



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE TUXTLA GUTIÉRREZ

ELABORACIÓN DE UNA GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE TRENES PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS MEDIANTE SISTEMAS ANEROBIOS PRESENTES EN EL ESTADO DE CHIAPAS

REPORTE FINAL DE RESIDENCIA PROFESIONAL QUE PRESENTA:

Susana Petrona Pérez de la Torre

Como requisito para acreditar la Residencia Profesional de la Licenciatura en:

INGENIERIA QUÍMICA

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas

enero de 2024





Agradecimientos

El resultado del presente estudio ha sido producto de la aportación de muchas personas a quienes hoy quiero agradecer profundamente por su apoyo y acompañamiento.

En primera instancia agradezco enormemente a dios por darme la fortaleza y guiarme para llegar hasta este punto.

Agradezco al IQ. Romeo de Jesús Santiago Cabrera por brindarme el apoyo, la confianza, su tiempo y paciencia para mantener mi estancia de residencia profesional en su equipo de trabajo en el laboratorio de calidad del agua del Instituto Estatal del Agua.

Al Mtro. Francisco Martínez (Ing. Panchito) y al M.C. Rony Obed Suchiapa Diaz, por sus reflexiones, discusiones y el tiempo que destinaron para dirigirme y asesorarme en este camino.

A mi padre Mariano Pérez Montejo y a mi madre María Aurelia de la Torre López por mantener la confianza en mí, por su apoyo en mis decisiones, por enseñarme todos los valores y principios que hoy tengo, por motivarme para ser mejor persona cada día.

A mis abuelos por haberme guiado con sus palabras, con sus acciones, y por compartirme sus más grandes consejos con toda la bondad de su corazón. Los llevo desde lo más profundo de mi corazón porque su espíritu me ha acompañado pese a sus ausencias físicas.

A Vientos Culturales A.C. por abrirme sus puertas y acogerme cuando estaba a punto de desertar, especialmente a Elke Franke, por la amistad y amor de madre que encontré en ella, por su corazón tan noble y grande, porque siempre estuvo a la disposición de apoyarme. Por todo eso y mucho más le agradezco, siempre voy a admirarla.

A Yo'onik comunidad de aprendizaje Zinacantán, y a todos los niños y niñas que conforman este centro, por permitirme ser parte del grupo de becarios desde la secundaria, porque mi crecimiento personal comenzó con ellos y siempre serán una inspiración para seguir aprendiendo. Agradezco a Xunka' y a Yoli por su confianza.

A mis amigas que han iniciado este viaje junto conmigo en el cual hemos pasado momentos agradables y también los no agradables, pero lo hemos superado.



Por último, mi agradecimiento especial a mi querido Bolom Chon (Miguel Ángel de la Cruz Martínez) que en todo momento estuvo cerca aun con la distancia geográfica siempre estuvo a mi lado y me dio la fortaleza para culminar este proyecto.

En general me gustaría agradecer a todas las personas que desde el momento que inicie este camino profesional me han ayudado y apoyado de una manera u otra para continuar y seguir adelante. También quiero agradecer a aquellas personas que me desearon mal porque si no hubiese sido por ellos no habría tenido toda la voluntad para seguir adelante.



Resumen

Uno de los problemas de contaminación del agua dulce son las descargas de aguas residuales domésticas sin el tratamiento adecuado al medio ambiente. El tratamiento de aguas residuales domésticas merece atención especial porque las mismas pueden ser reutilizadas en diferentes actividades productivas, y pueden reintegrarse como un caudal adicional tanto superficial como recarga de acuíferos. Por lo que el objetivo de la guía es mejorar las intervenciones en tratamiento de aguas residuales domésticas a nivel estatal, permitiendo la construcción de proyectos sostenibles para el tratamiento de aguas residuales, adecuados a las condiciones climatológicas y fisiográficas locales en un escenario de resiliencia al cambio climático.

La misma guía facilitó la toma de decisiones para el caso de estudio en el diseño de tratamiento para la adecuación de la PTAR construida en el municipio de Zinacantán perteneciente al estado de Chiapas, el cual es una planta nueva, sin embargo, las autoridades municipales no tienen información sobre el diseño, las condiciones de operación, es una “planta nueva”, abandonada porque el municipio no recibe recursos para su operación (reactivos, insumos, energía eléctrica), mantenimiento y reparación. Sin embargo, en el diagnóstico fue posible detectar que no cuenta con la estructura adecuada, ya que a partir del canal de llegada es bombeada el agua a un filtro percolador, por lo que se propone dos líneas de tratamiento tomando en cuenta los principales niveles de tratamiento (Pretratamiento, tratamiento primario y secundario, desinfección), los cuales son: Reactor de flujo ascendente + Filtro biológico percolador (Línea de tratamiento 1) y Reactor de flujo ascendente + Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial (Línea de tratamiento 2). De acuerdo a esto se realizó un análisis para evaluar la propuesta más adecuada, con ello se propone la línea de tratamiento 2 como la más adecuada debido a que cumple con los requisitos de la zona de estudio.



Índice de contenido

Agradecimientos.....	2
Resumen	4
1. Introducción	10
2. Descripción de la empresa.....	11
2.1. Descripción.....	11
2.2. Misión.....	12
2.3. Visión.....	12
3. Problemas a resolver	12
4. Objetivos	13
Objetivo General:	13
Objetivos Específicos:.....	13
5. Justificación.....	13
6. Marco teórico	14
6.1 Aguas residuales.....	14
6.1.1. Composición de los caudales de aguas residuales.	14
6.1.2 Aguas residuales domésticas:.....	15
6.1.2.1 Principales parámetros de calidad del agua	15
6.1.2.2 Análisis del agua residual	17
6.2. Muestreo.....	17
6.3. Marco legal y normativo	19
6.4 Tratamiento de aguas residuales.....	22
6.4.1. Tren de tratamiento de aguas residuales	22
6.4.2. Niveles de tratamiento dentro de un sistema de tratamiento de aguas residuales.	23
6.4.2.1. Tratamiento preliminar	23
6.4.2.2. Tratamiento primario.....	24
6.4.2.2.1 Sedimentación	24
6.4.2.2.1.1 Tanques de sedimentación	27
6.4.2.2.2 Tanque Séptico.....	29
6.4.2.2.3. Tanque Imhoff.....	32
6.4.2.3. Tratamiento secundario	35



- 6.4.2.3.1. Tratamiento anaerobio para las aguas residuales.....35
- 6.4.2.3.2. Microbiología de la digestión anaerobia37
- 6.4.2.3.3 Factores que influyen en la digestión anaerobia (DA)40
- 6.4.2.3.4 Filtros anaerobios de flujo ascendente.....44
 - 6.2.2.3.4.1 Factores que influyen en el proceso48
- 6.4.2.3.5. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA).....50
 - 6.4.2.4.5.1 Factores que influyen en el proceso.....53
- 6.4.2.4. Tratamiento terciario o avanzado55
 - 6.4.2.4.1 Cloración56
- 6.5 Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales..... 59
 - 6.5.1. Fundamentos59
 - 6.5.2 Factores que intervienen en la evaluación y elección de operaciones y procesos59
 - 6.5.3. Caudales de diseño.....64
- 7. Procedimiento y descripción de las actividades realizadas66
 - 7.1. Descripción de la guía técnica elaborada 66
 - 7.2 Caso de estudio..... 67
 - 7.2.1. Descripción del área de estudio.67
 - 7.2.2 Diagnóstico de la planta de tratamiento de aguas residuales existente.....71
 - 7.2.3 Caracterización del agua residual74
 - 7.2.4 Selección de los parámetros a analizar75
 - 7.2.5 Concentraciones de los parámetros analizados.....75
 - 7.2.6 Diseño y operación de los procesos76
 - 7.2.6.1 Proyección de la población futura76
 - 7.2.6.2 Gasto y Calidad de las Aguas Residuales.....77
 - 7.2.6.3 Canal de acceso o, de entrada.....79
 - 7.2.6.4 Rejillas.....81
 - 7.2.6.5 Desarenador horizontal.83
 - 7.2.6.6 Vertedor sutro86
 - 7.2.7.7 Tanque de homogeneización88
 - Dimensionamiento de la línea de tratamiento 189
 - 7.2.6.8 Reactor anaerobio de flujo ascendente.....89



7.2.6.9 Filtro biológico percolador.....	97
7.2.6.10 Sedimentador secundario	101
7.2.6.12 Tanque de cloración.....	102
7.2.6.13 Lecho de secado	105
Dimensionamiento de la línea de tratamiento 2	107
7.2.7.1 Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial	108
7.2.7.2 Lecho de secado	110
8.2. Procesos aplicados en el tratamiento de aguas residuales.....	114
8.3 Situación de las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales.	116
8.4. Matriz de atributos para las dos alternativas de los niveles de tratamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales.....	117
8.5 Propuesta del tren de tratamiento seleccionado	119
8.6 Discusión de resultados.....	121
10. Conclusiones de Proyecto	123
11. Competencias desarrolladas y/o aplicadas	124
12. Fuentes de Información.....	124
13. Anexo	128

