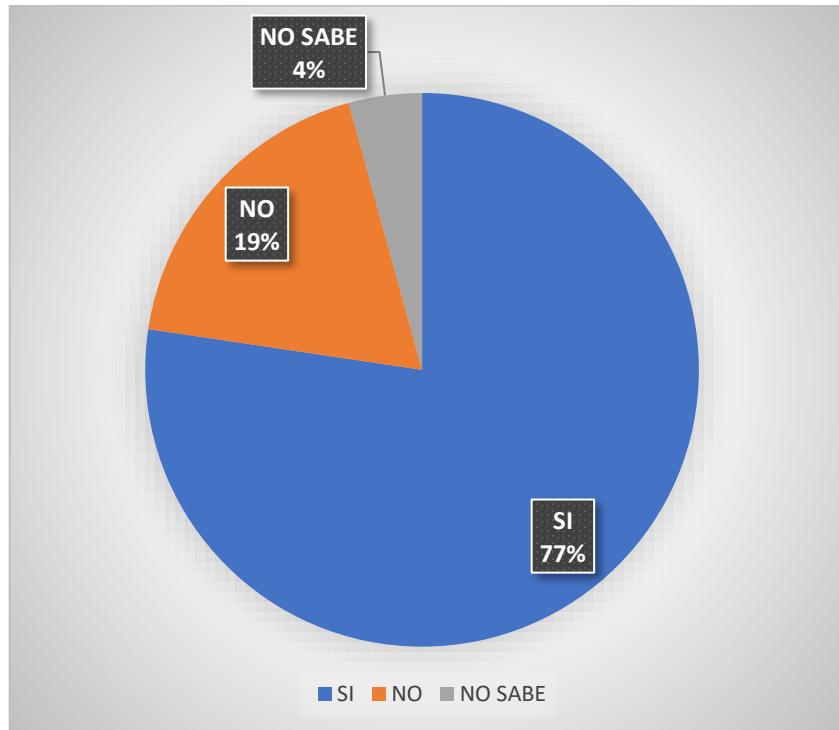
Tabla 5. 14 Clasificación de los cuerpos de agua según la aptitud de uso.

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

Fuente: Ley de Medio Ambiente N.º 1333 (27 de abril de 1992).

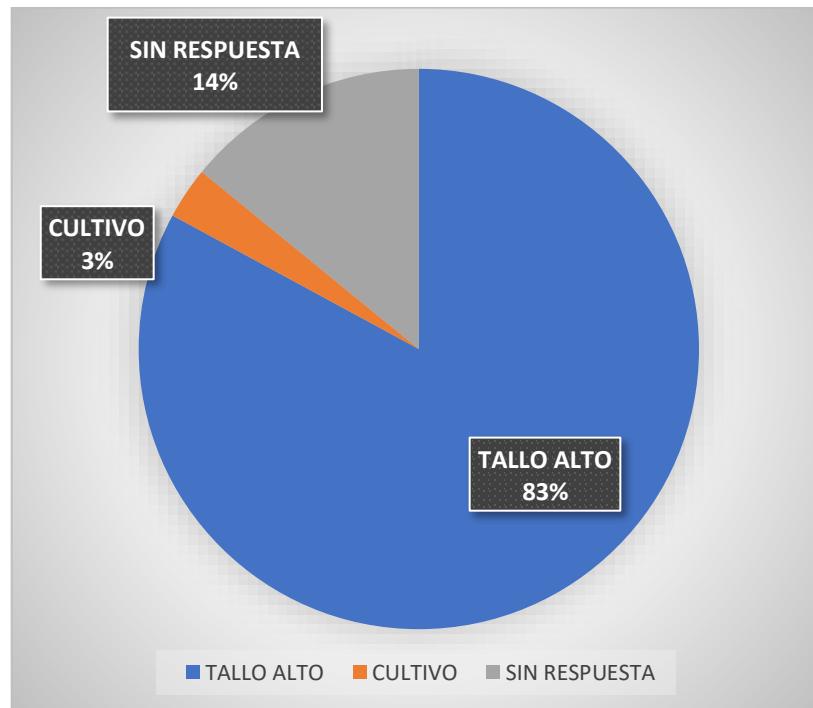
Se realizó una encuesta para obtener información sobre la necesidad de reutilizar el agua y, en caso afirmativo, para determinar en qué contextos sería más apropiado hacerlo.

Figura 5. 11 Respuesta a la posibilidad de reutilizar el agua.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5. 12 Recomendación del tipo de reúso.



Fuente: Elaboración propia.

5.9. Criterios de selección

5.9.1. Eficacia de remoción

El criterio de eficacia de remoción considera la adaptación de la línea de tratamiento al tipo de contaminación de las aguas residuales a tratar, la presencia de aguas residuales.

La tolerancia de la línea de tratamiento para hacer frente a las variaciones de caudal y carga, que experimentan las aguas residuales a tratar, para poder seguir cumpliendo en todo momento con las exigencias de la normativa de vertidos.

Tabla 5. 15 Eficiencia de las tecnologías.

TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO	SS (%)	DBO ₅ (%)	DQO (%)	N _T (%)	P _T (%)	COLIFORMES FECALES (U. LOG.)
FS	50-60	20-30	20-30	-	-	0-1
TI	55-65	25-35	20-30	-	-	0-1
RAFA	50-70	70-80	60-70	-	-	0-1
LAG	70-80	75-85	70-80	20-30	10-15	4-5
HA	90-95	90-95	80-90	20-35	20-35	1-2
FP	85-95	85-90	80-85	20-35	20-30	1
AE	85-95	85-95	80-90	80-85	20-30	1

Fuente: Juan José Salas, 2021.

En la Tabla 5.15 se puede observar que las de mayor remoción en general son las siguientes tecnologías: lagunas artificiales, humedales artificiales, filtros percoladores y aireación extendida.

A continuación, se muestra la tabla de los valores adoptados de acuerdo a la información recolectada.

Tabla 5. 16 Características del agua residual.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	VALOR	VALORES USUALES
Caudal medio	m3/día	272,08	-
pH	-	7,65	6,5-8,5
Conductividad	ms/cm	1500,00	500-1500
Temperatura del agua	°C	22,00	10-30
Aceites y grasas	mg/L	10,50	100-150
Sólidos en suspensión	mg/L	412,00	100-350
DBO 5	mg/L	447,00	110-400
DQO	mg/L	1167,00	250-1000
NT	mg/L	20,00	20-85
PT	mg/L	3,90	4-15
Coliformes totales	NMP/100 mL	1,00E+08	10^6 - 10^9

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021).

De acuerdo a los valores recolectados se realiza un pequeño análisis con las eficiencias medias para cada uno de los parámetros.

Tabla 5. 17 Análisis de respuestas de las tecnologías.

TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO	EFICIENCIA	SS (%)	SS (mg/L)	Clase C
FS	55,00%	50-60	185,4	50
TI	60,00%	55-65	164,8	50
RAFA	60,00%	50-70	164,8	50
LAG	75,00%	70-80	103	50
HA	90,00%	90-95	41,2	50
FP	90,00%	85-95	41,2	50
AE	90,00%	85-95	41,2	50

TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO	EFICIENCIA	DBO ₅ (%)	DBO5(mg/L)	Clase C
FS	25,00%	20-30	335,25	20

TI	30,00%	25-35	312,9	20
RAFA	75,00%	70-80	111,75	20
LAG	80,00%	75-85	89,4	20
HA	90,00%	90-95	44,7	20
FP	85,00%	85-90	67,05	20
AE	90,00%	85-95	44,7	20

TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO	EFICIENCIA	DQO (%)	DQO (mg/L)	Clase C
FS	25,00%	20-30	875,25	40
TI	25,00%	20-30	875,25	40
RAFA	65,00%	60-70	408,45	40
LAG	75,00%	70-80	291,75	40
HA	85,00%	80-90	175,05	40
FP	80,00%	80-85	233,4	40
AE	85,00%	80-90	175,05	40

TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO	EFICIENCIA	N_T(%)	NT (mg/L)	Clase C
FS	-	-	-	12
TI	-	-	-	12
RAFA	-	-	-	12
LAG	25,00%	20-30	15	12
HA	30,00%	20-35	14	12
FP	30,00%	20-35	14	12
AE	80,00%	80-85	4	12

TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO	EFICIENCIA	P_T(%)	PT (mg/L)	Clase C
FS	-	-	-	1
TI	-	-	-	1
RAFA	-	-	-	1
LAG	10,00%	10-15	3,51	1
HA	30,00%	20-35	2,73	1
FP	25,00%	20-30	2,93	1
AE	25,00%	20-30	2,93	1

Fuente: Elaboración propia en base a Tabla 5.15.

Para cumplir con las exigencias de vertido de clase C que nos exige la Ley 1333 para Bolivia se requiere tomar en cuenta las tecnologías con mayor eficacia de remoción como ser humedales artificiales, filtros percoladores y aireación extendida.

Tabla 5. 18 Demanda bioquímica de oxígeno de la PTAR 2024.

AÑO	PTAR	TIPO DE ANÁLISIS	UNIDAD	RESULTADO
Análisis químicos				
2024	CALAMUCHITA	Demanda bioquímica de oxígeno	mg/L	447,00

Fuente: Elaboración propia.

La demanda biológica de oxígeno a 5 días (DBO5) es un indicador clave en el análisis de aguas residuales. Mide la cantidad de oxígeno que los microorganismos necesitan para descomponer la materia orgánica en el agua durante un periodo de 5 días. Este dato es esencial para determinar la calidad del agua y el tratamiento necesario.

Tabla 5. 19 Tipo de agua residual en función del nivel de concentración.

TIPO DE AGUA RESIDUAL	TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO
Contaminación fuerte 700 mg/L de DBO5)	(500- AE/RAFA Muy adecuada
Contaminación media 500 mg/L de DBO5)	(300- Todas las líneas de tratamiento son adequadas
Contaminación débil mg/L de DBO5)	(<150 FP/HA/LAG

Fuente: Juan José Salas, (2021).

Los análisis realizados en 2014 y 2024 revelan un aumento notable de la DBO₅ en el agua residual.

En 2024, la DBO₅ se midió en 447 mg/L, ubicándose en el rango de contaminación media (300–500 mg/L), aunque muy cerca del límite superior, lo que sugiere una carga contaminante en ascenso.

Considerando el valor pasado de 2014, se observa una tendencia sostenida al incremento de carga, lo que justifica una revisión de su clasificación.

En consecuencia, y para asegurar una mayor prudencia ante una posible carga intensa, se decide clasificar la carga actual como contaminación fuerte.

Por tanto, se recomienda la implementación de sistemas avanzados como lodos activados (AE) o reactores anaerobios UASB (RAFA), que son eficaces en tratamiento de altas concentraciones de DBO₅.

La clasificación del cuerpo receptor es clase C entonces se tiene el siguiente análisis de acuerdo al rendimiento.

Tabla 5. 20 Rendimiento de los siguientes parámetros en función a la LEY 1333.

PARÁMETROS	VALOR INGRESADO	MAX. ADMISIBLE (DIARIO)	RENDIMIENTO (%)
DBO5	447,00	20	95,50%
DQO	1167,00	40	96,55%
PT	3,90	1	NAN%
NT	20	12	40,00%
Coliformes	1,00E+08	5000	100,00%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5. 21 Rendimiento de los siguientes parámetros de acuerdo al RMCH.

PARÁMETROS	VALOR INGRESADO	MAX. ADMISIBLE (DIARIO)	RENDIMIENTO (%)
SS	412,00	60	85,44%
DBO5	447,00	80	82,12%
DQO	1167,00	250	78,58%
Coliformes	1,00E+08	1000	100,00%

Fuente: Elaboración propia.

Análisis de la relación DBO₅/DQO

Al respecto en la “Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales” de Bolivia indica lo siguiente: La relación DBO₅/DQO de un agua residual dada aporta información muy útil sobre su biodegradabilidad y, por tanto, sobre si es susceptible o no de ser tratada mediante la aplicaciónde procesos biológicos.

Tabla 5. 22 Biodegradabilidad del agua residual.

DBO₅/DQO	BIODEGRADABILIDAD DEL AGUA RESIDUAL
$\geq 0,4$	Alta
0,2 – 0,4	Normal
$\leq 0,2$	Baja

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

(MMAyA, 2021).

Aguas residuales que presenten valores de la relación DBO₅/DQO dentro del rango de 0,2 a 0,4 son aguas de biodegradabilidad normal.

Dado que la relación DBO₅/DQO obtenida es de 0,38 se clasifica como biodegradabilidad normal un nivel normal de potencial para ser degradada biológicamente.

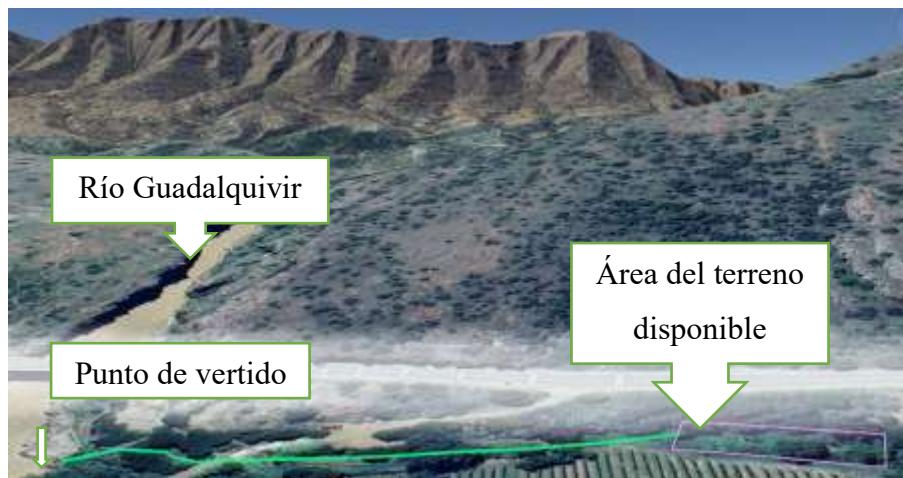
5.9.2. Área del terreno disponible

La superficie de terreno disponible para la ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales constituye un factor limitante, ya que puede restringir la implementación de tratamientos extensivos, los cuales requieren una mayor superficie. En este sentido, se ha determinado que el área disponible para la instalación de la PTAR es de 605,5 m².

Se cuenta con un terreno paralelo a la carretera principal, y se aprecia que ambos no se encuentran al mismo nivel. Además, hay un río cercano al terreno.

La cota de entrada de la PTAR es de 1674 m.s.n.m. y la cota de punto de vertido es de 1666 m.s.n.m.

Figura 5. 13 Área de terreno disponible.



Fuente: Elaboración propia aplicando Google Earth.

Actualmente existe una PTAR construida con una cámara séptica en serie, con una profundidad de 5,10 m, según datos proporcionados por el Gobierno Autónomo Municipal de Uriondo. Esta información se utilizará como base para definir la profundidad de excavación en el nuevo diseño que se va a proponer.

Aquellas tecnologías que requieren mayores profundidades de excavación (tanque Imhoff, lagunas anaerobias), les afectara el nivel freático de mayor manera.

Dentro de los tratamientos que más se adecuan a estas características son: el reactor UASB (RAFA), lodos activados convencionales, lodos activados extensivos, biorreactor de membrana (MBR), filtros aerobios y lombrifiltros.

5.9.3. Aceptación social

En el proyecto de la PTAR, de forma general, se identifican dos grupos de interés que, debido a las repercusiones que hay sobre ellos puede tener la tecnología elegida, será preciso consultar: la población del lugar en que se va a implantar la PTAR y la entidad que vaya a gestionar las instalaciones de tratamiento.

Se realizó una encuesta en la que se preguntó a los beneficiarios si estaban de acuerdo con la propuesta de una nueva planta de tratamiento de aguas residuales. A continuación, se presentan las respuestas obtenidas en la siguiente Figura 5.13.

Figura 5. 14 Respuestas a la propuesta de la nueva PTAR.



Fuente: Elaboración propia en base a la encuesta realizada.

Se propone la construcción de una nueva planta de tratamiento de aguas residuales debido a las condiciones en que se encuentra la planta actual.