Índice de tablas

Tabla 1. Principales parámetros de calidad del agua (López-Ruiz, s.f).....	17
Tabla 2. Composición típica del agua residual doméstica	17
Tabla 3. Normas técnicas para el análisis de parámetros.....	22
Tabla 4. Tipos de sedimentación que intervienen en el tratamiento del agua residual	26
Tabla 5. Ventajas y desventajas del tanque séptico (Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización, 2005).	31
Tabla 6. Ventajas y desventajas del tanque Imhoff (Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización, 2005).	34
Tabla 7. Ventajas y desventajas de los tratamientos anaerobios (Márquez-Vázquez y Martínez-González, 2011).....	36
Tabla 8. Ventajas y desventajas de Filtros anaerobios de flujo ascendente	46
Tabla 9. Requerimientos del medio filtrante de los filtros anaerobios. (CONAGUA-Libro-29, 2019). 47	47



Tabla 10.	Influencia de las características de las aguas a tratar en la cloración (CENTA, s. f). 57	
Tabla 11.	Ventajas y desventajas de la Cloración (CENTA, s.f).....	59
Tabla 12.	Métodos recomendados para el cálculo de la población futura. (CENTA, s. f).....	61
Tabla 13.	Método recomendado según el tamaño de la población (Fundación pública Andaluza, CENTA, s. f).	61
Tabla 14.	Proyección de habitantes en Zinacantán	70
Tabla 15.	Parámetros analizados	75
Tabla 16.	Valores de los parámetros encontrados	76
Tabla 17.	Proyección de población en Zinacantán.....	76
Tabla 18.	Dotación de consumo de agua (CONAGUA, 2019).....	77
Tabla 19.	Plantas de tratamiento construidas y su estado de operación, 2022, (CONAGUA, 2022). 114	
Tabla 20.	Plantas de tratamiento de aguas residuales construidas, por proceso, 2022 (CONAGUA, 2022).	116
Tabla 21.	Matriz de atributos para las dos alternativas de los niveles de tratamiento	119
Tabla 22.	Requerimientos para las dos alternativas (De-Lemos-Chernicharo, 2022 y CENTA, s. f). 120	

Índice de figuras

Figura 1.	Clasificación esquemática de los procesos para el tratamiento de las aguas residuales (Noyola, 2013).	23
Figura 2.	Esquema de las zonas de sedimentación (Metcalf y Eddy, 1996).....	27
Figura 3.	Sedimentador primario a) circular b) rectangular (CONAGUA-libro 26, 2019).....	29
Figura 4.	Sección transversal de un Tanque Séptico (De-Lemos-Chernicharo, 2022).....	30
Figura 5.	Alternativas de tratamiento complementario y de disposición final de efluentes líquidos y lodos provenientes de tanques séptico (De-Lemos-Chernicharo, 2022).....	32
Figura 6.	Sección transversal de un Tanque Imhoff. (CENTA, s. f).....	33
Figura 7.	Esquema de la ruta de degradación anaerobia, (Ortiz-Muñoz, 2011).	41
Figura 8.	Vista esquemática de filtros anaerobios	45
Figura 9.	Diferentes tipos de empaques para filtros (CONAGUA-Libro-29, 2019).....	47
Figura 10.	Línea de tratamiento básico de los FAFA.	48
Figura 11.	Esquema de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) (CONAGUA- libro-49, 2019).....	51



Figura 12.	Distintas formas del cloro en los tratamientos de Cloración (CENTA, s.f).	56
Figura 13.	Laberinto de cloración (CENTA, s.f)	58
Figura 14.	Mapa de ubicación del municipio de Zinacantán Chiapas.	68
Figura 15.	Micro localización de la localidad	69
Figura 16.	Disponibilidad de servicios y equipamiento, Zinacantán Chiapas.	71
Figura 17.	Línea de tratamiento 1 Configuración típica de una PTAR con RAFA y filtro biológico percolador.	73
Figura 18.	Línea de tratamiento 2; configuración típica de una PTAR con RAFA y humedal construido. 74	
Figura 19.	Tubería de llegada	79
Figura 20.	Valores de K en desarenadores de acuerdo al diámetro de partícula (Pérez-Rodríguez, 2015).	84
Figura 21.	Grafica de tratamientos anaerobios presentes en el estado de Chiapas basado en el inventario. 115	



1. Introducción

El agua tiene una gran capacidad de purificación. Pero esta misma facilidad de regeneración del agua, y su aparente abundancia, hace que sea el vertedero habitual en el que arrojamos los desechos producidos por nuestras actividades. Pesticidas, desechos químicos, metales pesados, etc. (Cedeño-Muñoz, 2020).

La calidad del agua depende de las actividades humanas, el problema de la contaminación de este vital líquido se agudiza cada día a nivel mundial. Según la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO: 2003), “cada día los ecosistemas acuáticos están siendo dañados de forma irreparable debido al crecimiento de la población, al desarrollo de infraestructuras, a la conversión del uso de la tierra, la sobreexplotación agrícola, la introducción de especies exóticas y la contaminación.” Por lo que, a medida que crece la población mundial, la presión que se ejerce sobre los recursos hídricos aumenta cada vez más y además si se considera la disposición final de las aguas residuales, es evidente que en la mayoría de los casos son vertidas a los cuerpos de agua sin previo tratamiento o son tratadas de manera inadecuada, repercutiendo en contaminación de los cuerpos de agua natural, dañando la flora y la fauna, y la salud de las poblaciones (Cedeño-Muñoz, 2020).

Según la UNESCO (2006) “solo el 10 % de las aguas residuales domésticas son recolectadas en los países en vías de desarrollo y sólo el 10 % de las plantas de tratamiento de aguas residuales existentes operan de manera fiable y eficiente.”

En base a los Objetivos de Desarrollo Sostenible, específicamente el objetivo 6: “Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos.” Se plantea como meta para el 2030 “lograr el acceso universal y equitativo al agua potable, a un precio asequible para todos”.

Sin embargo, esta meta representa un gran reto por la gran inversión requerida y por los costos operativos implicados. De hecho, un gran número de PTARS instaladas en México basadas en sistemas aerobios han dejado de ser utilizadas por los altos costos que implica la operación de estos sistemas. En ese contexto, los sistemas anaerobios de tratamiento de aguas residuales han jugado un papel muy importante en los diferentes estados de la república mexicana, así como en



Chiapas, no sólo por contribuir significativamente a incrementar el volumen total tratado; sino también, a disminuir los costos operativos de las PTAR instaladas (Pérez-Rodríguez, 2015)

Por tal motivo, en la toma de decisiones para proyectos de esta importancia se deben de tener diversas opciones para el análisis de cada uno de ellos dependiendo de las circunstancias, que vienen siendo desde costos de construcción y operación hasta los impactos ambientales durante cada uno de las etapas (Pérez-Rodríguez, 2015).

Las unidades anaerobias que se emplean para tratar las aguas residuales son muchas, en el que va variando su costo. Por esa razón esta guía trata de brindar una ayuda con respecto al dimensionamiento de algunas unidades de tratamiento de aguas residuales específicamente en municipios y zonas rurales del estado de Chiapas, donde el uso de tecnología muy avanzada, no es factible por diferentes motivos. En la presente guía se desarrolla metodologías para poder dimensionar adecuadamente unidades de tratamiento, con sus diferentes parámetros, que para este caso son: Tanque Séptico, Tanque Imhoff, Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA), Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA), y lagunas de estabilización.

A criterio de la persona responsable del proyecto se deja escoger el tipo de unidad que se va a utilizar en los distintos sitios, por lo que se describe las ventajas y desventajas de cada unidad para poder mostrar cual es lo más beneficioso para la localidad (Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización, 2005).

2. Descripción de la empresa

2.1. Descripción

El Instituto Estatal del Agua, como organismo descentralizado de la Administración Pública Estatal, con personalidad jurídica y patrimonio propio, autonomía administrativa, presupuestal, técnica, de gestión, de operación; fomenta y fortalece a los entes operadores y comités comunitarios para que se responsabilicen del buen funcionamiento de la infraestructura hidráulica e hidrológica que se construya en nuestro Estado, así también, valida proyectos ejecutivos de agua potable, alcantarillado sanitario y saneamiento, certifica los laboratorios de calidad del agua y promueve su educación y cultura.



2.2. Misión

Establecer mecanismos, métodos y sistemas de planeación, programación, financiamiento y operación, que propicien y logren la mayor racionalidad en el aprovechamiento sustentable del agua en el Estado, para consumo humano, industrial y agropecuario, para beneficio del desarrollo social y económico del Estado.

2.3. Visión

Ser un organismo rector especializado en la planeación, financiamiento, operación y normatividad del Sector Hidráulico Estatal, fortalecedor de los organismos operadores y propulsor de tecnologías.

3. Problemas a resolver

De acuerdo con el inventario estatal de plantas municipales de potabilización y de tratamiento de aguas residuales de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), a principios de 2022, el registro de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales (PTARM) en Chiapas fue de 327 instalaciones, de los cuales solo 107 (32.72 %) plantas están en operación, sin embargo 49 (14.98 %) estaban en proceso de baja y el resto que representa un 52.29 % está fuera de operación por ser obsoletas o porque los gobiernos municipales no tienen los recursos para ponerlas en operación. Cabe destacar que Chiapas es uno de los estados con más del 50% de sus plantas de tratamiento fuera de operación en el país (De-Anda-Sánchez, s. f.).

En Chiapas, hay grandes problemas de saneamiento y pocos recursos, se requieren plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas apropiadas y sostenibles.

Las razones por las cuales los sistemas de tratamiento de aguas residuales convencionales no están teniendo éxito para su desarrollo son las altas inversiones que se requieren para su instalación, los elevados consumos de energía, así como los altos costos de mantenimiento y operación. Por lo tanto, este tipo de sistemas de tratamiento de aguas no son sostenibles para comunidades de bajo nivel de ingresos como lo son los diferentes municipios del estado de Chiapas, porque en el proceso de selección de los mismos no se consideró la conveniencia de la tecnología



para la cultura de la comunidad, el clima y la capacidad económica del municipio y sus comunidades (De-Anda-Sánchez, s. f.).

4. Objetivos

Objetivo General:

- Elaborar una guía técnica de los principales equipos empleados en sistemas anaerobios existentes en el estado de Chiapas.

Objetivos Específicos:

- Analizar las principales características y aplicación de los sistemas de tratamientos anaerobios del estado de Chiapas.
- Realizar un diagnóstico del sistema de tratamiento existente en la cabecera municipal de Zinacantán Chiapas.
- Adecuar el sistema de tratamiento existente a las necesidades reales del agua residual de la cabecera municipal de Zinacantán Chiapas.

5. Justificación

En el estado de Chiapas se cuenta con un mayor número de PTARM anaerobias, siendo el reactor anaerobio de flujo ascendente el de mayor aplicación para el tratamiento del agua residual domestica (ARD). Sin embargo, en muchas de las instalaciones es necesario continuar avanzando en su mejoramiento y perfeccionamiento de los actuales métodos de tratamiento que ya cuentan, de manera que se adecuen a las condiciones socioeconómicas y culturales propias de cada región del estado.

La selección de la tecnología anaerobia adecuada para el tratamiento de aguas residuales depende de varios factores, y es esencial realizar una evaluación integral antes de tomar una decisión (De-Anda-Sánchez, s. f.).

A través del conocimiento de las diferentes problemáticas por la que las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales (PTARM) en Chiapas se encuentran en estado de



abandono o fuera de operación, se propone analizar y plantear en el presente documento una guía paso a paso para evaluar qué tecnología usar en el tratamiento de aguas residuales domésticas, así como especificaciones precisas para la ubicación de los diferentes sistemas anaerobios instalados en los municipios del estado, las cuales son: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA), Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA), Tanque séptico y Tanque Imhoff. Esto para incrementar de forma sustentable, la cobertura de saneamiento de las aguas residuales en el estado y avanzar en relación al objetivo seis del desarrollo sostenible: “Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos” (Moran, 2023). Por lo que el objetivo principal del presente documento es elaborar una guía técnica de los principales equipos empleados en sistemas anaerobios existentes en el estado de Chiapas.

6. Marco teórico

6.1 Aguas residuales

Las aguas residuales son aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas, son aquellas resultantes de la producción de bien o servicio comercializable. Proceden de cualquier actividad o negocio en cuyo proceso de producción, transformación o manipulación se utilice el agua. Son enormemente variables en cuanto a caudal y composición. (López-Fernández, 2013).

6.1.1. Composición de los caudales de aguas residuales.

La composición de los caudales de aguas residuales de una comunidad depende del tipo de sistema de recogida que se emplee, y puede incluir los siguientes componentes según Metcalf & Eddy, 1996:

1. Agua residual domestica (o sanitaria): Procedente de zonas residenciales o instalaciones comerciales, públicas y similares.
2. Agua residual industrial: Agua residual en la cual predominan vertidos industriales.
3. Infiltración y aportaciones incontroladas: Agua que entra tanto de manera directa como indirecta en la red de alcantarillado. La infiltración hace referencia al agua que penetra en



el sistema a través de juntas defectuosas, fracturas y grietas, o paredes porosas. Las aportaciones incontroladas corresponden a aguas pluviales que se descargan a la red por medio de alcantarillas pluviales, drenes de cimentaciones, bajantes de edificios y tapas de pozos de registro.

4. Aguas pluviales: Agua resultante de la escorrentía superficial.

6.1.2 Aguas residuales domésticas:

Las aguas residuales domésticas conocidas también con el nombre de aguas servidas, son aquellas que tienen origen en las actividades de la rutina diaria del ser humano, las descargas son a través de sistemas de alcantarillado o de vertimientos directos sobre el ambiente (Osorio-Rivera et al., 2021).

Se consideran **aguas residuales doméstica (ARD)** los líquidos provenientes de las viviendas o residencias, edificios comerciales e institucionales. Se denominan aguas residuales municipales los residuos líquidos transportados por el alcantarillado de una ciudad o población y tratados en una planta de tratamiento municipal (Osorio-Rivera et al., 2021).

6.1.2.1 Principales parámetros de calidad del agua

La norma oficial mexicana, NOM-001-SEMARNAT-1996, indica que los contaminantes se pueden encontrar en forma disuelta, coloidal o en suspensión, y por su naturaleza química ser orgánicos e inorgánicos, esta misma norma especifica que los contaminantes básicos son aquellos compuestos orgánicos e inorgánicos que se presentan en las descargas de aguas residuales y que pueden ser removidos o estabilizados mediante tratamientos convenientes (López-Fernández, 2013).

La caracterización de las aguas residuales domésticas se basa en determinar el olor, color, temperatura, densidad, turbiedad, sólidos totales, nitratos, sulfatos, cromo, hierro, cloruros, calcio, zinc, y el pH (Osorio-Rivera, et al., 2021).

A continuación, la descripción de los principales parámetros de calidad del agua.

PARAMETRO	Unidad	Descripción
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	mg/l	Cantidad de oxígeno requerida por la materia orgánica disuelta para su descomposición.
Demanda química de Oxígeno (DQO)	mg/l	Cantidad de oxígeno requerida para la oxidación de toda la materia oxidable, incluyendo materia orgánica e inorgánica.
Oxígeno Disuelto	mg/l	Oxígeno molecular disuelto en el agua, indispensable para la supervivencia de la mayoría de los organismos aerobios.
Coliformes Fecales y Totales	NMP/ 100 ml	Grupo de bacterias que tienen su desarrollo en el conducto intestinal de los humanos; su presencia indica contaminación fecal y, posiblemente, por bacterias patógenas.
Sustancias activas al azul de metileno (SAAM)	mg/l	(Detergentes) Sustancias solubles que abaten la tensión superficial, desintegran las partículas aglomeradas y emulsificante de las grasas. Pueden ser inhibitorias de los procesos biológicos de tratamiento.
Nitrógeno de Nitritos y Nitratos	mg/l	El primero representa una etapa intermedia de oxidación; el nitrógeno de nitratos es el producto final de la oxidación del nitrógeno.
Nitrógeno Amoniacal	mg/l	Junto con el nitrógeno orgánico integra el nitrógeno total que, aun cuando es un nutriente bioestimulante que beneficia los procesos biológicos, puede causar eutroficación en cuerpos receptores. Se encuentra como sales de amoníaco o como amoníaco libre; en el agua residual indica contaminación reciente con productos nitrogenados.
Fosfatos Totales	mg/l	El fósforo es un nutriente que también puede estimular el crecimiento de algas; proviene de la excreción humana y de los detergentes.
Grasas y Aceites	mg/l	Incluyen grasas de origen vegetal, animal y derivados del petróleo; pueden causar obstrucciones en las líneas de conducción, formación de natas o inhibición del desarrollo de poblaciones bacterianas.
Conductividad	µS/cm	Se relaciona con la concentración de sólidos disueltos, y es proporcional al pH, la turbiedad y el color.
Alcalinidad	mg/l	La acidez y la alcalinidad miden la capacidad de la muestra para reaccionar con los iones oxhidrilos y los iones hidrógeno, respectivamente. Se dividen en alcalinidad a la fenolftaleína y al anaranjado de metilo o total. Se expresa en mg/l como CaCO ₃ . Ayuda a amortiguar los cambios en el pH, aunque puede ser perjudicial para los procesos biológicos y causar problemas por incrustaciones en los conductos.
Dureza Total	mg/l	Propiedad debida a la presencia de iones metálicos de calcio y magnesio, principalmente, además del hierro y el estroncio; evita que el jabón haga espuma y produce incrustaciones en los sistemas de agua caliente. Causa desventajas económicas, aunque no representa un riesgo para la salud
Potencial de Hidrógeno (pH)	unidades	Es el logaritmo común negativo de la actividad del ion hidrógeno. Es una medida del equilibrio ácido-base de compuestos disueltos.
Color	Unidades	El color aparente indica la presencia de sustancias disueltas y suspendidas en el agua; si las segundas son removidas, se dice que el color es verdadero. Para su determinación existen métodos colorimétricos visuales e instrumentales.
Sólidos Sedimentables	mg/l	Los sólidos presentes en el agua se dividen en sedimentables, disueltos y suspendidos. Los sedimentables se miden mediante su decantación en un cono Imhoff.
Sólidos Disueltos, Suspendidos, Fijos y fijos	mg/l	Los disueltos se deben a materia soluble y los suspendidos son partículas discretas que se retienen en un filtro. Cada uno se divide, a su vez, en Volátiles, que son aquellos que quedan después de la calcinación de la muestra, y volátiles, el resto del peso original de la misma; son un índice del contenido de materia mineral y orgánica. respectivamente.
Metales Pesados	mg/l	Algunos metales tienen efectos tóxicos sobre la materia viva, aun en concentraciones mínimas. Los principales son el plomo, el manganeso, el cromo hexavalente, el cadmio y el mercurio.
Turbiedad TU	unidades	La turbiedad es la prioridad que impide la penetración de la luz en la muestra. Tiene relación directa con la materia sólida presente en el agua.
Cloruros	mg/l	Son sustancias inorgánicas presentes en la orina, no removibles en procesos biológicos. Indican posible infiltración de agua salobres o, en combinación con nitritos, nitratos y amoníaco, contaminación de las aguas residuales.