5.9.4. Características medioambientales.

Dentro de los puntos más relevantes de este criterio son los siguientes:

1. Temperatura

Es el factor ambiental más influyente en el comportamiento de las líneas de tratamiento. Limita procesos anaerobios si la temperatura del agua es inferior a 15 °C. Afecta el dimensionamiento de los procesos, impactando en costos de construcción y operación. Se debe conocer la temperatura media del agua y del aire en el mes más frío para evaluar su impacto.

Temperatura media: 18,1 °C.

2. Pluviometría

La variabilidad en los caudales y las concentraciones de aguas residuales se ve afectada por diversas condiciones, especialmente en sistemas de alcantarillado con conexiones incorrectas. Esta situación puede llevar al encharcamiento de los lombrifiltros que carecen

de cubierta, lo que pone en riesgo la supervivencia de las lombrices. Además, los reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA) son sensibles a los cambios en los caudales. Por consiguiente, es esencial considerar la pluviometría al implementar tratamientos adaptativos, como los humedales artificiales y los sistemas de aireación extendida (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2021).

3. Altitud

Su influencia en las líneas de tratamiento no está completamente comprendida.

Altitud: (1674-1671) m.s.n.m.

Impacto con respecto a ruidos y olores

Los olores o los ruidos pueden ser limitantes en caso que la PTAR se vaya a implantar cerca a zonas residenciales o turísticas. No obstante, se debe considerar que en muchos casos estos problemas pueden mitigarse a través de medidas preventivas, como el confinamiento de espacios, la desodorización de los gases malolientes, o la aplicación de sistemas anti ruidosos.

Producción de malos olores

Se puede presentar en todos los tratamientos de obra de llegada, esto puede deberse al alto grado de septicidad o porque estos portan vestidos industriales.

La guía técnica de selección de líneas de tratamiento nos indica que las líneas de tratamiento que cuentan con etapas anaerobias (FAFA, RAFA, tanques Imhoff, lagunas anaerobias), presentan un mayor riesgo de generar olores desagradables, si no se operan correctamente.

Tabla 5. 23 *Tecnologías de tratamiento en función de los malos olores.*

RIESGO DE EMISIÓN DE MALOS OLORES	TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO
Alto	RAFA/LAG
Medio	FP/HA
Bajo	AE

Fuente: Juan José Salas, (2021).

De acuerdo a la Tabla 5.23 tenemos las siguientes tecnologías las cuales responden de acuerdo a la emisión de malos olores como alto, medio y bajo.

Debido a que la PTAR se encuentra cercana a zonas habitadas se tendrá en cuenta las siguientes tecnologías: aireación extendida, filtro percolador, humedales artificiales debido a que estos tienen un riesgo medio y bajo para la emisión de malos olores.

Producción de ruidos

En las PTAR la generación de ruidos se asocia al funcionamiento de los equipos electromecánicos (turbinas, soplantes, bombas, etc.), que precisan para su operación. Por ello, las líneas de tratamiento que pueden funcionar sin estos equipos, o con requisitos muy bajos para las potencias instaladas, ejercerán un impacto sonoro nulo, o muy reducido en su entorno.

Tabla 5. 24 *Tecnologías de tratamientos en función del ruido.*

RIESGO DE GENERACIÓN DE RUIDOS	TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO
Alto	AE
Medio	FP
Bajo	LAG/HA/RAFA

Fuente: Juan José Salas, (2021).

Por mitigar malos olores el que lleva la ventaja es el de aireación extendida, aunque la emisión de ruidos le coloca en desventaja.

Los que tienen menor generación de ruidos son las siguientes tecnologías: filtro percolador, lagunas de estabilización, humedales artificiales y reactores UASB (RAFA).

5.9.5. Impactos medioambientales

Tabla 5. 25 *Comparación de líneas de tratamiento de acuerdo a su grado de integración.*

GRADO DE INTEGRACIÓN PAISAJÍSTICA	TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO
Alto	LAG/HA

GRADO DE INTEGRACIÓN PAISAJÍSTICA	TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO
Medio	AE/RAFA
Bajo	FP

Fuente: Juan José Salas, 2021.

En este sentido las tecnologías extensivas suelen tener mejor integración ambiental y un impacto visual positivo, tenemos las siguientes tecnologías: Lagunas de estabilización, humedales artificiales.

El resto de tecnologías vendrá condicionado por la posibilidad de que pueden disponerse enterrados o semienterrados.

5.9.6. Generación de lodos

Dentro de este punto se analizarán tres puntos:

- Cantidad de lodos generados.
- Grado de estabilización de lodos.
- La frecuencia y el mecanismo de retirada de los lodos.

La producción de lodos varía según la tecnología empleada. Los sistemas aerobios convencionales, como los lodos activados, generan las mayores cantidades de lodo fresco, lo que incrementa los costos de operación y manejo. En el caso de la aireación extendida, los volúmenes son menores y el lodo está más estabilizado. Los procesos anaerobios como el UASB producen volúmenes significativamente más bajos y con mayor grado de digestión, lo que facilita su gestión. En sistemas extensivos como las lagunas, la producción de lodo es lenta, acumulándose en el fondo y requiriendo remoción cada varios años. Otras tecnologías, como filtros percoladores o sistemas avanzados (SBR, MBR, MBBR), presentan una producción intermedia, dependiendo de sus condiciones de operación.

5.9.7. Operación y mantenimiento

Los costos de operación se refieren a todos los gastos asociados con el funcionamiento diario de una entidad, en este caso, una planta de tratamiento de aguas residuales. Estos

costos son esenciales para mantener la infraestructura operativa y asegurar que el proceso de tratamiento de aguas residuales se realice de manera eficaz y eficiente.

Las tecnologías que requieren menos mantenimiento son las lagunas. En el caso de las anaerobias, es necesario limpiarlas tras 7 años de funcionamiento; en las facultativas, tras 15 años; y más de 20 años en las lagunas de maduración.

Aunque estas tecnologías tienen un coste operativo inferior, cuando llega el momento del mantenimiento, suelen acumular gran cantidad de lodo. El transporte de este sedimento hasta un depósito final es muy costoso. En algunos casos, resulta incluso más eficiente construir una nueva laguna que limpiarla para continuar operando.

De acuerdo a la Guía de selección de líneas de tratamientos de aguas residuales para Bolivia se han clasificado las tecnologías en tres grupos, de acuerdo con la complejidad de su operación y mantenimiento:

Tecnologías de baja complejidad: FAFA, lagunajes, humedales artificiales subsuperficiales y lombrifiltros.

Tecnologías de complejidad intermedia: UASB (RAFA), filtros percoladores y CBR.

Tecnologías más complejas: Aireaciones extendidas.

5.9.8. Costos de operación, construcción y mantenimiento

El análisis de costos constituye un criterio fundamental en la selección de tecnologías de tratamiento de aguas residuales, dado que influye directamente en la viabilidad y sostenibilidad de la planta. Según la Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales en Bolivia (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2021), los sistemas lagunares presentan los costos de inversión y operación más bajos, aunque requieren grandes extensiones de terreno. Los reactores anaerobios de flujo ascendente (UASB) implican un costo de construcción medio y bajos gastos de operación, mientras que los sistemas de lodos activados, especialmente en su modalidad convencional, presentan mayores costos de inversión y operación.

La misma Guía resalta que se deben contemplar tanto los costos de construcción como los de operación y mantenimiento, dándole mayor importancia a estos últimos, debido a que

la amortización de la inversión inicial representa un valor relativamente bajo frente a los gastos de operación y mantenimiento, que perduran durante toda la vida útil de la planta. En efecto, son estos costos los que provocan que muchas PTAR en Bolivia se encuentren fuera de servicio o en un estado deficiente de operación.

Para este estudio, se utilizaron los valores definidos para poblaciones entre 1000 y 50000 habitantes por la Guía. La metodología distingue dos rangos poblacionales: hasta 20000 habitantes, donde se propone un sistema basado en tanque Imhoff y filtro percolador con pretratamiento manual; y por encima de este umbral, un pretratamiento mecanizado con procesos de decantación primaria y lagunas anaerobias. La curva de costos teóricos, ajustada mediante un modelo potencial, permite estimar la inversión por comunidad en función del tamaño poblacional.

5.10. Ponderación de los criterios de selección

Cada criterio de selección se debe ponderar con un peso, que dependiendo de la importancia relativa que tenga en relación con los demás, será mayor o menor. Esta ponderación dependerá fundamentalmente de las circunstancias concretas que rodeen al proyecto, por lo que variará según el caso, y se podrá llevar a cabo de mejor o peor forma dependiendo de la profundidad con que se hayan realizado los estudios previos.

La ponderación se realizará con los valores del 1 al 4 de acuerdo a la importancia de cada criterio.

Tabla 5. 26 Ponderación de los criterios de selección.

NIVEL	PESO
Muy importante	4
Importante	3
Media importancia	2
Poco importante	1

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAYA, 2021).

5.11. Valoración de cada alternativa respecto a cada criterio de selección

Una vez que se han limitado las alternativas apropiadas de acuerdo con los criterios limitantes, cada una de las alternativas válidas debe evaluarse teniendo en cuenta el resto criterios de selección, lo que permitirá posteriormente compararlas entre sí.

Algunos de los criterios limitantes también pueden participar en el proceso de selección, como podría ser el caso de la calidad de los efluentes tratados, que podría ser limitante de acuerdo con la normativa de vertido vigente, pero también podría ser valorable, puesto que una mejor calidad puede ser un aspecto a valorar positivamente en la selección del tratamiento de depuración.

Es importante mantener un orden en la evaluación, en el que cada alternativa se valora de forma comparada a las otras en relación a cada uno de los criterios de selección. Esta valoración puede realizarse de forma cuantitativa, estableciendo una escala arbitraria, por ejemplo, de 1 a 5 se tomará en esta ocasión.

A. Eficacia de remoción (importancia alta)

A.1 Calidad del efluente (peso 4)

Propuesta 1 (valor 5): El tratamiento UASB + lodos activados + sedimentación + UV + lecho de secado, elimina eficazmente materia orgánica, sólidos y patógenos, alcanzando los estándares Clase C.

Propuesta 2 (sin UASB) y 3 (sin lecho de secado): Quedan en 4, pues la fase aerobia + UV reduce bien, pero sin UASB la carga inicial es mayor y el reactor aeróbico debe trabajar más.

Propuesta 4 (sin UV + lecho de secado): Incluyendo un espesador se pondrá 4; sin UV no se erradicarán patógenos, y sin lecho de secado, el espesador mejora captura de sólidos reduciendo turbidez y carga biológica.

A.2 Tipo de contaminación (peso 2)

Las primeras tres opciones eliminan DBO, SST y patógenos; la 4 (sin UV) se le dará 4, porque no garantiza eliminación de organismos dañinos.

A.3 Tolerancia a variaciones (peso 2)

Propuesta 1 (5): UASB es versátil a fluctuaciones, y el diseño completo ofrece alta robustez.

Propuestas 2 y 3 (4): Aunque funcionales, al quitar UASB o lecho se reduce la capacidad de amortiguar picos de carga.

Propuesta 4 (3): Sin UV ni lecho de secador, pero añadiendo un espesador se le dará un valor de 4: el clarificador añade capacidad hidráulica y maneja mejores pulsos de carga.

B. Terrenos disponibles

B.1 Superficie (peso 3)

Propuesta 1 (3): Diseño compacto, pero no tan optimizado como variantes que suprimen etapas.

Propuesta 2 (3): Similar a la propuesta 1.

Propuesta 3 (4): Al reducir lecho de secado, libera espacio.

Propuesta 4 (4): Se colocará valor de 4.

B.2 Tolerancia variaciones caudal (peso 3)

Propuesta 1 (5): Alta resiliencia, gracias al conjunto de procesos.

Propuestas 2 y 3 (4): Todavía robustas, pero algo más sensibles.

Propuesta 4 (4): Mayor resiliencia frente a sobrecargas.

C. Aceptación social

C.1 Aceptación por parte de la población (2)

Propuesta 1 (5): Genera agua segura, sin patógenos ni olores, aumentando confianza ciudadana.

Las demás obtienen 4, ya que, al prescindir de lecho de secado o UV, pueden generar dudas.

C.2 Aceptación por la entidad explotadora (2)

Propuesta 1 (5): Estructura técnica facilita monitoreo y cumplimiento normativo.

Variantes menos completas bajan a 4.

D. Condiciones ambientales

Se le dará valor de 5 para todas las propuestas porque:

Temperatura, pluviometría y altitud son óptimos para UASB y tratamiento aeróbico; no existe restricción por presencia o ausencia de alguna etapa.

E. Impactos ambientales

E.1 Olores (4)

Propuesta 1: Olores controlables; mejor con lecho y correcto sellado.

Variantes (4) pues el lodo más concentrado y gestionado reduce olores.

E.2 Gases de efecto invernadero (4)

UASB produce biogás, reduciendo emisiones; es bajo impacto.

Variantes sin anaerobio pierden esta ventaja, bajan a 3.

E.3 Ruido (4)

Todas incluyen aireación. Propuesta 1 optimizada, levemente más controlada; es mejor que apenas aeróbico sin etapas de control.

E.4 Impacto visual (4)

Equipos pueden estar en recintos cerrados o soterrados. Propuesta 4 (4) también, pero con menor infraestructura.

F. Lodos generados

F.1 Cantidad (4)

UASB reduce lodos significativamente comparado con sistemas aeróbicos puros. Variante 3 y 4, al eliminar lecho, generan menos lodo (3).

F.2 Estabilidad (5)

Propuesta 1 incluye lecho de secado, estabilización y deshidratación efectiva.

Las variantes sin lecho de secado (3) bajan a 4; sin secado no optimizan la estabilidad, El espesador mejora concentración del lodo, facilitando su manejo.

G. Operación y mantenimiento

G.1 Personal cualificado (5)

La Propuesta 1 requiere mayor especialización para operación y monitoreo; variantes bajan a 4.

G.2 Repuestos y técnicos (5)

Existen repuestos para UV, aireadores, bombas. Las otras variantes también mantienen 4–5.

H. Costos

H.1 Costos de construcción (3)

Propuesta 1 es más completa y costosa; se valora 3.

Propuesta 4 (4) inversión extra por el espesador.

H.2 Costos de operación y mantenimiento (3)

Incluye energía, mantenimiento UV, manejo de lodos; valor 3.

La propuesta 4 (4) energía y mantenimiento adicionales.

Tabla 5. 27 Tabla de selección de alternativas.

DESCRIPCIÓN Y CRITERIO DE SELECCIÓN	PESO	VALORACIÓN				TOTAL			
		P 1	P 2	P 3	P 4	P 1	P 2	P 3	P 4
LÍNEA DE TRATAMIENTO									
A. Eficacia de remoción									
A.1. Calidad exigida a los efluentes tratados	4	5	4	4	4	20	16	16	16
A.2. Tipo de contaminación de las aguas residuales a tratar	2	5	5	5	4	10	10	10	8
A.3. Tolerancia a las variaciones de caudal y carga	2	5	4	4	4	10	8	8	8
B. Terrenos disponibles									

DESCRIPCIÓN Y CRITERIO DE SELECCIÓN	PESO	VALORACIÓN				TOTAL			
		P 1	P 2	P 3	P 4	P 1	P 2	P 3	P 4
LÍNEA DE TRATAMIENTO									
B.1. Superficie disponible	3	3	3	4	4	9	9	12	12
B.2. Tolerancia a las variaciones de caudal y carga	3	5	4	4	4	15	12	12	12
C. Aceptación social									
C.1. Aceptación por parte de la población	2	5	4	4	4	10	8	8	8
C.2. Aceptación por la entidad explotadora	2	5	4	4	4	10	8	8	8
D. Características medioambientales									
D.1. Temperatura	3	5	5	5	5	15	15	15	15
D.2. Pluviometría	3	5	4	4	4	15	12	12	12
D.3. Altitud	2	5	5	5	5	10	10	10	10
E. Impactos medio ambientales									
E.1. Producción de malos olores	4	4	4	4	4	16	16	16	16
E.2. Generación de gases invernaderos	4	4	3	3	3	16	12	12	12
E.3. Generación de ruidos	4	4	3	3	3	16	12	12	12
E.4. Impacto visual	4	4	4	4	4	16	16	16	16
F. Generación de lodos									
F.1. Cantidad de lodos generados	4	4	4	4	3	16	16	16	12

DESCRIPCIÓN Y CRITERIO DE SELECCIÓN	PESO	VALORACIÓN				TOTAL			
		P 1	P 2	P 3	P 4	P 1	P 2	P 3	P 4
LÍNEA DE TRATAMIENTO									
F.2. Estabilidad de los lodos generados	4	5	4	4	4	20	16	16	16
G. Operación y mantenimiento									
G.1. Requerimientos de personal cualificado	4	5	4	4	4	20	16	16	16
G.2. Disponibilidad de repuesto y servicios técnicos	4	5	4	4	4	20	16	16	16
H. Costos de construcción y de operación y mantenimiento									
H.1. Costos de construcción	1	3	4	4	4	3	4	4	4
H.2. Costos de operación y mantenimiento	1	3	4	4	4	3	4	4	4
Total						2	2	2	2
						7	3	3	3
						0	6	5	3

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021).