Tabla 1. Principales parámetros de calidad del agua (López-Ruiz, s.f).

6.1.2.2 Análisis del agua residual

Para obtener un indicio verdadero de la naturaleza de un agua natural o residual es necesario asegurarse primero de que la muestra es representativa de la fuente. Satisfecho este requisito, se deben desarrollar los análisis apropiados mediante procedimientos estándar y comparar los resultados obtenidos con análisis diferentes (Noyola-Robles, 2000).

Contaminantes	Unidades	Concentración		
		Débil	Media	Fuerte
Sólidos totales (ST)	mg/l	350	720	1.200
Disueltos, totales (SDT)	mg/l	250	500	850
Fijos	mg/l	145	300	525
Volátiles	mg/l	105	200	325
Sólidos en suspensión (SS)	mg/l	100	220	350
Fijos	mg/l	20	55	75
Volátiles	mg/l	80	165	275
Sólidos sedimentables	ml/l	5	10	20
Demanda bioquímica de oxígeno, mg/l: 5 días, 20 °C (DBO, 20 °C)	mg/l	110	220	400
Carbono orgánico total (COT)	mg/l	80	160	290
Demanda química de oxígeno (DQO)	mg/l	250	500	1.000
Nitrógeno (total en la forma N)	mg/l	20	40	85
Orgánico	mg/l	8	15	35
Amoníaco libre	mg/l	12	25	50
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fósforo (total en la forma P)	mg/l	4	8	15
Orgánico	mg/l	1	3	5
Inorgánico	mg/l	3	5	10
Cloruros"	mg/l	30	50	100
Sulfato "	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	50	100	200
Grasa	mg/l	50	100	150
Coliformes totales ^b	n. °/100 ml	106-107	107-108	107-109

Tabla 2. Composición típica del agua residual doméstica

6.2. Muestreo

El muestreo se realiza para hacer el análisis de la calidad del agua, y existen 4 principios que ayudan a conseguir una muestra representativa.

➤ Lugar



Tiene mucha influencia en los resultados, ya que si se toma una muestra en un lugar que no es adecuado, los resultados podrían variar. Para evitar un error, se aconseja tomar en cuenta los siguientes aspectos (Reutelshöfer y Guzmán-Bejarano, 2015):

- Elegir un lugar donde el agua esté bien mezclada, nunca tomar una muestra en un lugar donde hay diferentes fases.
- Asegurarse que es un lugar donde no se toca el fondo o las paredes con el muestreador o el recipiente de la muestra; es decir, se debe tener suficiente espacio para obtener el agua.
- Para tomar una muestra del afluente, se debe hacer después de la rejilla del pretratamiento, para evitar que elementos gruesos ingresen.

➤ **Tiempo**

No se toman muestras cuando hay días de lluvia, ya que la dilución influye en los resultados. Además, se debe tomar en cuenta el ritmo de vida de la población, porque existe un caudal máximo y mínimo que tienen una mayor influencia hacia las muestras y que pueden cambiar la composición. Esta es la causa por la cual se toman muestras en distintos momentos, siendo la única manera para conocer las diferentes composiciones del agua, porque diariamente existen actividades que tienen horarios fijos y pueden influir en la cantidad de consumo de agua y generen mayor caudal para el alcantarillado (Reutelshöfer y Guzmán-Bejarano, 2015).

➤ **Frecuencia**

se recomienda alternar los días y el horario de los muestreos para que no se tome siempre la misma muestra.

➤ **Técnica**

Existen diferentes técnicas de muestreo que tienen sus ventajas, desventajas y usos distintos. A continuación, se mencionan las muestras más importantes para el tema de agua residual (Reutelshöfer y Guzmán-Bejarano, 2015).

Existen tres tipos básicos:

1. **Muestra simple o puntual:** son las muestras que se toman en el punto de descarga, es solo una muestra tomada en un instante.). Es adecuada para representar cuerpos



de agua con una composición estable en el tiempo, y para cuando se quiera representar un pico máximo o mínimo de la composición o de un indicador de calidad de agua (Pérez-Rodríguez, 2015). La desventaja que tiene es que solo indica la composición del agua en el instante en que fue tomada, además los errores durante el muestreo no son relativos. Se utiliza la muestra simple si el agua no presenta alteraciones y cuando no hay tiempo para tomar una muestra compuesta (Reutelshöfer y Guzmán-Bejarano, 2015).

2. **Muestra compuesta:** resultan de la mezcla y homogeneización de muestras puntuales recogidas en un mismo punto a lo largo de un periodo de tiempo. Se utilizan para evaluar la calidad promedio de aguas cuya composición varía en el tiempo. Tienen el fin de representar el promedio de las variaciones de los contaminantes y, de esta forma, obtener su concentración promedio a lo largo de un turno, un ciclo de producción o un día (Pérez-Rodríguez, 2015). En general, las muestras compuestas son aptas para indicar el promedio de las variaciones de la contaminación en el agua.
3. **Muestra cualificada:** es un tipo de muestra compuesta que consiste en 5 muestras simples mezcladas y tomadas en por lo menos 8 minutos; así cada muestra se toma en un intervalo de por lo menos 2 minutos. Para hacer esta muestra se necesita más tiempo, paciencia y equipos como un muestreador, un balde limpio y una jarra de medición. Este método presenta un promedio de la contaminación del agua en un periodo de tiempo razonable. Otra ventaja es que un error cometido durante el muestreo de una muestra simple es relativo por el volumen grande y la mezcla con las otras muestras simples (Reutelshöfer y Guzmán-Bejarano, 2015).

Las técnicas de muestreo utilizadas en un estudio de agua residual deben asegurar la obtención de muestras representativas. No existen procedimientos universales de muestreo; las campañas de muestreo deben diseñarse específicamente para cada situación. Por lo tanto, es necesario seleccionar adecuadamente los puntos de muestreo y determinar el tipo y frecuencia de muestra a tomar (Metcalf y Eddy, 1996).

6.3. Marco legal y normativo

Dentro del marco jurídico vigente, los ordenamientos con disposiciones en materia de agua ocupan un lugar importante. Como primer lugar, tenemos la ley máxima en México,



la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, donde es el artículo 27, párrafos primero y quinto, establece que la nación es propietaria de las aguas dentro de su territorio nacional (Lozada-Grajales, 2017)

La ley que se ocupa propiamente de la materia es la Ley de Aguas Nacionales y su reglamento. Dicha ley precisa los instrumentos normativos de los que dispone la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), con lo cual formula, lleva a cabo y evalúa en materia hidráulica dentro del país, administrar y resguardar las aguas nacionales, así como la expedición de títulos de concesión y los permisos para descargas de aguas residuales (Alvarado, 2010).

Por otra parte, en la Ley Federal de Derechos, dentro de sus apartados, se establece el pago de derechos por el uso de aguas nacionales, y para el aprovechamiento de bienes de dominio público de la nación, como es el caso de los cuerpos receptores de aguas residuales (Alvarado, 2010). La Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente de 1988, establece los criterios para prevenir y controlar la contaminación de los recursos hídricos, dentro de los cuales se incluye: la importancia ambiental del tema, las obligaciones del Estado en materia de agua y el tratamiento de las descargas de aguas residuales. Estos criterios deben considerarse en la expedición de nuevas normas; en el tipo de tratamiento que debe aplicarse a las aguas residuales; el establecimiento de zonas reglamentadas, de veda o de reserva; en las concesiones, asignaciones y permisos; y en los trabajos hidrológicos en cuencas, cauces y aguas subterráneas. De acuerdo con la LGEEPA, corresponde a la SEMARNAT expedir las Normas Oficiales Mexicanas para prevenir y controlar la contaminación de las aguas nacionales (Lozada-Grajales, 2017).

Las Normas Oficiales Mexicanas (NOM), han sido creadas para controlar y regular, en este caso, los límites máximos permisibles de descargas. Entre las principales Normas Oficiales Mexicanas en materia de aguas residuales, podemos mencionar aquellas expedidas por SEMARNAT:

Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEMARNAT-2021 Esta norma oficial mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, con el objeto de proteger su calidad y posibilitar sus usos, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas.



Norma Oficial Mexicana NOM-002-SEMARNAT-1996 Esta norma oficial mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

Norma Oficial Mexicana NOM-003-SEMARNAT-1997 Esta norma oficial mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reutilicen en servicios al público.

Norma Oficial Mexicana NOM-004-SEMARNAT-2002 Esta norma oficial mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes para los lodos y biosólidos, así como su disposición final.

Norma técnica mexicana NMX-AA-003-1980. La norma técnica nos especifica cuando, como y donde es necesario tomar una muestra, y la recomendación de su conservación para que los resultados de laboratorios sean confiables.

Para la cuantificación de los parámetros físico-químicos, químicos y biológicos se tomarán las normas técnicas mexicanas quienes nos indican como se llevará a cabo el análisis de cada contaminante, estas se observan en la siguiente tabla (Pérez-Rodríguez, 2015).

Parámetros	NMX
<i>Demanda química de oxígeno</i>	NMX-AA-030/2-SCFI-2011
<i>Demanda bioquímica de oxígeno</i>	NMX-AA-028-SCFI-2001
<i>Sólidos suspendidos totales</i>	NMX-AA-034-SCFI-2001
<i>Sólidos sedimentables</i>	NMX-AA-004-SCFI-2013
<i>Fósforo total</i>	NMX-AA-029-SCFI-2001
<i>Grasas y aceites</i>	NMX-AA-005-SCFI-2013
<i>Coliformes fecales</i>	NMX-AA-102-SCFI-2006
<i>Turbiedad</i>	NMX-AA-038-SCFI-2001
<i>Temperatura</i>	NMX-AA-007-SCFI-2013
<i>pH</i>	NMX-AA-008-SCFI-2016
<i>Cloruros totales</i>	NMX-AA-073-SCFI-2001
<i>Dureza Total</i>	NMX-AA-072-SCFI-2001
<i>Nitratos</i>	NMX-AA-079-SCFI-2001



Tabla 3. Normas técnicas para el análisis de parámetros.

6.4 Tratamiento de aguas residuales

El propósito principal del tratamiento del agua residual es remover el material contaminante, orgánico e inorgánico, el cual puede estar en forma de partículas en suspensión y/o disueltas, con objeto de alcanzar una calidad de agua requerida por la normativa de descarga o por el tipo de reutilización a la que se destinará (Noyola, 2013).

El objetivo de depurar un agua residual se logra mediante la integración de operaciones (físicas) y procesos (químicos y biológicos) unitarios, que serán seleccionados en función de las características del agua residual a tratar y de la calidad deseada del agua tratada. Dependiendo de ello, es posible generar emisiones gaseosas a la atmósfera e, invariablemente, la producción de material de desecho que puede ser un residuo sólido, como la materia retenida en las rejillas o tamices, o semisólido en forma de lodos (Noyola, 2013).

6.4.1. Tren de tratamiento de aguas residuales

Existe muchas opciones tecnológicas para integrar un tren de tratamiento de aguas residuales. En la figura 1 se resalta la división en dos grandes grupos, los tratamientos fisicoquímicos y los biológicos. Los primeros hacen uso, como su nombre lo indica, de procesos físicos (uso de la gravedad, filtración por retención física, atracción electrostática, etc.) y de procesos químicos (coagulación, absorción, oxidación, precipitación, etc.). El segundo tipo involucra la degradación o transformación del material orgánico por medio de microorganismos. (Noyola, 2013)

Dentro de los sistemas biológicos existen los sistemas aerobios (requieren oxígeno molecular disuelto) y los anaerobios (funcionan sin oxígeno). Además, se encuentra los sistemas naturales construidos, los cuales aprovechan las transformaciones que se llevan a cabo en el medio natural, solamente que en estas unidades se busca incrementar su capacidad de tratamiento en unidades de proceso controladas. Tal es el caso de los humedales artificiales o el tratamiento mediante descargas directas a suelo. (Noyola, 2013)

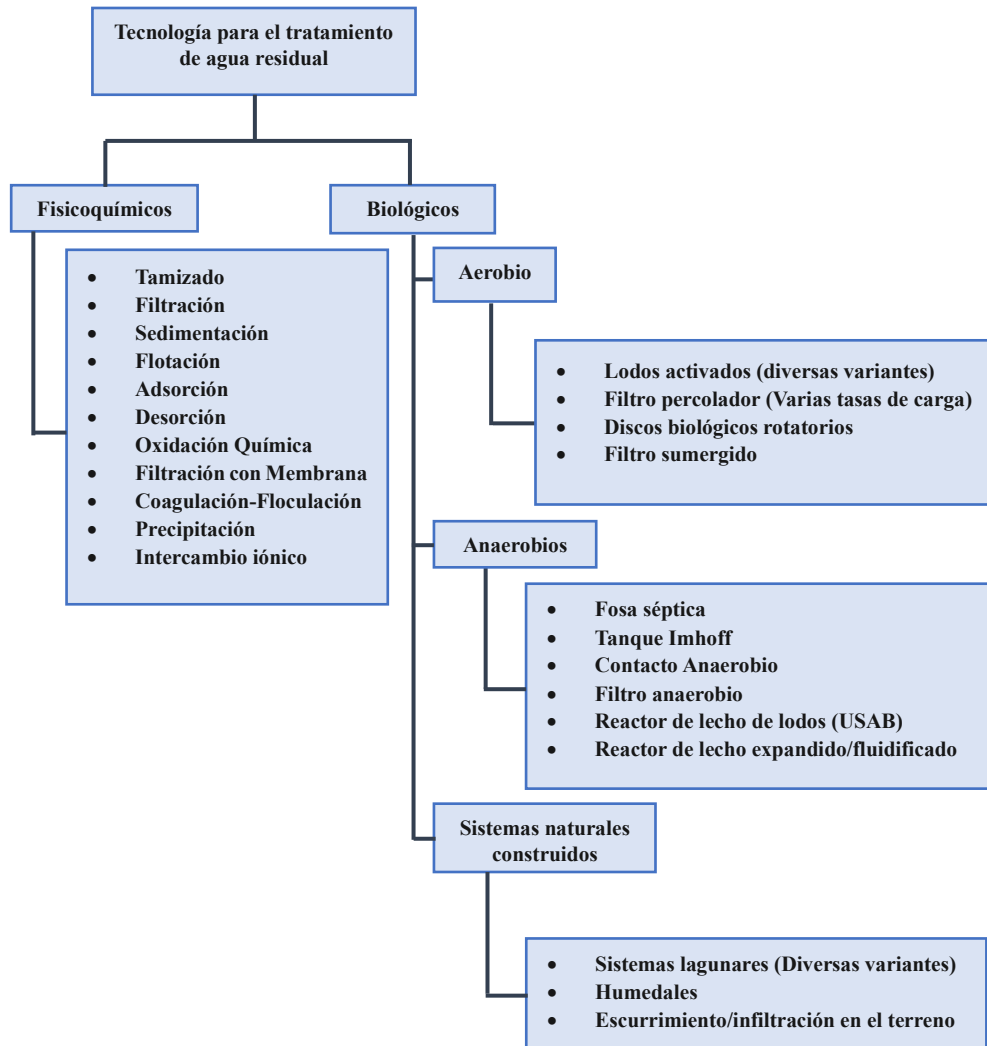


Figura 1. Clasificación esquemática de los procesos para el tratamiento de las aguas residuales (Noyola, 2013).

6.4.2. Niveles de tratamiento dentro de un sistema de tratamiento de aguas residuales.

El nivel de tratamiento para un agua residual depende del uso o disposición final que se le quiera dar al agua tratada, lo que puede estar determinado por alguna normatividad.

A continuación, se describen brevemente los distintos niveles de tratamiento.

6.4.2.1. Tratamiento preliminar

El tratamiento preliminar de un agua residual, se refiere a la eliminación de aquellos componentes que puedan provocar problemas operacionales y de mantenimiento en el



proceso de tratamiento o en los sistemas auxiliares. Por ejemplo: la eliminación de componentes de gran y mediano volumen como ramas, piedras, animales muertos, plásticos, o bien problemáticos, como arenas, grasas y aceites. El tratamiento se efectúa por medio de cribas o rejillas, desarenadores, flotadores o desgrasadores. (Noyola, 2013).

6.4.2.2. Tratamiento primario

En este nivel de tratamiento, una porción de sólidos y materia orgánica suspendida es removida del agua residual utilizando la fuerza de gravedad como principio. Las cifras de remoción comúnmente alcanzadas en aguas residuales municipales son del 60% en sólidos suspendidos y de 30% en la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO5). Esta remoción generalmente se lleva a cabo por sedimentación y se ubica antes del tratamiento secundario (Noyola, 2013).

Dentro de este tipo de tratamientos se encuentran los sedimentadores primarios, Tanques Sépticos y Tanques Imhoff (Fundación pública Andaluza, CENTA, s. f).

6.4.2.2.1 Sedimentación

La sedimentación consiste en la separación, por la acción de la gravedad, de las partículas suspendidas cuyo peso específico es mayor que el del agua (Metcalf y Eddy, 1996). Es una de las operaciones unitarias más utilizadas en el tratamiento de las aguas residuales, tiene como principal objetivo remover los sólidos mediante el asentamiento de la gravedad inactiva en tanques de sedimentación o clarificadores el flujo donde permanece durante 1 a 3 horas. Durante este tiempo los sólidos sedimentables se hunden hasta el fondo de los tanques y los materiales flotantes suben a la superficie. El flujo de agua residual se dirige al interior y se distribuye a través del tanque rectangular o circular, la velocidad de flujo a través del tanque es típicamente de 30 o 60 cm/min para permitir que los sólidos más pesados se depositen en el fondo sólidos sedimentados, llamados lodos primarios, se eliminan de los tanques mediante un sistema de colectores de lodos del fondo y las bombas de lodos primario.

La adición química puede emplearse para mejorar la sedimentación en tanques primarios, se han probado con éxito coagulantes inorgánicos, tales como sulfato de aluminio o cloruro férrico, o polímeros orgánicos. Para que la sedimentación sea mejor se requiere de una cámara rápida para la mezcla y floculación, la cual acondicionaría al flujo antes de



introducirse al primario. La turbulencia en los canales del afluente puede ser suficiente para mezclar los productos químicos

En función de la concentración y de la tendencia a la interacción de las partículas, se pueden producir cuatro tipos de sedimentación: discreta, floculenta, retardada (también llamada zonal), y por compresión. Estos tipos de sedimentación se describen en la Tabla 4.

Es frecuente que, durante el proceso de sedimentación, esta se produzca por diferentes mecanismos en cada fase, y también es posible que los cuatro mecanismos de sedimentación se lleven a cabo simultáneamente (Metcalf y Eddy, 1996).