Conclusión de la matriz multicriterio

Propuesta 1: Pretratamiento+ UASB + Lodos activados+ S.Sec.+ UV + Lecho de secado obtiene la puntuación más alta con 270 puntos, destacándose en criterios como la calidad del efluente tratado, aceptación social y operación y mantenimiento.

Propuesta 2: Pretratamiento + Lodos activados+ S.Sec.+ UV con 236 puntos, presenta un rendimiento sólido, especialmente en áreas como la tolerancia a variaciones de caudal y carga, y aceptación por parte de la población.

Propuesta 3: Pretratamiento+ UASB + Lodos activados+ S.Sec.+ UV alcanzando 235 puntos, es comparable a la Propuesta 2, con ligeras diferencias en la valoración de impactos medioambientales y generación de lodos.

Propuesta 4: Pretratamiento + Lodos activados+ S.Sec.+Espesador con 233 puntos, muestra un desempeño inferior, particularmente en aspectos relacionados con la aceptación social y costos de operación y mantenimiento.

5.12. Propuesta de nueva planta de tratamiento de aguas residuales

Se propone el nuevo diseño consta de pretratamiento (reja gruesa, reja fina, desarenador, Parshall, desgrasador), reactor anaeróbico de flujo ascendente (UASB), reactor biológico de lodos activados con aireación extendida, sedimentador secundario, desinfección UV y lecho de secado.

El cual se vio más conveniente debido a que presenta diversas consideraciones que refuerzan su aplicabilidad y eficacia.

Eficacia de remoción

La propuesta cumple con los límites que nos exige la Ley 1333 en Bolivia para el vertido de aguas tratadas a cuerpos receptores.

Tabla 5. 28 Eficacia de remoción de la propuesta.

PARÁMETRO	LÍMITE CLASE C	EFLUENTE FINAL (mg/L)	¿CUMPLE?
DBO ₅	≤20	17,88	<input checked="" type="checkbox"/>
DQO	≤40	39,7	<input checked="" type="checkbox"/>
SST	≤50	24,7	<input checked="" type="checkbox"/>
Coliformes	≤ 1×10^3 NMP/100 mL	1,00E+03	<input checked="" type="checkbox"/>
NT	≤ 12	3	<input checked="" type="checkbox"/>
PT	≤ 1	0,27	<input checked="" type="checkbox"/>

Fuente: Elaboración propia aplicando la Ley de Medio Ambiente N.º 1333 (27 de abril de 1992).

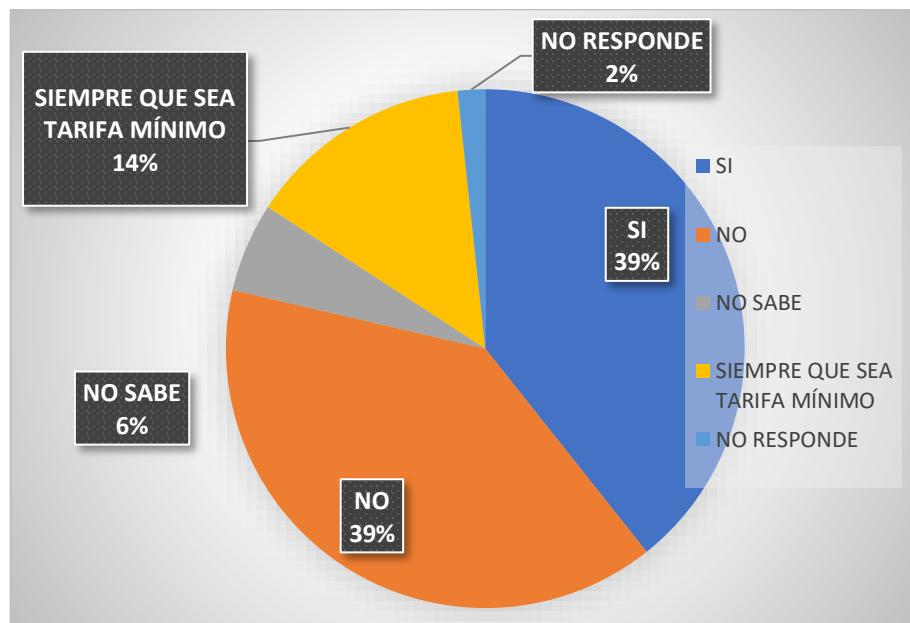
Adaptabilidad a variaciones en caudal y carga

El diseño de la línea de tratamiento permite tolerar variaciones en el caudal y la carga contaminante. El UASB es particularmente efectivo en el manejo de fluctuaciones en las características de entrada, adaptándose a las condiciones cambiantes de las aguas residuales.

Aceptación social

La disposición de la comunidad para pagar una tarifa mínima demuestra un compromiso positivo hacia el proyecto, lo que facilitará la financiación y sustentabilidad del sistema. Este apoyo es fundamental para la aceptación social y operativa de la planta.

Figura 5. 15 Disposición al pago de una tarifa.



Fuente: Elaboración propia.

Factores ambientales

La tecnología seleccionada para el tratamiento, como la desinfección UV, es efectiva para eliminar patógenos, garantizando la salud pública. Este método evita el uso de productos químicos que podrían impactar negativamente en el medio ambiente. También se

considera el manejo de olores y ruidos, donde la aireación extendida puede mitigarse con soluciones de diseño para minimizar efectos adversos en las áreas residenciales cercanas.

Costos de construcción, operación y mantenimiento

La selección de tecnologías eficientes no solo reduce los costos operativos a largo plazo, sino que también minimiza el mantenimiento requerido, lo que es crucial para la viabilidad económica del sistema.

Tabla 5. 29 Resumen de estimación de costos.

DESCRIPCIÓN	LÍNEA DE AGUA	LÍNEA LODOS
Pretamiento+UASB+Aireación extendida+ Sedimentador secundario+ Desinfección	AE	LS
SUPERFICIE NECESARIA (m^2)		
605,5 m^2		
COSTOS DE CONSTRUCCIÓN ESTIMADOS	COSTO ANUAL DE O&M (Bs)	
Bs 6.142.383,68	Bs 364.350,64	

Fuente: Elaboración propia.

La combinación de estas tecnologías en el nuevo diseño no solo mejora la calidad del tratamiento de aguas residuales, sino que también promueve la sostenibilidad, la adaptabilidad y el cumplimiento normativo, lo que lo convierte en una solución integral y efectiva para la zona de intervención.

5.13. Análisis comparativo con la PTAR existente

A continuación, se presenta un análisis comparativo que examina los diferentes aspectos de la planta de tratamiento de aguas residuales actual de la Comunidad de Calamuchita en contraste con la propuesta de tratamiento.

Los aspectos analizados incluyen: estructura, etapas de tratamiento, eficiencia en la remoción de contaminantes, producción de lodos, consumo energético, espacio requerido, impacto ambiental, costos de operación, así como flexibilidad y adaptabilidad.

Tabla 5. 30 Análisis comparativo de la PTAR actual y la PTAR propuesta.

ASPECTO	PTAR ACTUAL (COMUNIDAD DE CALAMUCHITA)	PROPUESTA DE TRATAMIENTO
Estructura	Dos cámaras de entrada, dos cámaras sépticas, lecho de secado, cámara de inspección.	Pretratamiento manual (reja gruesa, reja fina, desarenador, canal Parshall, desgrasador), UASB, reactor biológico de lodos activados con aireación extendida, sedimentador secundario, desinfección UV y lecho de secado manual.
Etapas de Tratamiento	Tratamiento primario mediante cámaras sépticas seguido de lecho de secado.	Etapas de pretratamiento manual, tratamiento biológico y desinfección, mejorando la calidad del efluente.
Eficiencia en la Remoción de Contaminantes	Menor eficiencia en la remoción de DBO, DQO, nutrientes y sólidos suspendidos debido a la limitada capacidad de tratamiento.	Mayor eficiencia en la remoción de DBO, DQO, nutrientes, sólidos suspendidos y coliformes, gracias al uso de tecnologías avanzadas.
Producción de Lodos	Producción de lodos relativamente alta debido a la naturaleza del tratamiento.	Producción de lodos optimizada, utilizando procesos que generan menos residuos sólidos.
Consumo Energético	Bajo consumo energético, dado que el pretratamiento es manual y el lecho de secado no requiere electricidad significativa.	Consumo energético variable; si bien el pretratamiento y lecho de secado son manuales y de bajo consumo, el reactor y otros

ASPECTO	PTAR ACTUAL (COMUNIDAD DE CALAMUCHITA)	PROPUESTA DE TRATAMIENTO
		procesos mecanizados pueden aumentar el consumo global.
Espacio Requerido	Espacio limitado debido a la estructura simple y diseños ecosistemas.	Requiere más espacio inicial, pero se optimiza el uso del área con tecnologías integradas y eficientes.
Impacto Ambiental	Impacto ambiental moderado, con riesgo de contaminación de cuerpos de agua cercanos.	Menor impacto ambiental gracias a la desinfección UV y procesos que evitan la contaminación de aguas superficiales.
Flexibilidad y Adaptabilidad	Limitada flexibilidad para adaptarse a cambios en el caudal o tipo de aguas residuales.	Mayor flexibilidad y adaptabilidad para manejar variaciones en la carga de contaminantes y caudales, gracias a un diseño modular.

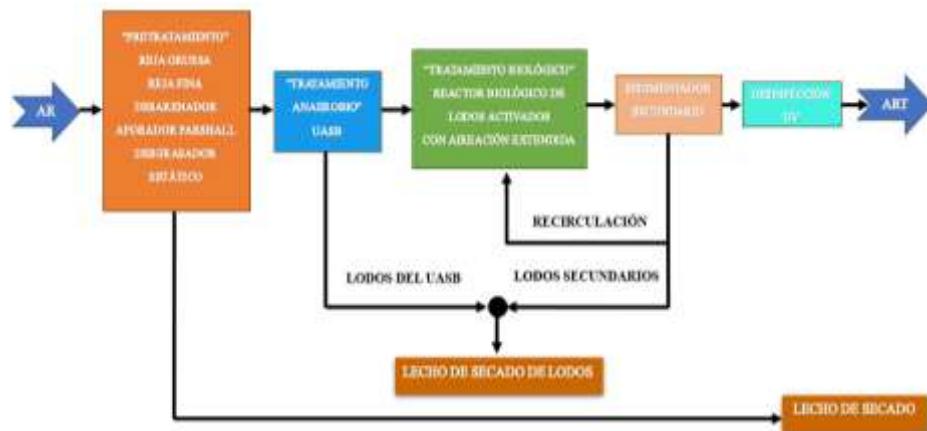
Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO VI

DISEÑO HIDRÁULICO-SANITARIO

6.1. Diseño de las componentes de la planta de tratamiento de aguas residuales

El nuevo diseño consta de pretratamiento (reja gruesa, reja fina, desarenador, Parshall, desgrasador), reactor anaeróbico de flujo ascendente (UASB), reactor biológico de lodos activados con aireación extendida, sedimentador secundario, desinfección UV y lecho de secado.



6.1.1. Diseño del pretratamiento

$$Q: \text{caudal máximo} = 11,53 \text{ L/s} \rightarrow 0,011 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q: \text{caudal medio} = 3,15 \text{ L/s} \rightarrow 0,003 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q: \text{caudal mínimo} = 0,93 \text{ L/s} \rightarrow 0,001 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

6.1.1.1. Diseño de la reja gruesa

Separación y espesor de los barrotes de la reja.

E: Separación libre entre barrotes = 30 mm (Tabla 6.1)

e: Espesor de los barrotes = 12 mm (Tabla 6.1)

Tabla 6. 1 Separación y espesor de los barrotes en rejjas de desbaste.

Tipo de reja	Separación entre barrotes (mm)	Espesor de los barrotes (mm)
Rejas de gruesos	20 - 60 (20 - 30) ¹	12 - 25
Rejas de finos	6 - 12 (10) ¹	6 - 12

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

(MMAYA, 2021).

A caudal máximo

$$Q_{máx.}: \text{caudal máximo} = 11,53 \text{ L/s} \rightarrow 0,0113 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Número de canales = 2

$$\text{Caudal máximo por canal} = 11,53 \text{ L/s} \rightarrow 0,0113 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Velocidad de paso del agua en el canal en el que se ubica la reja

Para evitar que se depositen arenas en el fondo de este canal, esta velocidad debe ser la que se muestra en la Tabla 6.1 de la guía.

Tabla 6. 2 Velocidades del agua en el canal en el canal de desbaste (del Río, 2018).

	A caudal mínimo (m/s)	A caudal máximo (m/s)
Velocidad de paso del agua en el canal	$\geq 0,4$	$> 0,9$

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021).

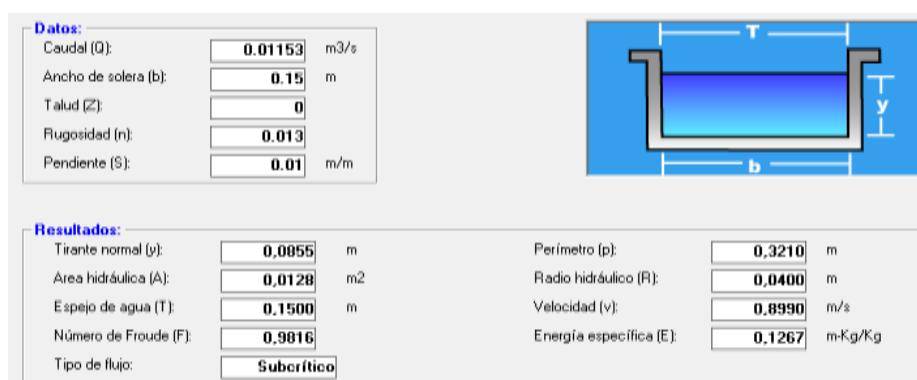
Donde:

W: Ancho del canal en la zona de la reja = 0,15 m

Q: Caudal máximo que pasa por el canal = $0,01153 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$

H: Altura total del canal = 1,00 m

Figura 6. 1 Cálculo de la velocidad del canal en función al caudal máximo.