Tipo de fenómeno de sedimentación	Descripción	Aplicación/Situaciones en que se presenta
De partículas discretas (Tipo 1)	Se refiere a la sedimentación de partículas en una suspensión con baja concentración de sólidos. Las partículas sedimentan como entidades individuales y no existe interacción sustancial con las partículas vecinas.	Eliminación de las arenas del agua residual.
Floculenta (Tipo 2)	Se refiere a una suspensión bastante diluida de partículas que se agregan, o floculan, durante el proceso de sedimentación. Al unirse, las partículas aumentan de masa y sedimentan a mayor velocidad.	Eliminación de una fracción de los sólidos en suspensión del agua residual bruta en los tanques de sedimentación primaria, y en la zona superior de los decantadores secundarios. También elimina los flóculos químicos de los tanques de sedimentación.
Retardada, también llamada zonal (Tipo 3)	Se refiere a suspensiones de concentración intermedia, en las que las fuerzas entre partículas	Se presenta en los tanques de sedimentación secundaria empleados en las



	son suficientes para entorpecer la sedimentación de las partículas vecinas. Las partículas tienden a permanecer en posiciones relativas fijas, y la masa de partículas sedimenta como una unidad. Se desarrolla una interfase sólido-líquido en la parte superior de la masa que sedimenta.	instalaciones de tratamiento biológico.
Compresión (Tipo 4)	Se refiere a la sedimentación en la que las partículas están concentradas de tal manera que se forma una estructura, y la sedimentación solo puede tener lugar como consecuencia de la compresión de esta estructura. La compresión se produce por el peso de las partículas, que se van añadiendo constantemente a la estructura por sedimentación desde el líquido sobrenadante.	Generalmente, se produce en las capas inferiores de una masa de fango de gran espesor, tal como ocurre en el fondo de los decantadores secundarios profundos y en las instalaciones de espesamiento de fangos

Tabla 4. Tipos de sedimentación que intervienen en el tratamiento del agua residual

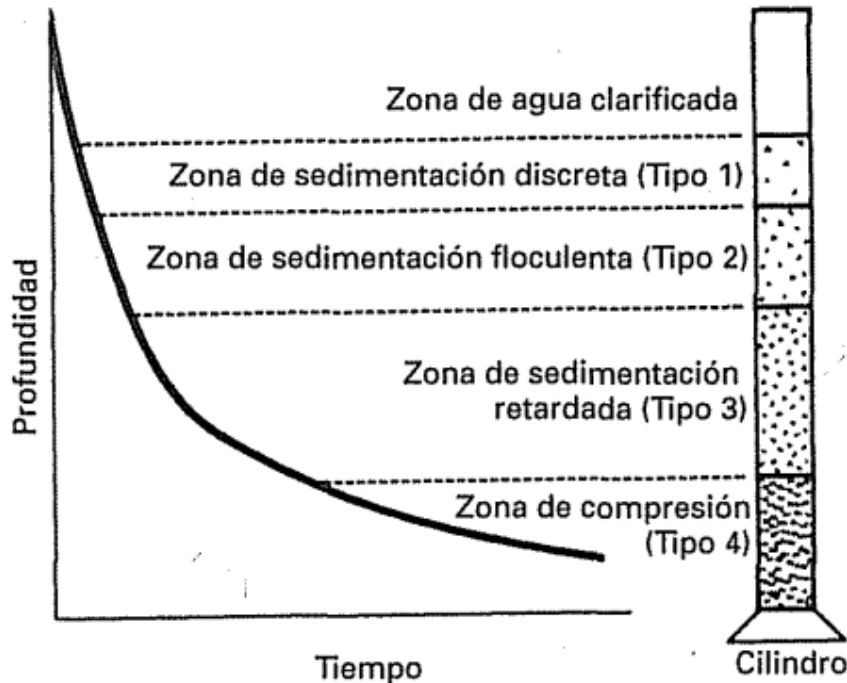


Figura 2. Esquema de las zonas de sedimentación (Metcalf y Eddy, 1996)

6.4.2.2.1.1 Tanques de sedimentación

Los sedimentadores primarios pueden ser rectangulares o circulares, y por lo general están diseñados para proporcionar de 1 a 3 horas de tiempo de retención. En un tanque con 2 horas de tiempo de retención, se pueden eliminar de 50% a 70% de los sólidos en suspensión por sedimentación o flotación. La eliminación de estos sólidos reduce la demanda bioquímica de oxígeno. Todos los clarificadores primarios, independientemente de la forma, tienen un sistema de recolección de lodos y natas.

- **Tanque rectangular**

En el tanque rectangular, el agua residual cruda ingresa por una serie de aperturas, cerca de la superficie del extremo de la entrada del tanque y avanza moviéndose a lo largo de este, con velocidad muy baja, hasta descargar por el extremo opuesto sobre un vertedero (CONAGUA-libro 26, 2019.).

Este tipo de tanque se emplea en la sedimentación primario, aunque su uso como sedimentador secundario no ha sido muy estudiado y presenta limitaciones en la remoción de sólidos. Los tanques rectangulares pueden ser implementados como una sola unidad o



varias con una pared común entre todas ellas, lo que requiere de un área disponible menor (Noyola-Robles, 2000).

Las relaciones geométricas comunes para las unidades rectangulares son:

Longitud-ancho varía entre 3:1 y 5:1, con profundidades de agua mayores a dos metros, longitud menor de 90 m, ancho de tres a 24 m y pendiente suave (uno a dos por ciento) en el fondo hacia la tolva de lodos. Cuando el ancho es mayor de seis metros se prefiere usar equipo de limpieza múltiple con varias tolvas de lodos, permitiéndose así el uso de anchos iguales o mayores a 24 m (CONAGUA-libro 26, 2019).

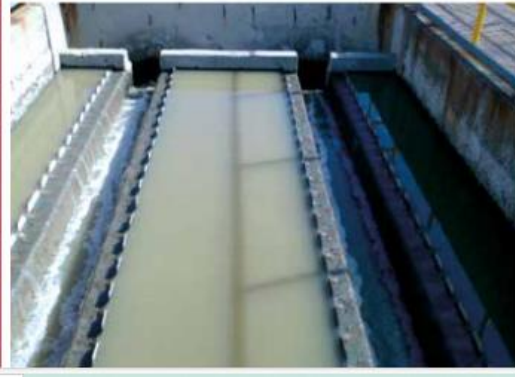
Las profundidades típicas cuando se emplean estos tanques como sedimentador primario son de 2.4 a 3 m y, cuando se usan como sedimentador secundario son de 3 a 3.6 m (CONAGUA-libro 26, 2019).

Tanque circular

En el tanque circular el agua residual entra a través de aperturas en la parte superior de una tubería vertical central y fluye radialmente hacia el vertedero perimetral de salida. Por lo general, el tanque está dotado de una barredora de lodos que dirige los sólidos sedimentables hacia la tolva colocada en el centro del mismo. Los sólidos flotantes migran hacia el borde del tanque y son retenidos mediante una pantalla colocada enfrente del vertedero de salida (CONAGUA-libro 26, 2019).

En tanques circulares el diámetro es generalmente menor de 60 m, con profundidades de agua de dos a cuatro metros y pendientes en el fondo de 8 %.

Estos tanques son los más usados porque la barredora de lodos requiere menos partes móviles que el mecanismo de arrastre de un sedimentador rectangular y porque los muros pueden ser más delgados que los de los tanques rectangulares. Aunque la turbulencia a la entrada, debajo del pozo del afluente, es grande en un sedimentador circular, a medida que el agua fluye hacia el vertedero de salida su velocidad disminuye apropiadamente gracias a la mayor longitud del vertedero perimetral. El lodo primario puede bombearse a tanques de espesamiento o a digestores, según el caso, junto con la nata y espuma removidas. Cuando los tanques primarios de sedimentación son de extracción de lodos mecánica, es recomendable desocuparlos una vez al año para mantenimiento (CONAGUA-libro 26, 2019).



a)

b)

Figura 3. Sedimentador primario a) circular b) rectangular (CONAGUA-libro 26, 2019).

6.4.2.2.2 Tanque Séptico

Fundamentos

El tanque séptico es un depósito de uno o más compartimentos, impermeable, de escurrimiento continuo y forma rectangular o cilíndrica que recibe, además de la excreta y agua residual provenientes de los inodoros, aguas grises de origen doméstico. Su construcción es generalmente subterránea y puede hacerse de piedra, ladrillo, concreto u otro material resistente a la corrosión. En algunos diseños, el depósito está equipado con pantallas o deflectores colgantes tanto en la entrada, para conseguir una distribución eficaz del agua y evitar altas velocidades, como en la salida, para evitar que escape la capa de espuma y nata que se forma durante su funcionamiento, su función más importante es conservar la capacidad de absorción del área en que se disponga. Estos sistemas constan básicamente de dos partes (CONAGUA-libro 37, 2019):

- a) Tanque séptico, elemento donde se desarrollan los procesos de sedimentación y anaerobios.
- b) Una instalación que trate el efluente del tanque séptico, generalmente se emplean zanjas, lechos o pozos de infiltración.

Dependiendo de las características del agua residual, en algunas ocasiones es recomendable instalar una trampa para grasas y aceites, sobre todo cuando la concentración de grasas es superior a 150 mg/L (CONAGUA-libro 37, 2019)

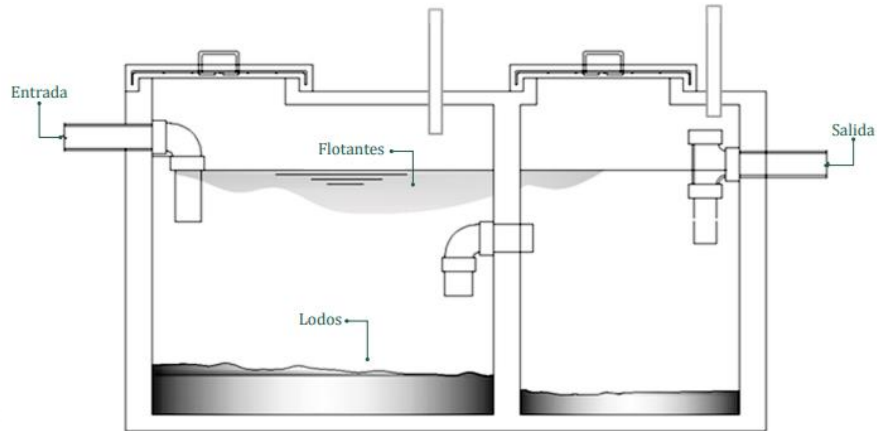


Figura 4. Sección transversal de un Tanque Séptico (De-Lemos-Chernicharo, 2022)

El tanque séptico está diseñado para cumplir con tres funciones:

- Separación gravitacional de la espuma, materiales flotantes y de los sólidos, en relación al líquido afluente, haciendo que los sólidos se constituyan en lodo.
- Digestión anaerobia y licuefacción parcial del lodo.
- Almacenamiento del lodo.

Ventajas y desventajas

Es importante tener en claro las ventajas y desventajas que tiene el emplear tanque séptico para el tratamiento de las aguas residuales domésticas, antes de decidir emplear esta unidad en una determinada localidad (Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización, 2005).

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> • Apropiado para comunidades rurales, edificaciones, condominios, hospitales, etc. • Su limpieza no es frecuente. • Tiene un bajo costo de construcción y operación. 	<ul style="list-style-type: none"> • De uso limitado para un máximo de 350 habitantes. • También de uso limitado a la capacidad de infiltración del terreno que permita disponer adecuadamente los efluentes en el suelo.



- | | |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> • Mínimo grado de dificultad en operación y mantenimiento si se cuenta con infraestructura de remoción de lodos. | <ul style="list-style-type: none"> • Requiere facilidades para la remoción de lodos (bombas, camiones con bombas de vacío, etc.). |
|--|--|

Tabla 5. Ventajas y desventajas del tanque séptico (Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización, 2005).

Rendimientos

Los porcentajes de remoción de DBO y SS que se obtienen comúnmente con los tanques sépticos de un compartimiento son de 30% y 60% respectivamente, por ello, es importante mencionar que su efluente se caracteriza por un alto contenido de nutrientes, gérmenes entéricos y en general, materia orgánica finamente dividida y maloliente; por lo anterior, es necesario someterlo a un proceso complementario antes de su disposición final. El tratamiento secundario del efluente de un tanque séptico se basa en la oxidación de la materia orgánica por la actividad de las bacterias aerobias (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

Alternativas de tratamiento complementario de los efluentes.

En las zonas rurales y en las pequeñas comunidades, los métodos de que se dispone para el tratamiento y evacuación del efluente de un tanque séptico son muy variados y, aunque lo típico en estas zonas es usar campos de oxidación o pozos de absorción, también se pueden utilizar zanjas de infiltración, filtros intermitentes de arena, lecho de hidrófitas y lagunas de estabilización (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

La selección de un sistema para oxidar el efluente del tanque séptico está en función del rango de población para el que resulte apropiado y costeable, así como de la factibilidad tecnológica para reusar el efluente (calidad del agua).

En la siguiente figura se resalta la posibilidad de combinación de alternativas

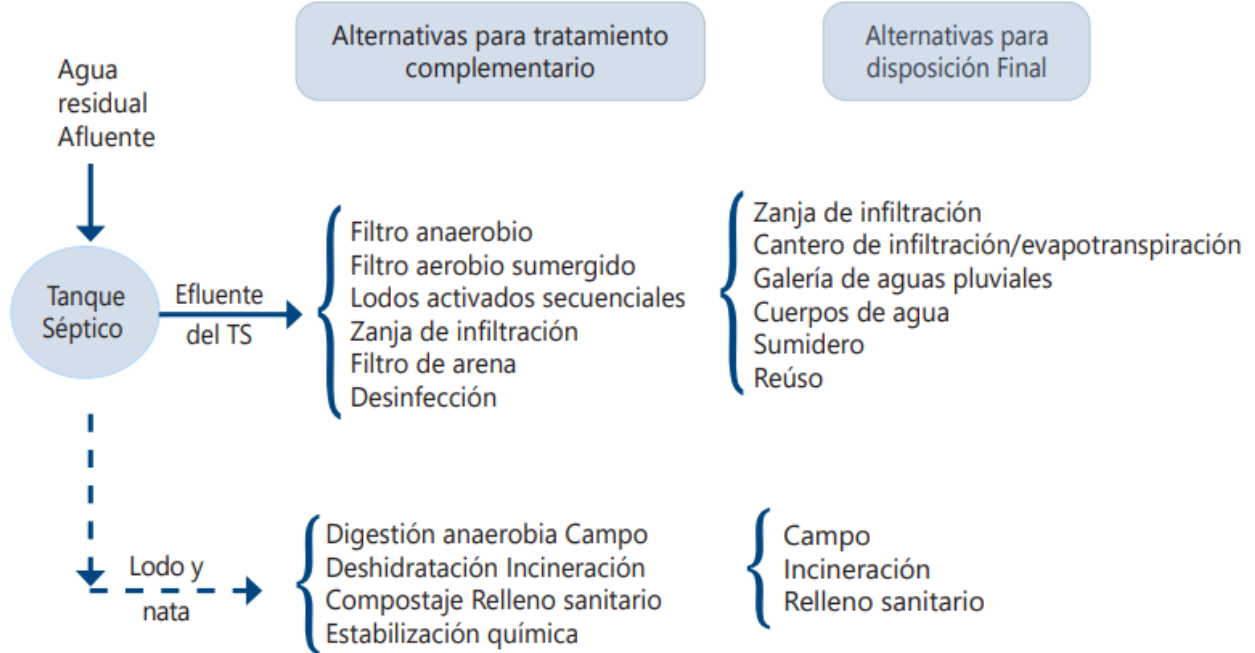


Figura 5. Alternativas de tratamiento complementario y de disposición final de efluentes líquidos y lodos provenientes de tanques séptico (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

6.2.2.2.3. Tanque Imhoff

Fundamentos

El tanque Imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos y logra una mejor eficiencia que el tanque séptico. Para comunidades de 5000 habitantes o menos, los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se llama tanques de doble cámara. Los tanques Imhoff tienen una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas, sin embargo, para su uso concreto es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y de remoción de arenas. Constan de un único depósito, en el que se disponen dos zonas diferenciadas: la zona de sedimentación, que se sitúa en la parte superior, y la zona de digestión de lodos, que se ubica en la zona inferior del depósito (Figura 6) (CENTA, s. f).

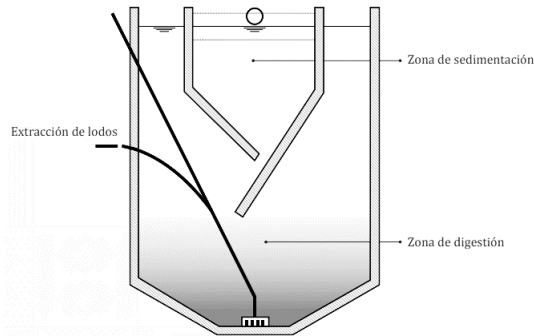


Figura 6. Sección transversal de un Tanque Imhoff. (CENTA, s. f).

Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador.

Estas unidades no cuentan con unidades mecánicas que requieran mantenimiento y la operación consiste en la remoción diaria de espuma, en su evacuación por el orificio más cercano y en la inversión del flujo dos veces al mes para distribuir los sólidos de manera uniforme en los dos extremos del digestor de acuerdo con el diseño y retirarlos periódicamente al lecho de secado (Tratamiento de Aguas residuales en Pequeñas Comunidades, s.f.).

Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente y se conduce a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran y se disponen de ellos enterrándolos o pueden ser utilizados para mejoramiento de los suelos (Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización, 2005).

Ventajas y desventajas

El ingeniero responsable del proyecto, debe tener en claro las ventajas y desventajas que tiene al emplear el tanque Imhoff para el tratamiento de las aguas residuales domésticas de una población (Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización, 2005).



Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> • Contribuye a la digestión de lodo, mejor que en un tanque séptico, produciendo un líquido residual de mejores características. • No descargan lodo en el líquido efluente. • El lodo se seca y se evacúa con más facilidad que el procedente de los tanques sépticos, esto se debe a que contiene de 90 a 95% de humedad. • Las aguas residuales que se introducen en los tanques Imhoff, no necesitan tratamiento preliminar, salvo el paso por una criba gruesa y la separación de las arenillas. • El tiempo de retención de estas unidades es menor en comparación con las lagunas. • Tiene un bajo costo de construcción y operación. • Para su construcción se necesita poco terreno en comparación con las lagunas de estabilización. • Son adecuados para ciudades pequeñas y comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa. 	<ul style="list-style-type: none"> • Son estructuras profundas (>6m). • Es difícil su construcción en arena fluida o en roca y deben tomarse precauciones cuando el nivel freático sea alto, para evitar que el tanque pueda flotar o ser desplazado cuando esté vacío. • El efluente que sale del tanque es de mala calidad orgánica y microbiológica. • En ocasiones puede causar malos olores, aun cuando su funcionamiento sea correcto. • Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas • Riesgo de contaminación de las aguas subterráneas en caso de construcción deficiente.