Fuente: Elaboración propia aplicando Hcanales.

$$v = 0,90 \text{ m/s} \geq 0,90 \text{ m/s} \text{ Cumple } \downarrow$$

A caudal mínimo

$$Q: \text{Caudal mínimo} = 0,93 \text{ L/s} \rightarrow 0,00093 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Número de canales = 2

$$\text{Caudal mínimo por canal} = 0,93 \text{ L/s} \rightarrow 0,00093 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

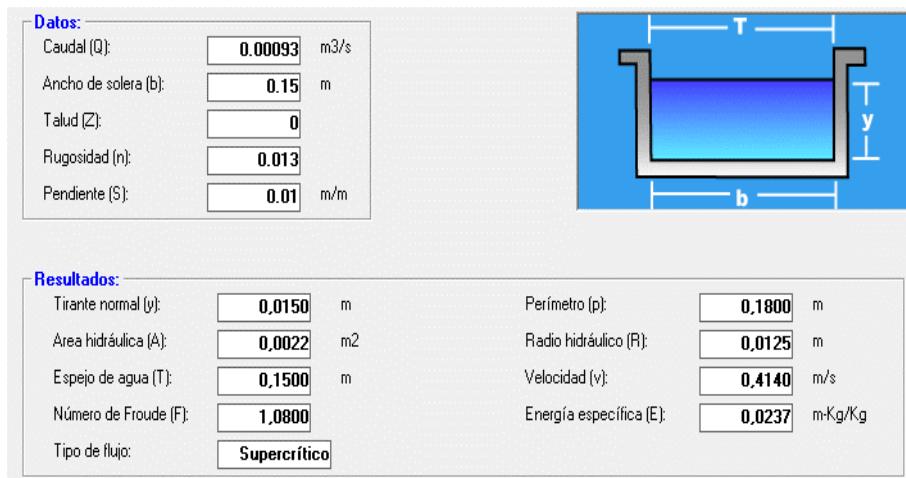
Donde:

W: Ancho del canal en la zona de la rejilla = 0,15 m

$$Q: \text{Caudal mínimo que pasa por el canal} = 0,00093 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

H: Altura total del canal = 1,00 m

Figura 6. 2 Cálculo de la velocidad del canal en función al caudal mínimo.



Fuente: Elaboración propia aplicando Hcanales.

$$v = 0,41 \text{ m/s} \geq 0,4 \text{ m/s} \quad \text{Cumple } \downarrow$$

Ancho y velocidad en la rejilla

Tabla 6. 3 Velocidades del agua a través de las rejillas de desbaste (del Río 2018).

	A caudal medio (m/s)	A caudal máximo (m/s)
Velocidad de paso del agua a través de la rejilla	≤ 1,0	≤ 1,4

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021).

A caudal máximo

Q: Caudal máximo que pasa por el canal = $0,0113 \frac{m^3}{s}$

V: Velocidad máxima de paso del agua a través de la reja = 1,40 m/s

h: Nivel del agua antes de la reja= 0,20 m

E: Separación libre entre barrotes= 20 mm

e: Espesor de los barrotes= 12 mm

C: Coeficiente de seguridad que tiene en cuenta la colmatación de la reja.

Normalmente se adopta un valor de 1,3, que se corresponde con un grado de colmatación de la reja del 30%.

Nivel aguas arriba de la reja

$$1 > \frac{A}{H} > 1,5$$

A = 0,15 m (ancho del canal)

H = 0,15 m

A/H = 1,00

$$w = \frac{Q}{V * h} * \frac{(E + e)}{E * C} \quad (Ec. 10)$$

$$w = 0,15 \text{ m}$$

$$v = 1,40 \text{ m/s} \leq 1,4 \text{ m/s Cumple } \downarrow$$

Pérdida de carga originada por la reja

Las rejas de desbaste provocan pérdidas de carga de 0,1-0,2 m, en el caso de las rejas de gruesos y de 0,2-0,4 m para las rejas de finos.

e = 12 mm

E = 20 mm

$\alpha = 60^\circ$

v = 1,40 m/s

f = 2,42

$$H_f = f * \left(\frac{a}{s}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2 * g} * \operatorname{sen}(\alpha) \quad (Ec. 11)$$

$$H_f = 0,11 \text{ m}$$

Verificación a caudal medio

$$Q: \text{Caudal medio} = 3,15 \text{ L/s} \longrightarrow 0,0038 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Número de canales: 2

$$\text{Caudal medio por canal: } 3,15 \text{ L/s} \longrightarrow 0,0038 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Figura 6.3 Verificación a caudal medio.



Fuente: Elaboración propia aplicando Hcanales.

$$Q: \text{Caudal medio que pasa por el canal} = 0,0031 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

V: Velocidad máxima de paso del agua a través de la reja = 1,37 m/s

h: Nivel del agua antes de la reja = 0,20 m

E: Separación libre entre barrotes = 20 mm

e: Espesor de los barrotes = 12 mm

C: Coeficiente de seguridad que tiene en cuenta la colmatación de la reja.

Normalmente se adopta un valor de 1,3, que se corresponde con un grado de colmatación de la reja del 30%.

Nivel aguas arriba de la reja

$$1 > \frac{A}{H} > 1,5$$

$$A = 0,15 \text{ m}$$

$$H = 0,12 \text{ m}$$

$$\frac{A}{H} = 1,25$$

$$w = \frac{Q}{V * h} * \frac{(E + e)}{E * C} \quad (Ec. 12)$$

$$w = 0,15 \text{ m}$$

$$v = 1,37 \text{ m/s} \leq 1 \text{ m/s} \text{ Cumple } \downarrow$$

Pérdida de carga originada por la reja

Las rejas de desbaste provocan pérdidas de carga de 0,1-0,2 m, en el caso de las rejas de gruesos y de 0,2-0,4 m para las rejas de finos.

$$e = 12 \text{ mm}$$

$$E = 20 \text{ mm}$$

$$\alpha = 60^\circ$$

$$v = 0,66 \text{ m/s}$$

$$f = 2,42 \text{ (cuadrada o rectangular)}$$

$$H_f = f * \left(\frac{a}{s}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2 * g} * \sin(\alpha) \quad (Ec. 13)$$

$$H_f = 0,10 \text{ m}$$

La pérdida de carga es mínima, cumple por demás con las recomendaciones.

6.1.1.2. Diseño de la reja fina

Separación y espesor de los barrotes de la reja

E: Separación libre entre barrotes = 8 mm (Tabla 6.1)

e: Espesor de los barrotes = 8 mm (Tabla 6.1)

A caudal máximo

$$Q: \text{Caudal máximo} = 11,53 \text{ L/s} \longrightarrow 0,01153 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Número de canales= 2

$$\text{Caudal máximo por canal} = 5,65 \text{ L/s} \longrightarrow 0,0057 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Velocidad de paso del agua en el canal en el que se ubica la reja

Para evitar que se depositen arenas en el fondo de este canal, esta velocidad debe ser la que se muestra en la Tabla 6.2.

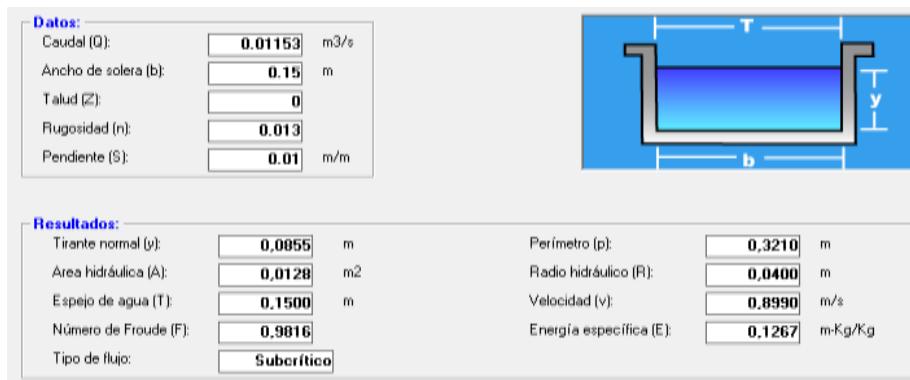
Donde:

W: Ancho del canal en la zona de la reja = 0,15 m

Q: Caudal máximo que pasa por el canal = 0,01153 $\frac{\text{m}^3}{\text{s}}$

H: Altura total del canal = 1,00 m

Figura 6. 4 Cálculo de canal en función al caudal máximo.



Fuente: Elaboración propia aplicando Hcanales.

$$v = 0,90 \text{ m/s} \geq 0,9 \text{ m/s} \quad \text{Cumple ;}$$

A caudal mínimo

$$Q: \text{Caudal mínimo} = 0,93 \text{ L/s} \longrightarrow 0,00093 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Número de canales: 2

$$\text{Caudal máximo por canal: } 0,93 \text{ L/s} \longrightarrow 0,00093 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Velocidad de paso del agua en el canal en el que se ubica la reja

Para evitar que se depositen arenas en el fondo de este canal, esta velocidad debe ser la que se muestra en la Tabla 6.2.

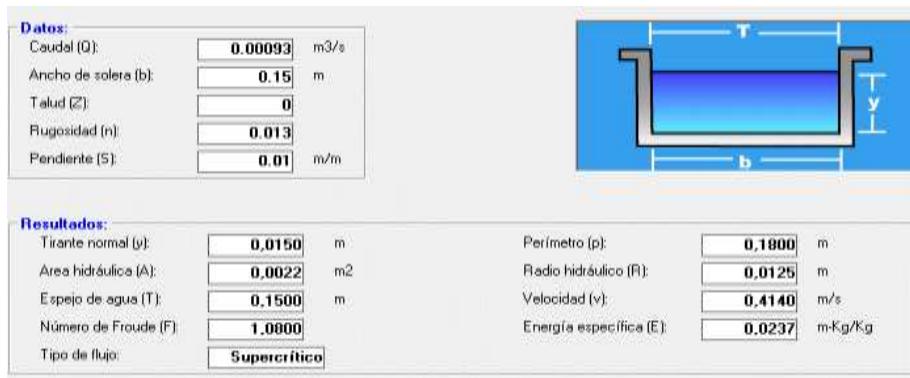
Donde:

W: Ancho del canal en la zona de la reja = 0,15 m

Q: Caudal que pasa por el canal = $0,00093 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$

H: Altura total del canal = 1,00 m

Figura 6. 5 Cálculo de velocidad para caudal que pasa.



Fuente: Elaboración propia aplicando Hcanales.

$$v = 0,41 \text{ m/s} \geq 0,4 \text{ m/s} \text{ Cumple !}$$

Ancho y velocidad en la rejilla

A caudal máximo

Q: Caudal máximo que pasa por el canal = $0,006 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$

V: Velocidad máxima de paso del agua a través de la reja = 1,40 m/s

h: Nivel del agua antes de la reja = 0,21 m

E: Separación libre entre barrotes = 8 mm (Tabla 6.1)

e: Espesor de los barrotes = 8mm (Tabla 6.1)

C: Coeficiente de seguridad que tiene en cuenta la colmatación de la reja.

Normalmente se adopta un valor de (1,3), que se corresponde con un grado de colmatación de la reja del 30%.

Nivel aguas arriba de la reja

$$1 > \frac{A}{H} > 1,5$$

$$A = 0,15 \text{ m}$$

$$H = 0,15 \text{ m}$$

$$\frac{A}{H} = 1,00$$

$$w = \frac{Q}{V * h} * \frac{(E + e)}{E * C} \quad (Ec. 14)$$

$$w = 0,15 \text{ m}$$

$$v = 1,40 \text{ m/s} \leq 1,4 \text{ m/s} \text{ Cumple}$$

Pérdida de carga originada por la reja

$$e = 8 \text{ mm}$$

$$E = 8 \text{ mm}$$

$$\alpha = 60^\circ$$

$$v = 1,40 \text{ m/s}$$

$$f = 2,42$$

$$H_f = f * \left(\frac{a}{s}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2 * g} * \sin(\alpha) \quad (Ec. 15)$$

$$H_f = 0,21 \text{ m} \rightarrow (0,2-0,4) \text{ m}$$

La pérdida de carga es mínima, cumple por demás con las recomendaciones.

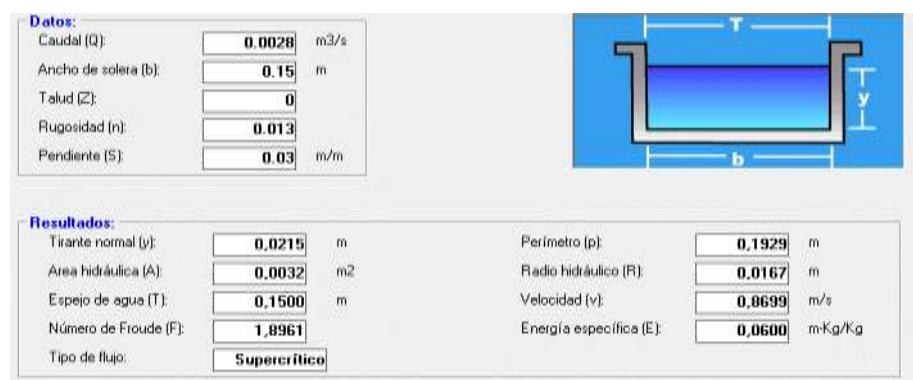
Verificación a caudal medio

$$Q: \text{caudal medio} = 3,15 \text{ L/s} \longrightarrow 0,0031 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Número de canales: 2

$$\text{Caudal medio por canal} = 3,15 \text{ L/s} \longrightarrow 0,0031 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Figura 6. 6 Verificación del caudal medio.



Fuente: Elaboración propia aplicando Hcanales.

Q: Caudal medio que pasa por el canal = 0,003 $\frac{\text{m}^3}{\text{s}}$

V: Velocidad máxima de paso del agua a través de la reja = 1,37 m/s

h: Nivel del agua antes de la reja = 0,19 m

E: Separación libre entre barrotes = 8 mm (Tabla 6.1)

e: Espesor de los barrotes = 8 mm (Tabla 6.1)

C: Coeficiente de seguridad que tiene en cuenta la colmatación de la reja.

Normalmente se adopta un valor de (1,3), que se corresponde con un grado de colmatación de la reja del 30%.

Nivel aguas arriba de la reja

$$1 > \frac{A}{H} > 1,5$$

$$A = 0,15 \text{ m}$$

$$H = 0,11 \text{ m}$$

$$\frac{A}{H} = 1,36$$

$$w = \frac{Q}{V * h} * \frac{(E + e)}{E * C} \quad (\text{Ec. 16})$$

$$w = 0,15 \text{ m}$$

Pérdida de carga originada por la reja

$$e = 8 \text{ mm}$$

$$E = 8 \text{ mm}$$

$$\alpha = 60^\circ$$

$$v = 1,37 \text{ m/s}$$

$$f = 2,42$$

$$H_f = f * \left(\frac{a}{s}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2 * g} * \sin(\alpha) \quad (\text{Ec. 17})$$

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

La pérdida de carga es mínima, cumple por demás con las recomendaciones.

Cuantificación y caracterización de los residuos generados en el desbaste

Según la Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales:

A efectos de dimensionamiento, en función de la información recabada y a falta de un análisis más exhaustivo, puede estimarse la producción de residuos en la etapa de desbaste en 2 L/hab.*año, para el contexto boliviano.

Producción de residuos = 2 L/hab.*año.

Tabla 6. 4 *Cuantificación y caracterización de los residuos generados en el desbaste.*

T	AÑO	HABITANTES	PRODUCCIÓN DE RESIDUOS L/AÑO	PRODUCCIÓN DE RESIDUOS M3/AÑO
0	2024	3075	6150,00000	6
1	2025	3126	6251,49219	6
2	2027	3176	6352,98439	6
3	2030	3227	6454,47658	6
4	2034	3278	6555,96878	7
5	2039	3329	6657,46097	7
6	2045	3379	6758,95316	7
7	2052	3430	6860,44536	7
8	2060	3481	6961,93755	7
9	2069	3532	7063,42975	7
10	2079	3582	7164,92194	7
11	2090	3633	7266,41413	7
12	2102	3684	7367,90633	7
13	2115	3735	7469,39852	7
14	2129	3785	7570,89072	8
15	2144	3836	7672,38291	8
16	2160	3887	7773,87510	8
17	2177	3938	7875,36730	8
18	2195	3988	7976,85949	8
19	2214	4039	8078,35169	8
20	2234	4090	8179,84388	8
21	2255	4141	8281,33607	8

T	AÑO	HABITANTES	PRODUCCIÓN DE RESIDUOS L/AÑO	PRODUCCIÓN DE RESIDUOS M3/AÑO
22	2277	4191	8382,82827	8
23	2300	4242	8484,32046	8
24	2324	4293	8585,81266	9
25	2349	4344	8687,30485	9
26	2375	4394	8788,79704	9
27	2402	4445	8890,28924	9
28	2430	4496	8991,78143	9
29	2459	4547	9093,27363	9
30	2489	4597	9194,76582	9

Fuente: Elaboración propia.

6.1.1.3. Diseño del desarenador

Se diseñará un desarenador rectangular de flujo horizontal compuesto de 2 canales.

Información preliminar

$$Q \text{ máx.} = 0,01153 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q \text{ med.} = 0,003 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$\text{N.º canales} = 2$$

$$Q \text{ máx. diseño} = 0,01153 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Peso específico de las partículas de arena $\sigma = 2,65$

Diámetro de las partículas (mm): $d = 0,0002 \text{ m}$

Tiempo de retención máximo: $t_{rm} = 60 \text{ s}$

Tiempo de retención promedio: $t_{pr} = 30 \text{ s}$

Velocidad de flujo: $V_f = 0,3 \text{ m/s}$

Tabla 6. 5 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: Dr. Eduardo Márquez Canoso, (2014).

Tabla 6. 6 Valores recomendados para el dimensionamiento de desarenadores estáticos.

Parámetro	Recomendación
Carga hidráulica a caudal máximo (m ³ /m ² /h)	≤ 70
Velocidad horizontal (m/s)	0,3
Tiempo de retención hidráulica a caudal máximo (min)	1 - 2
Longitud (m)	20 - 25 veces la altura de la lámina de agua
Ancho mínima (m)	0,30

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021).

Determinación de la velocidad de sedimentación de las partículas de arena (V_s).

Se conoce que para partículas de arena con ese peso específico de 2,65 y diámetro de 0,2 mm, la velocidad de sedimentación será:

Tabla 6. 7 Cargas superficiales según Hazen.

Diámetro partícula (mm)	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,15	0,10
Velocidad de sedimentación (mm/s)	100	83	63	53	42	32	21	15	8

Fuente: Degremont, (1974).

$$V_s = 2,1 \text{ cm/s}$$

$$V_s = 0,021 \text{ m/s}$$

Cálculo del volumen del desarenador

$$V = Q_{\max} * t_{rp} \quad (\text{Ec. 18})$$

Donde:

V: Volumen del desarenador, (m^3)

Q_{\max} : Caudal máximo, ($0,01153 m^3/s$)

t_{rp} : tiempo de retención promedio, (60 s)

$$V = 0,69 m^3$$

Cálculo del área superficial (A_s)

$$A_s = \frac{Q_{\max}}{V_s} \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

V_s : Velocidad de sedimentación, ($0,021 m/s$)

Q_{\max} : Caudal máximo, ($0,01153 m^3/s$)

A_s : Área superficial, (m^2)

$$A_s = 0,55 m^2$$

Cálculo de la altura de agua (h)

$$h = \frac{V}{A_s} \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

V: Volumen del desarenador, ($0,69 m^3$)

A_s : Área superficial, ($0,55 m^2$)

h: Altura del agua, (m)

$$h = 1,26 m$$

Borde libre: $BL = 0,2 m$

Altura de los drenes: $h_d = 0,1 m$

Altura total del muro: $H = 1,56 m$

Se ha adoptado: 1,60 m

La velocidad de desplazamiento (V_d)

$$V_d = \left[\left(\frac{8 * K}{f} \right) * g * (\sigma - 1) * x * d \right]^{1/2} \quad (\text{Ec. 21})$$

Donde:

K: coeficiente que depende del tipo de material arrastrado:

$$\text{Arena} - K = 0,04 \quad \longrightarrow \quad K = 0,04$$

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 Reynolds.

Se ha adoptado: $f = 0,04$

$\sigma = 2,65$ (Tabla 6.5)

$d = 0,0002 \text{ m}$ (0,06 - 2 mm para arenas)

$$Q = 0,01153 \text{ m}^3/\text{s} \quad \longrightarrow \quad 11,53 \text{ L/s}$$

Velocidad de desplazamiento (V_d)

$$V_d = 0,16 \text{ m/s} < 0,3 \text{ m/s}$$

Área de sección transversal (A_t)

$$A_t = \frac{Q}{V_d} \quad \text{Ec. (22)}$$

Donde:

V_d : Velocidad de desplazamiento, (m/s)

A_t : Área de la sección transversal, (m^2)

Q : Caudal, (m^3/s)

$$A_t = 0,07 \text{ m}^2$$

Ancho de cada canal (w')

N.^o canales = 2

$$w' = \frac{A_t}{h} \quad \text{Ec. (23)}$$

Donde:

A_t : Área de la sección transversal, (m^2)

w' : Ancho del canal, (m)

h : Altura del agua, (m)

$$w' = 0,06 \text{ m}$$

Se ha adoptado: $w' = 0,30 \text{ m}$

Cálculo de la longitud (L)

$$L = \frac{A_s}{W} \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde:

A_s : Área superficial, (m^2)

W : Ancho del canal, (m)

L : Longitud, (m)

$$L = 1,79 \text{ m}$$

Se ha adoptado: $L = 1,80 \text{ m}$

Cálculo de las transiciones

$\varphi = 18^\circ$ ángulo de inclinación de paredes ($12,5^\circ$ a 22°).

$L_1 = L_2$ longitud de transición.

$$L_1 = \frac{B_1 - B_2}{2 \times \tan \varphi} \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde:

B_1 : $W +$ ancho del muro central $B_1 = 0,75 \text{ m}$

B_2 : Ancho del canal de aproximación $B_2 = 0,20 \text{ m}$

$$L_1 = 0,85 \text{ m}$$

$$L_2 = 0,85 \text{ m}$$

Resumen

Largo: $L = 1,80 \text{ m}$

Ancho efectivo: $w = 0,30 \text{ m}$

Muro central: $m_c = 0,15 \text{ m}$

Ancho total: $B_1 = 0,75 \text{ m}$

Altura: $H = 1,60 \text{ m}$

Longitud de transición de entrada: $L_1 = 0,85 \text{ m}$

Longitud de transición de salida: $L_2 = 0,85 \text{ m}$

6.1.1.4. Diseño de aforador Parshall

De acuerdo a lo que nos indica la Guía para un caudal de diseño de 11,53 L/s:

Tabla 6. 8 Caudales en función del ancho de garganta en canales Parshall.

Ancho de garganta		Caudal (L/s)	
Pulgadas	Centímetros	Mínimo	Máximo
2	5,1	0,53	14,1
3	7,6	0,85	53,8
6	15,2	1,52	110,4
9	22,9	2,55	251,9
12	30,5	3,11	455,6
18	45,7	4,25	696,2

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021).

$$W = 3 \text{ pulg.}$$

$$W = 7,60 \text{ cm}$$

Tabla 6. 9 Valores de las variables dimensionales del canal Parshall.

W	A	B	C	D	E	T	O	K	M	N	P	R	X	Y	
Dimensiones en mm															
25,4	383	242	356	93	167	229	76	203	19	--	29	--	--	8	13
50,8	414	276	406	135	214	254	114	254	22	--	43	--	--	16	25
76,2	467	311	457	178	259	457	152	305	25	--	57	--	--	25	38
152,4	621	414	610	394	397	610	305	610	76	305	114	902	406	51	76
228,6	879	587	884	381	575	782	305	457	76	305	114	1080	406	51	76

Fuente: Oliveras, (2016).

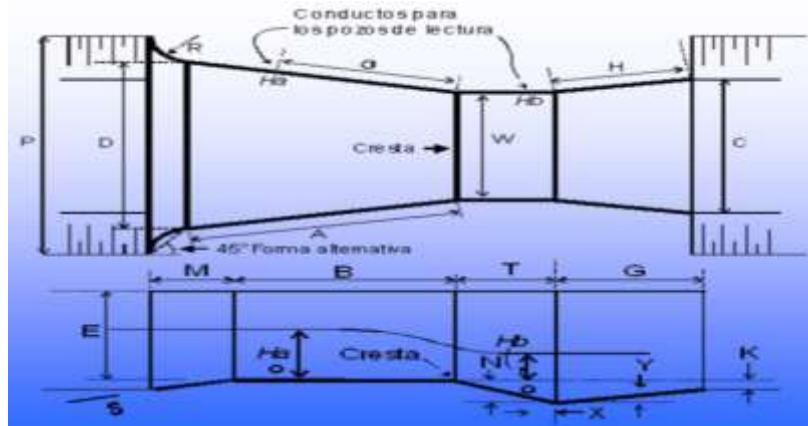
$$Q_d = 11,53 \text{ L/s}$$

$$W = 0,0762 \text{ m}$$

$$W = 3 \text{ pulg.}$$

$$W = 0,25 \text{ pie}$$

Figura 6. 7 Esquema del canal Parshall.



Fuente: Oliveras, (2016).

6.1.1.5. Diseño del desgrasador estático

Información preliminar

Para el dimensionamiento de los desengrasadores estáticos se aconseja el empleo de las recomendaciones recogidas en la tabla siguiente (MARM, 2010).

Tabla 6. 10 Valores recomendados para el dimensionamiento de desgrasadores estáticos.

Parámetro	Valor recomendado
Carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$)	≤ 20
Tiempo de retención a caudal medio (min)	≥ 30
Profundidad (m)	1.2 - 2.4

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAYA, 2021).

Carga hidráulica: $Ch = 20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

Tiempo de retención a caudal medio: $t_r = 30 \text{ min.}$

Altura: $h = 2 \text{ m}$

Se diseña un tanque rectangular con flujo horizontal donde la salida del agua estará por debajo de la superficie.

Cálculo del volumen (V_d)

$$V_d = Q * t_r \quad (\text{Ec. 26})$$

N.^o unidades = 2 unidades

Q medio = 0,002 m³/s

t_r= 1440 s

$$V_d = 2,83 \text{ m}^3$$

Cálculo del área superficial (As)

h = 2 m

$$A_s = \frac{V_d}{h} \quad (\text{Ec. 27})$$

Donde:

As: Área superficial, (m²)

V_d: Volumen, (m³)

h: Altura, (m)

$$A_s = 1,42 \text{ m}^2$$

Largo y ancho (L)

$$L = \frac{A_s}{b} \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde:

As: Área superficial, (m²)

b: Ancho, (m)

L: Largo, (m)

L= 1,30 m

b= 1,09 m

Adoptamos: L = 1,10 m

Comprobación del tiempo de retención hidráulico a caudal máximo.

$$t_r = \frac{V_d}{Q} \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde:

tr: Tiempo de retención, (s)

V_d : Volumen, (m^3)

Q : Caudal medio, (m^3/s)

N.^o unidades = 2 unidades

Q medio = 0,006 m^3/s

Vol = 2,75 m^3

$$t_r = 501,49 \text{ s}$$

$$t_r = 8,36 \text{ min.}$$

Verificación de la carga hidráulica a caudal máximo

N.^o unidades = 2 unidades

$$Q \text{ máx.} = 0,006 \text{ } m^3/s \longrightarrow 20,40 \text{ } m^3/h$$

$$A_s = 1,38 \text{ } m^2$$

$$C_h = 14,36 \text{ } m^3 /m^2/h \leq 20 \text{ Cumple } i$$

Tabla 6. 11 Resumen de dimensiones para una unidad.

NÚMERO DE UNIDADES	CÁLCULO	ADOPTADO
Altura	$h = 2,00 \text{ m}$	2,00 m
Ancho	$b = 1,09 \text{ m}$	1,10 m
Largo	$L = 1,30 \text{ m}$	1,30 m

Fuente: Elaboración propia.

6.1.2. Diseño de tratamiento anaerobio

Diseño de reactor anaeróbico de flujo ascendente UASB

Parámetros de diseño

Población: 3538 hab.

Dotación de agua potable D_f : 96,1 L/hab. día

Coeficiente de retorno C = 0,80

Flujo de agua residual $D_2 = 76,90 \text{ L/hab. día}$

Temperatura media = 18,13 °C (CENAVIT)

Edad del lodo: mayor a 30 días

Concentración en el manto de lodos 1,5 a 3%

Concentración en la capa inferior 4 a 10%

$$Q \text{ med.} = 3,15 \text{ L/s} \longrightarrow 272 \text{ m}^3 / \text{día} \longrightarrow 272082 \text{ L/día}$$

$$Q \text{ máx.} = 11,53 \text{ L/s} \longrightarrow 996 \text{ m}^3 / \text{día} \longrightarrow 976580 \text{ L/día}$$

$$\text{DBO} = 447,0 \text{ mg/L DBO} \longrightarrow 0,447 \text{ g/L DBO de entrada al UASB}$$

$$\text{DQO} = 1167,0 \text{ mg/L DQO} \longrightarrow 1,167 \text{ g/L DQO de entrada al UASB}$$

$$\text{SST} = 412,0 \text{ mg/L SST} \longrightarrow 0,412 \text{ g/L SST de entrada al UASB}$$

Eficiencia del reactor UASB

eliminación DBO₅: 60 %

eliminación DQO: 60 %

eliminación SS: 60 %

$$\text{SST} = 164,80 \text{ mg/L SST de salida del UASB}$$

$$\text{DBO} = 178,80 \text{ mg/L DBO de salida del UASB}$$

$$\text{DQO} = 466,80 \text{ mg/L DQO de salida del UASB}$$

N.^o de Unidades: 2 unidades.

Población por unidad = 1769 hab

$$\text{Caudal por unidad} = 1,57 \text{ L/s} \longrightarrow 136041 \text{ L/día}$$

$$\text{Carga orgánica DBO}_5 = 34,4 \text{ gr DBO/hab*día} \longrightarrow 60,81 \text{ Kg DBO/hab*día}$$

$$\text{Carga orgánica DQO} = 89,8 \text{ gr DQO/hab*día} \longrightarrow 0,14 \text{ Kg DQO/hab*día}$$

$$\text{DBO}_5 = 447,0 \text{ mg/L}$$

$$\text{DQO} = 1167,0 \text{ mg/L}$$

$$\text{SST} = 0,412 \text{ g/L SST}$$

Cálculos

Contribución del lodo fresco

$$D_2 = 77 \text{ L/hab. día}$$

$$L_f = SST * D2 \quad (\text{Ec. 30})$$

$$L_f = 31,68 \text{ g SST/hab*día}$$

Reactor anaerobio (digestor)

Carga orgánica máxima aplicada (Tabla 6.12)

Temperatura = 18,13 °C

Tabla 6. 12 Carga de diseño reactores (RAFA)

Tº C.	Carga de diseño Kg. DBO /m ³ -día
12º C.	1 – 3
15º C.	2 – 5
20º C.	5 – 10
30º C.	10 – 15
40º C.	15 – 25

Fuente: Lettinga y colaboraciones.

Se ha adoptado: 5 Kg DBO /m³día

Carga hidráulica máxima

Carga hidráulica máxima = 3 m³ /m³día (Volumétrica)

Tiempo de retención

Temperatura = 18,13 °C

t_r = 13,00 horas

Tabla 6. 13 Tiempo de retención en biodigestores RAFA.

	TEMPERATURA DEL AGUA º C	TIEMPO RETENCIÓN (h)	EFICIENCIA % DQO	FUENTE
Doméstico	13 – 15	17	55 – 85	Lettinga
	20 – 23	12	40 – 75	Lettinga
	23 – 26	8	40 – 70	Gomez
	> a 26	6	70 – 80	Rodríguez

Fuente: Lettinga y colaboraciones.

Altura mín. del lodo

H mín. lodo = 1,5 m

Velocidad ascensional

Velocidad ascensional máxima = 1 m/h

Velocidad ascensional mínima = 0,25 m/h

Velocidad ascensional de diseño = 0,6 m/h

Rodríguez sugiere una velocidad máxima de ascensión de 2,0 [m/h]. Igualmente, la velocidad (carga superficial) entre las aperturas de los colectores de gas no debe exceder 2 a 3 m/h. para sistemas que operan con lodo fluido.

Número de difusores en la parte inferior = 1 unidad por 2 a 6 m²

Dif. / m² = 2,00 m²/unid → 0,500 unid/m².

Decantador interno

Tiempo de retención máxima = 1 h

Taza de aplicación superficial = 20 m³/m²*día

Caudal específico en el vertedero = (0,3 a 0,5 L/s*m) → 0,5 L/s*m

Producción de biogás

Peso específico de biogás (Pe del biogás) = 1 Kg/m³

En general

Pe CH4 = 0,7 Kg/m³ Peso específico del metano

CH4 = 70 %

Reactor anaerobio

Producción = 200 L biogás /Kg DBO aplicado

Carga orgánica DBO5 = 121,6 Kg. DBO/día

$$V_g = \frac{\text{producción de biogas}}{1000} * \text{Carga orgánica DBO5} \quad (\text{Ec. 31})$$

$$V_g = 24,3 \text{ m}^3/\text{día}$$

Dimensionamiento

Volumen (V)

$$V = Q * t \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde:

Q: Caudal, (136,04 m³/día)

t: Tiempo, (0,54 día)

V: Volumen, (m³)

$$V = 73,69 \text{ m}^3$$

Área (A)

Q: Caudal, (5,67 m³/h)

V_{asc}: Volumen ascensional, (0,60 m/h)

$$A = \frac{Q}{V_{asc}} \quad (\text{Ec. 33})$$

$$A = 9,45 \text{ m}^2$$

Dimensiones del reactor

$$L/B = 2,0$$

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

$$L = 6 \text{ m}$$

Área real (A)

$$A = 18,00 \text{ m}^2$$

Altura (H)

$$H = \frac{V}{A} \quad (\text{Ec. 34})$$

$$H = 4,09 \text{ m}$$

Adoptamos: H = 4,10 m

Número de difusores

N.^o de difusores = 9 unidades

Verificaciones

1. Carga orgánica volumétrica

Carga orgánica DBO5 = 152,01 Kg. DBO/día

$$V = 73,80 \text{ m}^3$$

$$\text{C. o. V.} = \frac{\text{Carga organica DBO5}}{V} \quad (\text{Ec. 35})$$

$$C.o.V. = 2,06 \text{ Kg. DBO/m}^3 \cdot \text{día} < 5 \text{ Kg DBO /m}^3 \cdot \text{día Cumple } \checkmark$$

2. Carga hidráulica volumétrica

$$CHL = \frac{Q}{V} \quad (\text{Ec. 36})$$

Donde:

CHL: Carga hidráulica volumétrica ($\text{m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{día}$)

Q: Caudal, (136,04 $\frac{\text{m}^3}{\text{día}}$)

V: Volumen total del reactor, (73,80 m^3)

$$CHL = 1,84 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{día} < 3 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ día Cumple } \checkmark$$

Tiempo de retención hidráulica ajustado

$$t = \frac{1}{CHL} \quad (\text{Ec. 37})$$

Donde:

t: Tiempo de retención hidráulico (día)

$$t = \frac{Q}{A} \quad (\text{Ec. 38})$$

$$t = 13,02 \text{ horas} > 13,00 \text{ Cumple } \checkmark$$

Verificación de la velocidad ascendente y altura del reactor

$$v = \frac{Q * H}{V} = \frac{H}{t} \quad (\text{Ec. 39})$$

Donde:

v: Velocidad ascendente, (m/h)

Q: Caudal, (136,04 $\frac{\text{m}^3}{\text{h}}$)

A: Área transversal de la sección del reactor, (18,0 m^2)

$$v = 7,56 \text{ m/día}$$

$$v = 0,31 \text{ m/h} < 0,60 \text{ m/h Cumple } \checkmark$$

Decantador interno

$$AD = \frac{Q}{\text{taza}} \quad (\text{Ec. 40})$$

$$Q = 136,04 \text{ m}^3/\text{día}$$

Taza de aplicación superficial = $20 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{día}$

$$AD = 6,80 \text{ m}^2$$

Largo del reactor: $L = 6 \text{ m}$

$$W_s = \frac{AD}{L} \quad (\text{Ec. 41})$$

$$W_s = 1,13 \text{ m} < 3 \text{ m Cumple}$$

Ancho de la abertura

El área total mínima requerida para las aberturas es entonces:

$$A_a = \frac{Q}{V} \quad (\text{Ec. 42})$$

Donde:

$$Q: \text{Caudal}, (5,67 \frac{\text{m}^3}{\text{h}})$$

$$V: \text{Velocidad del flujo}, (4,00 \frac{\text{m}}{\text{h}})$$

$$A_a: \text{Área total mínima}, (\text{m}^2)$$

La máxima velocidad del flujo permitida en la abertura es de 4 m/h para el flujo promedio y 6 m/h para flujo máximo.

$$A_a = 1,42 \text{ m}^2$$

Siendo el ancho de la abertura

$$W_a = \frac{A_a}{L} \quad (\text{Ec. 43})$$

Donde:

$$W_a: \text{Ancho de abertura}, (\text{m})$$

$$A_a: \text{Área total mínima}, (1,42 \text{ m}^2)$$

$$L: \text{Longitud de la abertura}, (6,00 \text{ m})$$

$$W_a = 0,24 \text{ m}$$

Traslape vertical del deflector

El traslape entre los deflectores y los lados de la campana debe ser como mínimo $0,1 \text{ m}$ a $1,5 \text{ m}$.

$$\text{Traslape} = 0,2 \text{ m}$$

Altura de la campana (H_s)

La altura de la campana entre la abertura y la superficie de agua debe ser de 1,0 m a 1,5 m.

$$H_s = 1,5 \text{ m}$$

Ancho de los lados

$$W_g = \frac{H_s}{\tan \alpha} \quad (\text{Ec. 44})$$

Donde:

W_g: Ancho de los lados, (m)

H_s: Altura de la campana, (1,50 m)

α: Ángulo, (50°)

$$W_g = 2,52 \text{ m}$$

$$2 \text{ lados} = 5,03 \text{ m}$$

Tabla 6. 14 Resultados del dimensionamiento del RAFA.

Número de unidades	2	
Volumen de cada unidad	73,69	m ³
Área de cada unidad	18,00	m ²
Ancho de cada unidad	3,00	m
Largo de cada unidad	6,00	m
Altura de cada unidad	4,10	m
N.º de difusores por unidad	9	difusores
Tiempo de retención hidráulica	13,02	horas

Fuente: Elaboración propia.

6.1.3. Diseño de tratamiento biológico

6.1.3.1. Diseño del reactor biológico de lodos activados con aireación extendida

Tabla 6. 15 Rendimientos de depuración de la aireación extendida.

	Rendimiento (%)
Sólidos en suspensión (%)	85 - 95
DBO ₅ (%)	85 - 95
DOO (%)	80 - 90
N _T (%)	30 - 40 ¹
P _T (%)	20 - 30
Coliformes fecales (u. log.)	1

¹ Cuando se opera en régimen de nitrificación-desnitrificación, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T del orden del 80-85%.

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021).

Demanda bioquímica de oxígeno

DBO₅ entrada al reactor = 178,80 mg DBO₅/L

Rendimiento de sedimentador 2º = 90% debido a que existe un UASB antes del reactor adoptamos una eficiencia no muy alta, porque con esta se cumple con lo requerido.

DBO₅ de salida del reactor biológico = 17,88 mg/L < 20 mg DBO/L CUMPLE ;

DBO₅ a la salida = 20 mg DBO₅/L Según exigencias Ley 1333 para descargas en cauces naturales.

Datos

Caudal medio= 3,15 L/s

Caudal máximo= 11,53 L/s

Número de reactores: 2

Caudales por reactor

Caudal medio= 1,57 L/s → 136,0 m³/día → 5,67 m³/h

Caudal máximo= 5,76 L/s → 498,1 m³/día → 20,75 m³/h

Definición de la edad del lodo con la que operará del reactor biológico

$$\theta \geq 25 * 1,072^{(12-T)} \quad (\text{Ec. 45})$$

T: Temperatura de operación (12,00 °C)

$$\Theta = E = 25,00 \text{ días}$$

Adoptamos: $\Theta = E = 25,00 \text{ días}$

Determinación de la producción de lodos en exceso

A partir del caudal de aguas residuales a tratar, de su concentración en DBO₅ y del porcentaje de eliminación que es preciso alcanzar en el proceso de depuración, se calcula la cantidad de DBO₅ eliminada diariamente, haciendo uso de la expresión:

$$[\text{DBO}_5 \text{ elim}] = Q * \frac{(C_a - C_e)}{1000} \quad (\text{Ec. 46})$$

$C_a = 178,80 \text{ mg/L} \longrightarrow 0,179 \text{ kg/m}^3 \text{ DBO en la entrada al tratamiento biológico.}$

$C_e = 18 \text{ mg/L} \longrightarrow 0,018 \text{ kg/m}^3 \text{ DBO}_5 \text{ a la salida según exigencias de la norma.}$

Caudal medio = 1,57 L/s $\longrightarrow 136,0 \text{ m}^3/\text{día} \longrightarrow 5,67 \text{ m}^3/\text{h}$

Caudal máximo = 5,76 L/s $\longrightarrow 498,1 \text{ m}^3/\text{día} \longrightarrow 20,75 \text{ m}^3/\text{h}$

$$[\text{DBO}_5 \text{ eliminado}] = 21,89 \text{ kg/día}$$

Para la determinación de la producción de lodos en exceso, se calcula inicialmente la producción específica de lodos (Pel, kg m.s./kg DBO₅ eliminada), haciendo uso de la tabla de la Tabla 6.16, que relaciona esta producción con la relación entre los sólidos en suspensión totales (SST) y la DBO₅, que presentan las aguas residuales a tratar.

Tabla 6. 16 Determinación de la producción específica de lodos.

SST/DBO ₅	Producción específica de lodos (kg m.s./kg DBO ₅ eliminada)
0,4	0,53
0,6	0,65
0,8	0,77
1,0	0,89
1,2	1,01

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales
(MMAyA, 2021).

SST = 164,80 mg/L

$$\text{DBO}_5 = 178,80 \text{ mg/L}$$

$$\text{SST/DBO}_5 = 0,92 \text{ (Tabla 6.16)}$$

$$\text{P.e.l.} = 0,90 \text{ kg m.s./kg DBO}_5$$

La producción de lodos en exceso se determina mediante la expresión

$$\text{PE} = [\text{DBO}_5 \text{ eliminado}] * \text{P}_{\text{el}} \quad (\text{Ec. 47})$$

$$\text{PE} = 19,70 \text{ kg m.s./d}$$

Sólidos en suspensión en el licor mezcla

$$\text{MLSS} = X = 3000 \text{ mg/L} \longrightarrow (2000 \text{ a } 4000) \text{ mg/L}$$

Sólidos en suspensión volátiles en el licor mezcla

$$\text{ML SSV} = 0,8 \cdot \text{MLSS} \text{ (Ec. 48)}$$

$$\text{ML SSV} = 2400 \text{ mg/L}$$

Régimen hidráulico del reactor

Mezcla completa con aireación extendida.

Determinación del volumen efectivo del reactor biológico

$$V = \frac{\Theta * \text{PE}}{X} \quad (\text{Ec. 49})$$

$$\Theta = 25 \text{ días}$$

$$\text{MLSS} = X = 3000 \text{ mg/L} \text{ (concentración de biomasa en el reactor biológico)}$$

$$\text{PE} = 19,70 \text{ kg m.s./d}$$

$$V = 164,19 \text{ m}^3$$

$$\text{Adoptamos: } V_r = 165 \text{ m}^3$$

Dimensiones

$$L = 7,50 \text{ m}$$

$$B = 5,00 \text{ m}$$

$$H = 5,00 \text{ m}$$

$$\text{Vol.} = 187,5 \text{ m}^3 \geq 165 \text{ m}^3 \text{ Cumple !}$$

Se mayoró el volumen para cumplir con carga másica mínima recomendable para aireación extendida, de esta forma se asegura que el lodo producido salga digerido.

Determinación de la altura útil y de la superficie del reactor biológico

La altura útil de reactor biológico viene condicionada por el sistema de aireación que se emplee. En el caso de utilizar difusores, esta altura oscila entre 3-9 m, mientras que el caso de los aireadores mecánicos, la altura útil es de 3-5 m.

Se ha adoptado: $h = 5,0 \text{ m}$

A partir de la altura asignada al reactor biológico y de su volumen (calculado en el punto anterior), se determina la superficie del reactor biológico haciendo uso de la expresión:

$$S = \frac{V}{h} \quad (\text{Ec. 50})$$

Donde:

S: Superficie del reactor biológico (m^2)

V: Volumen efectivo del reactor biológico, ($187,50 \text{ m}^3$)

h: Altura efectiva del reactor biológico, ($5,00 \text{ m}$)

$$S = 37,50 \text{ m}^2$$

Comprobación del tiempo de retención hidráulico en el reactor

$$\text{TRH} = \frac{V}{Q} \quad (\text{Ec. 51})$$

Cuando no hay recirculación

$$\theta_m = \frac{V}{Q_o + Q_r} \quad (\text{h ó d}) \quad (\text{Ec. 52})$$

Donde:

Q_{mu} : Caudal medio por unidad, ($5,67 \text{ m}^3/\text{h}$)

Q_r : Caudal de recirculación, ($5,67 \text{ m}^3/\text{h}$)

t_r : tiempo de recirculación, (h)

$Q_{mu} = 5,67 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_r = 5,67 \text{ m}^3/\text{h}$

Sin recirculación: $t_r = 33 \text{ horas (18-36) h}$

Comprobaciones

Considera la concentración de materia orgánica que entra al reactor, como DBO5 o DQO y su relación con los microorganismos, medidos como sólidos suspendidos volátiles, en el sistema.

$$\frac{F}{M} = \frac{S_0}{X_v * t} \quad (\text{Ec. 53})$$

Donde:

F/M: Relación alimento microorganismos, (mg /mg -día)

S₀: DBO o DQO degradable en el influente, (178,80 mg/L)

X_v: Biomasa en el tanque de aeración, (2400 mg SSV/L)

t: Tiempo de retención hidráulico, (1,38 días)

$$\frac{F}{M} = 0,05$$

Comprobación de la carga másica

$$C_m = \frac{S_0 * Q}{X * V_r} \quad (\text{Ec. 54})$$

Donde:

S₀: DBO de entrada al reactor, (178,80 mg/L)

Q: Caudal, (136,04 m³/día)

V_r: Volumen del reactor, (187,50 m³)

X: Sólidos en suspensión volátiles del licor mezcla, (2400 mg/L)

C_m = B_x: carga másica o carga de lodo, (kg DBO5/kg MLSS*día)

$$C_m = 0,05 \text{ kg DBO5/kg MLSS*día}$$

En aireación extendida se aconsejan valores de carga másica de 0,05-0,15 kg DBO5/kg SSLM/d) (Metcalf y Eddy, 1998).

Comprobación de la carga volumétrica

Se refiere a los kilogramos de materia orgánica, medida como DBO5, que se aplica por metro cúbico de reactor.

$$C_v = \frac{S_0 * Q}{V_r} \quad (\text{Ec. 55})$$

Donde:

So: DBO de entrada al reactor, (178,80 mg/L)

Q: Caudal, (136,04 m³/día)

Vr: Volumen del reactor, (187,50 m³)

Cv = Bv: carga volumétrica, (gr DBO5/m³*día)

$$Cv = 129,70 \text{ gr DBO5/m}^3\text{*día}$$

$$Cv = 0,13 \text{ kg DBO5/m}^3\text{*día}$$

Volumen de la zona anóxica

El volumen de la zona anóxica (para los procesos de desnitrificación) se determina haciendo uso de la Tabla 6.17, que permite determinar este volumen (V_D) en función del volumen total del reactor biológico (V) y de las concentraciones de nitrógeno, en forma nítrica, a desnitrificar y de la DBO5 de las aguas residuales a tratar.

Tabla 6. 17 Relación entre el volumen de la zona de desnitrificación y el volumen total del reactor biológico.

Relación V_D/V	N-NO ₃ /DBO ₅
0,2	0,11
0,3	0,12
0,4	0,14
0,5	0,15

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

(MMAYA, 2021).

$$\frac{V_D}{V} = 0,2$$

$$\frac{N - NO_3D}{DBO5}$$

Donde:

V_D : Volumen de la zona de desnitrificación, (m³)

V: Volumen total del reactor biológico, (187,50 m³)

N-NO₃D: Concentración de nitrógeno, en forma de nitratos, a desnitrificar, (7,55 mg N-NO₃/L)

DBO₅: Concentración de DBO₅ en el agua residual, (178,80 mg O₂/L)

$$\frac{N - NO_3D}{DBO_5} = 0,04$$
$$V_D = 37,50 \text{ m}^3$$

Dimensiones

$$L = 7,50 \text{ m}$$

$$B = 5,00 \text{ m}$$

$$H = 5,00 \text{ m}$$

$$\text{Vol.} = 187,5 \text{ m}^3 \geq 37,50 \text{ m}^3 \text{ Cumple i}$$

Determinación de la relación de recirculación

La relación entre el caudal de recirculación (Q_r) y el caudal de alimentación al reactor (Q) se determina a partir del siguiente balance de masas:

$$(Q_r + Q) * X = Q_r * X_r \quad (\text{Ec. 56})$$

Donde:

Q_r : Caudal de lodos recirculados, (m³/h)

Q: Caudal de alimentación al reactor, (5,67 m³/h)

X: Concentración de biomasa en el reactor biológico, (2,50 kg/m³)

X_r : Concentración de lodos en la corriente de recirculación, (6,00 kg/m³)

En base a la experiencia, la concentración de lodos recirculados en sedimentadores secundarios dotados de rasquetas es de 6-8 g/L (Ortega, 2018).

Relación de recirculación

$$r = \frac{X}{X_r - X} = 1,00 \longrightarrow 100\% \quad (\text{Ec. 57})$$

Esta recirculación es variable según el rendimiento en eliminación de nitrógeno que se pretenda alcanzar, recomendándose un mínimo de 3 veces el caudal medio de alimentación al reactor biológico.

Determinación del caudal de recirculación externa

$$Q_r = r * Q \quad (\text{Ec. 58})$$

$$Q_r = 5,67 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_r = 136,04 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_r = 1,57 \text{ L/s}$$

Se recomienda trabajar con valores de recirculación externa de 1-1,5 veces el caudal medio de alimentación al reactor biológico, cuando se opera a baja carga másica (<0,1 kg DBO5/kg SSLM/d).

Cálculo de bomba de recirculación

Caudal de recirculación: $Q_r = 5,67 \text{ m}^3/\text{h}$

Diámetro interior $D = 6'' = 0,1524 \text{ m}$

Altura geométrica $H_g = 2,67 \text{ m}$

Longitud total de tubería $L = 5,80 \text{ m}$

Coeficiente de fricción $C_f = 0,02$ (valor estándar para tubería lisa)

Coeficiente de pérdida por codo $K \approx 0,35$ (flujos lentos)

Velocidad del flujo

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{Ec. 59})$$

$$A = 0,01824 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{0,00157}{0,01824}$$

$$V = 0,86 \text{ m/s}$$

(Este valor es bajo, ideal para minimizar pérdida de carga y ruido)

Pérdidas por codos

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{0,086^2}{2 * 9,81}$$

$$\frac{V^2}{2g} = 0,00038 \text{ m}$$

$$H_{codos} = 3 * 0,35 * 0,00038 = 0,000399$$

$$H_{codos} = 0,00040 \text{ m}$$

$$H_{codos} = 0,40 \text{ mm}$$

Puedes considerar este valor como casi despreciable.

Pérdidas por fricción (Darcy–Weisbach)

$$H_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \text{ (Ec. 60)}$$

$$H_f = 0,02 * \frac{5,8}{0,1524} * 0,00038$$

$$H_f = 0,00029 \text{ m}$$

$$H_f = 0,3 \text{ mm}$$

Un aporte también muy pequeño.

Altura total (TDH)

$$H_{tot} = H_{geo} + H_f + H_{codos} \text{ (Ec. 61)}$$

$$H_{tot} = 2,67 + 0,00029 + 0,00040$$

$$H_{tot} = 2,6707 \text{ m}$$

Para efectos de diseño, se redondea:

$$H_{tot} = 2,70 \text{ m}$$

Cálculo de potencia hidráulica y motor

Para asegurar que la bomba, motor y eficiencia sean adecuados:

Potencia hidráulica kW

$$\text{Potencia hidráulica (kW)} = \frac{\rho * g * Q * H}{\eta_{bomba} * 3600} \text{ (Ec. 62)}$$

$$\text{Potencia hidráulica (kW)} = \frac{1000 * 9,81 * 5,67 * 2,7}{0,65 * 3600}$$

$$\eta_{bomba} = 0,65 \text{ (65–70 %)}$$

$$\text{Potencia hidráulica (kW)} = 0,65 \text{ kW}$$

Selección de bomba

Parámetros de diseño:

$$\text{Caudal} = 5,7 \text{ m}^3/\text{h} = 1,57 \text{ L/s}$$

$$\text{Altura total} = 2,7 \text{ m}$$

Margen operativo = +10–20 % → seleccionamos bomba para: 3 m

La bomba seleccionada para la recirculación de lodos se vio más adecuada elegir: Tsurumi 50 PU 2.75 (0,75 kW) – vía VVA Industrial (Tarija).

Tabla 6. 18 Descripción detallada de la bomba.

PARÁMETRO	SISTEMA	TSURUMI 50PU2.75	CUMPLIMIENTO
Disponibilidad (Tarija)	Requiere bomba local	Distribuida por VVA Industrial en Tarija	<input checked="" type="checkbox"/> Sí
Caudal requerido (Q)	5,67 m ³ /h	Nominal 5,67 m ³ /h (50 L/min)	<input checked="" type="checkbox"/> Perfecto
Altura requerida (H)	≈ 2,7 m	Cumple tipos PU en rango 2–3 m hasta ~7 m	<input checked="" type="checkbox"/> Sí
Potencia eléctrica (P ₂)	≈ 0,65 kW hidráulico	Motor de 0,75 kW	<input checked="" type="checkbox"/> Suficiente (15% margen)
Sólidos MM	MLSS (~6 g/L, sólidos finos)	Paso de sólidos hasta 35 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Robusto
Construcción/sellos	Lodos, ambiente húmedo	IP68, doble sello mecánico, acero inoxidable	<input checked="" type="checkbox"/> Adecuado
Tipo de bomba	Submersible compacto.	Diseño sumergible PU, muy compacto	<input checked="" type="checkbox"/> Útil y compacto
Eficiencia y confiabilidad	–	Bobinas de cobre, rodamientos B10 de 60 000 h	<input checked="" type="checkbox"/> Alta

Fuente: Elaboración propia.

Con la Tsurumi 50 PU 2.75 (0,75 kW) se tiene una bomba localmente disponible, con potencia, caudal y construcción óptimos, perfectamente adaptada para recirculación de lodos (RAS) en la planta.

Cálculo de los fangos en exceso

Según las fórmulas del apartado teórico, la cantidad de fango producida por la eliminación de 1 g de DBO5 es:

$$Volátiles: \frac{0,57}{1 + 0,16 * E} + 0,14 + 0,20 * \frac{0,6 * SST}{DBO_5} \quad (\text{EC. 63})$$

$$Totales: \frac{0,57}{1 + 0,16 * E} + 0,14 + 0,50 * \frac{0,6 * SST}{DBO_5} \quad (\text{EC. 64})$$

Donde:

E: Tiempo, (25 días)

$$0,6 * SS / DBO5 = 0,55$$

Px (ssv) Volátiles = 0,36 cantidad de fango producida por la eliminación de 1 g de DBO5

Px (SST) Totales = 0,53 cantidad de fango producida por la eliminación de 1 g de DBO5

Por tanto, la cantidad de fango en exceso será:

$$C_v = 129,70 \text{ gr DBO5/m}^3 \cdot \text{día} \longrightarrow 0,13 \text{ kg DBO5/m}^3 \cdot \text{día}$$

Px (SSV) = 33 kg SSV/día (dato para la línea de fango)

Px (SST) = 48 kg SST/día (dato para la línea de fango)

Caudal purga de lodos

$$Q_w = \frac{V}{\theta * X_r} \quad (\text{EC. 65})$$

Donde:

Q_w: Caudal de purga, (m³/día)

X_r: Concentración de microorganismos en la recirculación, (6000 mg/L)

V: Volumen total del reactor biológico, (187,50 m³)

X: Concentración de biomasa en el reactor biológico, (3000 mg/L)

E=θ: Tiempo, (25 días)

$$Q_w = 3,75 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_w = 0,04 \text{ L/s}$$

Determinación de las necesidades de oxígeno

La demanda de oxígeno viene dada por el balance entre el consumo de oxígeno para la eliminación de la materia carbonada (incluyendo la respiración endógena) y para la nitrificación, y el ahorro de oxígeno que se obtiene en los procesos de desnitrificación hasta un 25% de ahorro de la energía de aireación, (MARM, 2010).

Población = 3538 hab.

Caudal medio = 3,15 L/s

N.^o Reactores = 2

Población por reactor = 1769 hab.

Caudal por reactor = 1,57 L/s → 136040,94 L/día

Aporte aguas residuales= 76,90 l/hab-día

DQO entrada reactor = 178,80 mg/L → 24,32 kg DQO /día

DDO entrada reactor = 466,8 mg/L → 63,50 kg DBO /día

Método 1: Metodología de la guía PTAR 2021 - Bolivia

Para determinar la demanda de oxígeno para la eliminación de la materia carbonada, la Norma ATV-A 131 E propone el empleo de la expresión siguiente, que hace uso de los coeficientes de Hartwig:

Los coeficientes de esta ecuación se aplican para relaciones DQO/DBO₅ en el agua residual a tratar ≤ 2,0.

$$\frac{DQO}{DBO_5} = 2,61 \text{ No cumple ;}$$

Método 2:

Calculamos primero las necesidades teóricas de oxígeno mediante la fórmula general

$$ON \left(\frac{kg}{d} \right) = \frac{A * kg DBO_5 \text{ elim}}{d + B * kg MLSSV} \quad (\text{Ec. 66})$$

Tabla 6. 19 Coeficientes A y B para el cálculo de las necesidades de oxígeno.

Autor		Coeficientes	
		A	B
Eckenfelder y O'Connor		0.48	0.08
Logan y Budd		0.52	0.09
Quink		0.53	0.15
Mastantuono	Carga Másica		
	0.1	0.66	0.065
	0.2	0.59	0.065
	0.3	0.56	0.08
	0.4	0.53	0.08
	0.5	0.50	0.08
W.R.C		0.75	0.048

Fuente: Sánchez Baque, J. V., y Román Ullauri, S. E. (2020).

$$C_m = 0,07 \text{ kg DBO}_5/\text{kg MLSS·día}$$

$$A = 0,66$$

$$B = 0,065$$

$$C_v = 129,7 \text{ g DBO}_5 \text{ elim/día}$$

$$\text{MLSSV} = 2400 \text{ mg/L}$$

Por tanto, tendremos:

Necesidades de oxígeno para la síntesis:

$$ON_s = 85,6 \text{ kg } O_2/\text{día}$$

Necesidades de oxígeno para la endogénesis:

$$ON_e = 156,00 \text{ kg } O_2/\text{día}$$

Luego las necesidades totales de oxígeno serán:

$$ON (\text{kg/d}) = 241,62 \text{ kg } O_2/\text{día}$$

Método 3:

Otra forma, más exacta, de hacer el cálculo sería aplicando las fórmulas que consideran la edad del fango

Necesidades de oxígeno para la síntesis

$$a' = 0,50 + 0,01 \cdot E \text{ (Ec. 67)}$$

$$\Theta = 25 \text{ días}$$

$$C_v = 129,70 \text{ g DBO}_5 \text{ elim/día}$$

Las necesidades de oxígeno para la eliminación de 1 kg de DBO5 son:

$$a' = 0,75 \quad 0,5 < a' < 0,62$$

$$ON_s = Cv \cdot a' \text{ (Ec. 68)}$$

Donde:

Cv: Carga volumétrica, (g DBO5 elim/día)

$$ON_s = 97,3 \text{ kg } O_2/\text{día}$$

Necesidades de oxígeno para la endogénesis

Las necesidades de oxígeno para la endogénesis y para 1 g de DBO5.

$$b' = \frac{0,13 * E}{(1 + 0,16 * E)} \text{ (Ec. 69)}$$

$$b' = 0,65$$

$$ON_e = Cv \cdot b' \text{ (Ec. 70)}$$

$$ON_e = 84,30 \text{ kg } O_2/\text{día}$$

Luego las necesidades totales de oxígeno serán

$$\text{O.N. (kg/d)} = 181,62 \text{ kg } O_2/\text{día}$$

Adoptaremos el criterio más desfavorable

$$NO_h = 241,6 \text{ (kg } O_2/2/\text{día)}$$

Oxígeno en aire= 21% Vol.

Densidad del aire @CN= 1,11 kg/m³

Aire téor. c/u reactor= 939,4 Nm³/día

Eficiencia de transferencia de O₂= 12 %

Aire Req. c/u reactor = 326,2 Nm³/h → 7828,1 Nm³/día → 5,4 Nm³/min

Sopladores

Capacidad requerida= 5,4 Nm³/min

6.1.3.2. Diseño de sedimentador secundario

Datos

$$Q \text{ máx.} = 41,50 \text{ } m^3 / \text{h} \longrightarrow 11,53 \text{ L/s}$$

$$Q \text{ med.} = 11,34 \text{ } m^3 / \text{h} \longrightarrow 3,15 \text{ L/s}$$

Parámetros para el diseño

Velocidad ascensional a Q med: Vasc (Q med) = 0,7 m/h $\longrightarrow 16,8 \text{ } m^3/m^2 \cdot \text{día}$

Velocidad ascensional a Q máx.: Vasc (Q máx) = 2 m/h $\longrightarrow 48 \text{ } m^3/m^2 \cdot \text{día}$

Tiempo de retención a Q med: tR (Q med) = 4 h

Tiempo de retención a Q máx.: tR (Q máx) = 3 h

Carga máxima sobre vertedero a Q med.: Vver (Q med.) = 5,7 m³/h/m

Carga máxima sobre vertedero a Q máx.: Vver (Q máx.) = 10,5 m³/h/m

Inclinación fonda del decantador = 8 %

Tiempo de retención en pocetas: Tr máx = 5 h

Número de unidades circulares: 2

Q máx = 5,76 L/s $\longrightarrow 20,75 \text{ } m^3/\text{h} \longrightarrow$ Caudal para una unidad

Q med = 1,57 L/s $\longrightarrow 5,67 \text{ } m^3/\text{h} \longrightarrow$ Caudal para una unidad

Cálculo de la superficie

La carga hidráulica (conocida también como velocidad ascensional). Se aconsejan valores de carga hidráulica a caudal máximo de $\leq 1\text{m/h}$ (Ortega, 2018).

A caudal máximo

Q máx. = 20,75 m³/h \longrightarrow Caudal para una unidad

Vasc (Q máx.) = 2,00 m/h

$$A_{(Q \text{ máx})} = \frac{Q_{\text{máx.}}}{V_{asc(Q \text{ máx.})}} \quad (\text{Ec. 71})$$

Donde:

Vasc (Q máx): Velocidad ascensional a Q máx. (m/h)

Q máx.: Caudal para una unidad, (m³/h)

$A_{(Q\text{máx})}$: Superficie, (m^2)

$$A_{(Q\text{máx})} = 10 \text{ } m^2$$

A caudal medio

$Q \text{ med.} = 5,67 \text{ } m^3/\text{h}$ Caudal para una unidad

$V_{asc} (Q \text{ med.}) = 0,70 \text{ } m^3$

$$A_{(Q\text{med.})} = \frac{Q_{\text{med.}}}{V_{asc(Q\text{med.})}} \quad (\text{Ec. 72})$$

Donde:

$V_{asc} (Q \text{ med.})$: Velocidad ascensional a $Q \text{ med.}$ (m/h)

$Q \text{ med.}$: Caudal para una unidad, (m^3/h)

$A_{(Q\text{med.})}$: Superficie, (m^2)

$$A_{(Q\text{med.})} = 8 \text{ } m^2$$

Se elige el mayor de las dos áreas:

Es decir, la superficie debe ser $\geq 8 \text{ } m^2$

Cálculo del diámetro mínimo

$$A_c = \pi/4 \cdot D^2 \quad (\text{Ec. 73})$$

$$D = 3,19 \text{ m}$$

Se ha adoptado: $D = 4,0 \text{ m}$ diámetro

Superficie real total

$$\text{Sup. real} = 12,57 \text{ } m^2 > 8,00 \text{ } m^2 \text{ Cumple i}$$

Comprobación de la carga de sólidos

A caudal máximo

$$X = \text{MLSS} = 2,50 \text{ kg/m}^3$$

$$Q \text{ máx} = 20,75 \text{ } m^3/\text{h}$$

$$\text{Sup. real} = 12,57 \text{ } m^2$$

$$C_{sol} (Q \text{ máx.}) = 4,95 \text{ kg} \cdot m^2/\text{h} \quad \leq \quad 6 \text{ Cumple i}$$

A caudal medio

$$X = 3,00 \text{ kg/m}^3$$

$$Q \text{ med.} = 5,67 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Sup. real} = 12,57 \text{ m}^2$$

$$C_{\text{sol}}(Q \text{ máx.}) = 1,35 \text{ kg} \cdot \text{m}^2/\text{h} \quad <= \quad 2,4 \text{ Cumple}$$

Luego el diámetro adoptado es válido

$$D = 4,0 \text{ m}$$

Volumen

A caudal máximo

Se aconsejan valores de TRH a caudal máximo de $\geq 2 \text{ h}$ (Ortega, 2018).

$$Q \text{ máx.} = 20,75 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$tR(\text{máx.}) = 3,00 \text{ h}$$

$$\text{Vol. } (Q \text{ máx.}) = 62,26 \text{ m}^3$$

A caudal medio

$$Q \text{ med.} = 5,67 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$tR(\text{med}) = 4,00 \text{ h}$$

$$\text{Vol. } (Q \text{ med.}) = 22,67 \text{ m}^3$$

Se elige el mayor de los dos volúmenes:

Es decir, el volumen total de decantación debe ser $\geq 62 \text{ m}^3$

Calculamos la altura recta sobre el vertedero

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$\text{Sup. Real} = 12,57 \text{ m}^2$$

$$h \geq \frac{\text{volumen}}{\text{sup. real}} \quad (\text{Ec. 74})$$

$$h = 4,9 \text{ m} \quad (\text{de 3 a 5 m})$$

Adoptamos: $h = 5,00 \text{ m}$

Por tanto, el volumen real será:

$$V_{\text{real}} = \text{Sup. real} * h \quad (\text{Ec. 75})$$

$$V_{\text{real}} = 62,83 \text{ } m^3 \text{ cada unidad}$$

Cálculo de la carga sobre vertedero

Se aconsejan valores de carga sobre el vertedero a caudal máximo de 8-12 $m^3/\text{m/h}$ (Ortega, 2018).

A caudal máximo

$$Q_{\text{máx.}} = 20,75 \text{ } m^3/\text{h por unidad}$$

$$R = 2,00 \text{ m}$$

$$C_{\text{vert.}(Q_{\text{máx.}})} = \frac{Q_{\text{máx.}}}{2 * \pi * R} \quad (\text{Ec. 76})$$

$$C_{\text{vert.}}(Q_{\text{máx.}}) = 1,65 \text{ } m^3/(\text{h*m}) \quad <= \quad 10,5 \quad \text{Cumple ;}$$

A caudal medio

$$Q_{\text{med.}} = 5,67 \text{ } m^3/\text{h}$$

$$R = 2,00 \text{ m}$$

$$C_{\text{vert.}(Q_{\text{med.}})} = \frac{Q_{\text{med.}}}{2 * \pi * R} \quad (\text{Ec. 77})$$

$$C_{\text{vert.}}(Q_{\text{med.}}) = 0,45 \text{ } m^3/(\text{h*m}) \quad <= \quad 5,7 \quad \text{Cumple ;}$$

Estimación del consumo de energía eléctrica

$$\text{DBO entrada al UASB} = 447 \text{ mg/L} \longrightarrow 152,01 \text{ kg DBO /día}$$

$$\text{DBO entrada al reactor biológico} = 178,80 \text{ mg/L} \longrightarrow 60,80 \text{ kg DBO /día}$$

$$\text{DBO salida del sedimentador } 2^\circ = 17,9 \text{ mg/L} \longrightarrow 6,08 \text{ kg DBO /día}$$

$$\text{DBO5 eliminado} = 161 \text{ mg/L} \longrightarrow 54,72 \text{ g DBO /día} \longrightarrow 1641,72 \text{ kg DBO /mes}$$

$$\text{Consumo de energía eléctrica} = 2 \text{ KWh/kg DBO5}$$

$$\text{Total} = 3283,43 \text{ KWh/mes}$$

$$0,52 \text{ Bs/KWh}$$

Total = 1707,39 Bs/mes

2 líneas

853,69 Bs/mes

6.1.4. Desinfección UV

Número inicial de organismos (No): 40 NPM/ m^3

Tasa para E. coli: 0,1 cm^2/mJ

Intensidad I: 40 mW/ cm^2

Cálculo de dosis

$$D = -\frac{\ln\left(\frac{N}{N_0}\right)}{k} \quad (Ec. 78)$$

$$\frac{N}{N_0} = \frac{0,04}{40}$$

$$\frac{N}{N_0} = 1,00 \times 10^{-3}$$

$$\ln(1,00 \times 10^{-3}) = -6,907$$

$$D = -\frac{-6,907}{0,1}$$

$$D = 69,07 \text{ } mJ/cm^2$$

Cálculo de tiempo de exposición

$$t = \frac{D}{I} \quad (Ec. 79)$$

$$t = \frac{69,07}{40}$$

$$t = 1,73 \text{ s}$$

6.1.5. Diseño de lecho de secado de lodos

Producción unitaria de lodos= 20 g.m.s./hab/día

Población = 3538 hab.

Producción de lodos = 70753,1 g.m.s./día

Producción de lodos = 70,7531 kg.m.s./día

En el tratamiento propuesto el lodo sale estabilizado, por lo mismo solo requiere deshidratación.

Cálculos

Determinación del volumen, concentración y contenido en materia seca de lodos a secar.

Tabla 6. 20 Producción de lodos en las distintas líneas de tratamiento de aguas residuales urbanas.

Aireaciones Extendidas	Altiplano	g m.s./hab/d	19,5	24,9	28,0	32,7	34,3	38,9
		%	1	1	1	1	3	3
		L/hab.d	1,95	2,49	2,80	3,27	1,14	1,30
Valles y Llanos	Valles y Llanos	g m.s./hab/d	27,3	32,7	34,3	36,6	38,2	42,8
		%	1	1	1	1	3	3
		L/hab.d	2,73	3,27	3,43	3,66	1,27	1,43

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021).

Población de diseño = 3538 hab.

Producción de lodos = 20 g.m.s./hab/día

Concentración del lodo = 3 % promedio del conjunto 1,5 L/hab/día

$$\text{Vol. seca} = \text{Población de diseño} * \text{Producción de lodos} \text{ (Ec. 80)}$$

$$\text{Vol. seca} = 70753,1 \text{ g.m.s.hab/día}$$

$$\text{Vol. seca} = 70,75 \text{ kg.m.s./día}$$

$$Q \text{ lodo} = 5306,48 \text{ L/día}$$

$$Q \text{ lodo} = 0,061 \text{ L/s}$$

Frecuencia = 90 días

$$V \text{ lodo} = 477583,15 \text{ L} \longrightarrow 477,58 \text{ m}^3$$

$$\text{Caudal de bombeo} = 10 \text{ L/s} \longrightarrow 864000 \text{ L/día}$$

$$tc = \frac{V}{Q} \text{ (EC. 81)}$$

$$tc = 0,6 \text{ días}$$

12 horas de bombeo por día:

$$tc = 1,1 \text{ días}$$

$$\text{Caudal de alimentación} = 36 \text{ m}^3/\text{h}$$

Carga de sólidos de alimentación (kg SS/h)

Carga de sólidos = 4,81 Kg SST /h

Vol. seca = 70,75 kg.m.s./día

Vol. seca = 2,95 kg.m.s./h

Determinación de la frecuencia de descarga de lodos sobre los lechos de secado en función de tipología procedencia de los lodos.

Tabla 6. 21 Frecuencia de la descarga de lodos en función de su tipología/ procedencia.

Tipología/procedencia de los lodos	Frecuencia de descarga de los lodos
Aireación Extendida sin espesamiento	En continuo (a diario)
Aireación Extendida con espesamiento	En continuo (a diario)
Tanques Imhoff/RAFA /Digestores	Una descarga cada 1-3 meses
FAFA	Una descarga cada 4-6 meses
Lagunas Anaerobias	Una descarga cada 5-7 años

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales
(MMAyA, 2021).

De los reactores RAFA cada: 3 meses

De la aireación extendida, cada: 1 día

Determinación de la duración del ciclo de secado de los lodos

$$T_{cs} = t_c + t_s + t_r \quad (\text{Ec. 82})$$

Donde:

Tcs: Duración del ciclo de secado (d)

tc: Tiempo de descarga de lodos a los lechos de secado (d)

ts: Tiempo de secado de los lodos (d)

tr: Tiempo empleado para la retirada de los lodos secos (d)

Q lodo = 5306,48 L/día

Frecuencia= 15 días

$$V \text{ lodo} = 79597,19 \text{ L} \longrightarrow 79,597 \text{ m}^3$$

$$\text{Caudal de bombeo} = 5 \text{ L/s} \longrightarrow 432000 \text{ L/día}$$

$$tc = 0,2 \text{ días}$$

12 horas de bombeo por día

$$tc = 0,4 \text{ días}$$

Tabla 6. 22 *Tiempos de secado en función del tipo de clima, en lechos de secado cubiertos.*

Tipo de clima	Tiempo de secado ¹ (d)
Cálido seco	4 - 15
Templado húmedo	15 - 30

¹Los lodos procedentes de Lagunas de Estabilización, debido a su mayor grado de estabilización, presentarán tiempos de secado algo menores.

Fuente: Guía de selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales (MMAyA, 2021).

ts = 10 días Con cubierta de protección ante lluvias.

El tiempo empleado para la retirada de los lodos secos es variable según los equipos que se dispongan.

tr = 1 días (Retiro manual)

Tcs = 11,4 días

Se ha adoptado: Tcs = 12,0 días

Determinación de la superficie requerida de lecho por día o por descarga (según el caso).

$$S = \frac{V_L}{e} \text{ (Ec. 83)}$$

Donde:

S: Superficie requerida (m^2). Diaria (Sd), en los casos en los que la descarga se realice con una frecuencia diaria o mayor, o para cada descarga en caso contrario.

VL: Volumen del lodo descargado en el lecho (m^3) = 79,6 m^3

e: Espesor de la capa de lodo a secar (m) = 0,40 m

$$S = 198,99 \text{ } m^2$$

Extracción por partes: 4

$$S = 49,75 \text{ } m^2$$

$$S = 0,005 \text{ ha}$$

Número de lechos requeridos

Dimensiones unitarias

L= 8,7 m

a = 4 m

S_u = 34,8 m²

N.^o lecho= 1,4 unidades

Adoptamos: N.^o lecho= 2 unidades

Resumen de resultados

Tabla 6. 23 Resultados del dimensionamiento del lecho de lodos.

Número de unidades	2	Unidades
Área de cada unidad	34,80	m ²
Ancho de cada unidad	4,00	m
Largo de cada unidad	8,70	m
Altura de lodo	0,40	m
Intervalo entre limpiezas	90,0	días

Fuente: Elaboración propia.

6.2. Balance de masas

Población = 3538 hab.

Aporte de aguas residuales= 96,13 L/hab*día

Tabla 6. 24 Balance de masas.

	EFICIENCIA	DBO mg/L	EFICIENCIA	DQO mg/L	EFICIENCIA	SST mg/L
UASB	60,0%	447,00	60%	1167	60%	412,0
Reactor + sedimentador secundario	90,0%	178,80	92%	466,8	85%	164,8
Salida del sedimentador secundario	-	17,88	-	39,7	-	24,7

	EFICIENCIA	DBO mg/L	EFICIENCIA	DQO mg/L	EFICIENCIA	SST mg/L
A ² O (Anaerobio + Anóxico + Oxidativo)	-	17,88	-	39,7	-	24,7
Desinfección UV	-	17,88	-	39,7	-	24,7
	EFICIENCIA	COLI- TOT.	EFICIENCIA	NT	EFICIENCIA	PT
UASB	80%	1,0 E+08	80%	20	-	3,9
Reactor + sedimentador secundario	95%	2,0 E+07	95%	-	-	-
Salida del sedimentador secundario	-	1,0 E+06	-	-	-	-
A ² O (Anaerobio + Anóxico + Oxidativo)	-	1,0 E+06	85%	3	93%	0,27
Desinfección UV	99,90%	1,0 E+03	-	3	-	0,27

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y

RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

- La evaluación de la PTAR existente en la Comunidad de Calamuchita muestra las deficiencias en su funcionamiento, lo que afecta gravemente la calidad del efluente vertido al cuerpo receptor. Por lo tanto, se identifica la necesidad de un nuevo diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales.
- La aplicación de la metodología de análisis multicriterio permite identificar y evaluar la opción más adecuada para satisfacer las necesidades específicas para el tratamiento de aguas residuales considerando la factibilidad técnica, operativa y sostenible a largo plazo.
- La planta de tratamiento propuesta necesita una operación y mantenimiento constante, dado que cuenta con un equipo de soplador de aire. Será importante contar con personal debidamente capacitado para garantizar su correcto funcionamiento.
- El diseño hidráulico-sanitario propuesto, incluye los siguientes procesos pretratamiento, tratamiento anaerobio (reactor UASB), tratamiento secundario (lodos activados con aireación extendida), sedimentador secundario, y desinfección UV. Este diseño garantiza una mejora significativamente de la eficiencia de remoción de contaminantes y cumple con lo exigido con la Ley 1333 y con el RMCH.
- La alternativa de UASB y lodos activados con aireación extendida, generan lodo residual ya estabilizado que no requieren tratamiento especial, salvo deshidratación en un lecho de secado, lo cual significa un ahorro económico.
- La evaluación comparativa entre la PTAR existente y la propuesta demuestra que el nuevo diseño mejorará sustancialmente la calidad del efluente final y cumple para vertido de Clase C.

7.2. Recomendaciones

- Para garantizar la sostenibilidad operativa de la PTAR, se recomienda implementar un plan integral de mantenimiento preventivo y correctivo para todos los componentes de la planta, respaldado por manuales de operación y mantenimiento actualizados, como la "Guía para la aplicación de herramientas e instrumentos de seguimiento, monitoreo y control de la operación y mantenimiento de las PTAR en Bolivia"

Este plan debe incluir procedimientos detallados para cada unidad de tratamiento, asegurando su correcto funcionamiento y prolongando la vida útil de la infraestructura.

- Es esencial desarrollar programas de capacitación continua para el personal operativo, complementados con campañas de sensibilización a la población sobre la importancia del tratamiento de aguas residuales y el uso adecuado de los sistemas de saneamiento. Estos programas deben basarse en las directrices establecidas por el Servicio Nacional para la Sostenibilidad de Servicios en Saneamiento Básico (SENASBA) y la Autoridad de Fiscalización y Control Social de Agua Potable y Saneamiento Básico (AAPS), quienes proporcionan recursos y formación en este ámbito.
- Se debe asegurar la disponibilidad constante de insumos, repuestos y materiales necesarios para el correcto funcionamiento de la planta, evitando interrupciones en los procesos y optimizando los recursos financieros. Para ello, es recomendable establecer acuerdos con proveedores locales y mantener un inventario actualizado de los materiales esenciales.
- Además, se recomienda realizar un monitoreo sistemático de la calidad del efluente tratado y del cuerpo receptor, garantizando el cumplimiento de la normativa vigente y adoptando acciones correctivas ante cualquier desviación. La AAPS ofrece herramientas y guías para la implementación de sistemas de monitoreo efectivos en las PTAR.
- Finalmente, es importante evaluar y establecer tarifas de servicio que permitan cubrir los costos de operación, mantenimiento y renovación de la infraestructura, asegurando la sostenibilidad económica de la PTAR a largo plazo. Estas tarifas deben ser revisadas periódicamente y ajustadas conforme a las necesidades y capacidades económicas de la población servida.