Tabla 6. Ventajas y desventajas del tanque Imhoff (Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización, 2005).



Conocidas las ventajas y desventajas del tanque Imhoff, quedará a criterio del ingeniero encargado del proyecto si es conveniente emplear esta unidad, en la localidad donde se desea tratar las aguas residuales de uso doméstico. Esta alternativa resulta adecuada en caso no se cuente con grandes áreas de terreno para poder construir un sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas, como es el caso de las lagunas de estabilización, además de que el tanque Imhoff deberá estar instalado alejado de la población, debido a que produce malos olores (Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización, 2005).

Rendimientos

El tanque Imhoff elimina del 40 al 50% de sólidos suspendidos y reduce la DBO de 25 a 35%. Los lodos acumulados en el digestor del tanque Imhoff se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secados. Debido a esta baja remoción de la DBO y coliformes, lo que se recomendaría es enviar el efluente hacia una laguna facultativa para que haya una buena remoción de microorganismos en el efluente. (Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización, 2005).

6.4.2.3. Tratamiento secundario

En esta etapa de tratamiento se elimina la materia orgánica biodegradable (principalmente soluble) por medios preferentemente biológicos debido a su bajo costo y alta eficacia de remoción. En el caso del agua residual doméstica o municipal, el objetivo principal es reducir el contenido orgánico y, en ciertos casos, los nutrientes tales como el nitrógeno y el fósforo. Los procesos biológicos se dividen en dos grupos; los anaerobios y los aerobios. El proceso anaerobio se caracteriza por tener una baja tasa de síntesis bacteriana, es decir, una baja producción de lodos de desecho. Por lo contrario, en el tratamiento aerobio, una mayor cantidad de energía del sustrato es utilizada para la síntesis celular, por lo que hay una mayor generación de biomasa como lodo no estabilizado, cuyo tratamiento y disposición incrementa la dificultad técnica y el costo del tratamiento (Noyola, 2013).

6.4.2.3.1. Tratamiento anaerobio para las aguas residuales.

Inicialmente solo se empleaban para el tratamiento de aguas residuales industriales debido a su alto contenido de materia orgánica, pero su uso se ha extendido a las aguas residuales municipales, ya que según (Cakir y Stenstrom, 2005), existe una concentración



entre los 300 a 700 mg/L de Demanda Bioquímica de Oxígeno, en la cual los tratamientos aerobios ya no son tan efectivos y un agua residual doméstica de 300 mg/L ya se considera de carga fuerte. Sin embargo, no pueden emplearse como único medio de tratamiento, deben combinarse con procesos aerobios para alcanzar la calidad requerida para su descarga (Márquez-Vázquez y Martínez-González, 2011).

En la siguiente tabla se resumen tanto las ventajas como las desventajas del tratamiento anaerobio.

Ventajas:	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Se requiere menor energía. ▪ Menor producción de lodos. ▪ Menor cantidad de nutrientes requeridos. ▪ Producción de metano, fuente potencial de energía. ▪ Menor volumen de los reactores. ▪ Con aclimatación, se pueden transformar una mayor cantidad de compuestos. ▪ Rápida respuesta a la adición de sustrato después de largos períodos sin alimentarse.
Desventajas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Largos períodos de arranque. ▪ Puede requerir la adición de algún ion específico o de alcalinidad. ▪ Puede requerir tratamientos posteriores para alcanzar la normatividad. ▪ No es posible la remoción de fósforo y nitrógeno. ▪ Son más sensibles a los efectos adversos de las bajas temperaturas en las tasas de reacción. ▪ Son susceptibles de perturbarse debido a sustancias tóxicas. ▪ Potencial producción de olores y gases corrosivos.

Tabla 7. Ventajas y desventajas de los tratamientos anaerobios (Márquez-Vázquez y Martínez-González, 2011).



6.4.2.3.2. Microbiología de la digestión anaerobia

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

La degradación anaerobia de la materia orgánica requiere la intervención de diversos grupos de bacterias facultativas y anaerobias estrictas, las cuales utilizan en forma secuencial los productos metabólicos generados por cada grupo. La digestión anaerobia de la materia orgánica involucra cuatro pasos de transformación, (Rodríguez, s.f):

1. Hidrólisis

La Hidrolisis es la primera fase en el proceso de degradación anaerobia el cual consiste en la ruptura de moléculas grandes de materiales particulados complejos (polímeros), en materiales disueltos más simples (moléculas menores), los cuales pueden ser transportadas dentro de las células y metabolizadas (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

La hidrólisis de los polímeros usualmente ocurre de forma lenta y son varios los factores que pueden afectar el grado y la tasa en que el sustrato es hidrolizado (Lettinga et al., 1996):

- Temperatura operacional del reactor.
- Tiempo de residencia del sustrato en el reactor.
- Composición del sustrato (ej.: contenido de lignina, carbohidrato, proteína y grasa).
- Tamaño de las partículas.
- pH del medio.
- Concentración de $\text{NH}_4^+\text{-N}$.



➤ Concentración de productos de la hidrólisis (ej.: ácidos orgánicos volátiles).

Entre los géneros de bacterias con capacidad hidrolítica en el proceso de digestión anaerobia, se destacan, según; De-Lemos-Chernicharo, 2022:

- *Clostridium*, *Micrococcus* y *Staphylococcus*, que son géneros productores de lipasas, para degradación de lípidos a ácidos grasos.
- *Bacteroides*, *Butyvirio*, *Clostridium*, *Fusobacterium*, *Selenomonas*, *Streptococcus*, *Proteus*, *Peptococcus* y *Bacillus*, que son géneros productores de proteasas, para degradación de proteínas a aminoácidos.
- *Clostridium*, *Staphylococcus*, *Acetivirio*, *Eubacterium*, que son géneros productores de amilasas, para degradación de polisacáridos a azúcares menores.

Los productos solubles, provenientes de la fase de hidrólisis, son metabolizados en el interior de las células, a través del metabolismo fermentativo.

Los microorganismos fermentativos son los primeros en actuar en la etapa secuencial de degradación del sustrato, y son los que más se benefician en términos energéticos. De esta forma, la etapa acidogénica solo será limitante del proceso si el material a ser degradado no fuese fácilmente hidrolizable. Como los ácidos orgánicos son el principal producto de los organismos fermentativos, estos son usualmente designados como bacterias fermentativas acidogénicas (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

2. Acidogénesis

Los productos finales de la hidrólisis son transformados en ácidos orgánicos de una cadena corta y otros compuestos más simples, como por ejemplo los ácidos orgánicos (principalmente acético, propiónico y butírico), alcoholes (etanol), cetonas (acetona), dióxido de carbono e hidrógeno, además de nuevas células bacterianas. Las bacterias involucradas son muy resistentes a las variaciones ambientales (Ortiz-Muñoz, 2011)

La acidogénesis es efectuada por un gran y diverso grupo de bacterias fermentativas. Entre los géneros más comunes en reactores anaerobios están: *Clostridium*, *Bacteroides*, *Ruminococcus*, *Butyribacterium*, *Propionibacterium*, *Eubacterium*, *Lactobacillus*,



Streptococcus, Pseudomonas, Desulfobacter, Micrococcus, Bacillus y Escherichia, (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

3. Acetogénesis

Los productos metabólicos generados por la actividad de las bacterias acidogénicas son importantes sustratos para las bacterias acetogénicas y para las arqueas metanogénicas.

Las bacterias sintróficas acetogénicas son responsables por la oxidación de compuestos orgánicos intermedios, como propionato y butirato, en sustrato apropiado para los microorganismos metanogénicos (acetato, hidrógeno y dióxido de carbono), se denominan así porque la existencia de ellos depende de la actividad de microorganismos consumidores de hidrógeno. Los géneros conocidos de bacterias sintróficas encontrados en digestores anaerobios son *Syntrophobacter* y *Syntrophomonas* (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

La formación de acetato produce gran cantidad de H_2 , lo que hace que el valor del pH en el medio líquido disminuya. Además, la producción de acetato a partir de propionato y butirato es termodinámicamente inhibida por la presencia de relativamente bajas concentraciones de hidrógeno disuelto y de acetato. De esa manera, las reacciones acetogénicas solo podrán ocurrir si la concentración de productos (hidrógeno y acetato) se mantuviese en bajas concentraciones, y ello se logra por la acción de los microorganismos consumidores de acetato e hidrógeno (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

La gran importancia de los organismos acetogénicos, en el proceso de digestión anaerobia, radica en el hecho que cerca del 60 al 70% de los electrones del sustrato original son canalizados para la producción de acetato (McCarty, 1971). En consecuencia, la remoción de DQO de la fase líquida depende de la conversión de acetato en metano, lo que es realizado por los microorganismos metanogénicos acetoclásticos (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

4. Metanogénesis

Es la etapa final del proceso global de conversión anaerobia de compuestos orgánicos que consiste en la formación de metano (CH_4) y dióxido de carbono (CO_2) lo cual ocurre por dos rutas: en la primera es efectuada por los microorganismos metanogénicos



(acetoclasticas), los cuales son responsables de cerca del 60 a 70% de toda la producción de metano, a partir del grupo metil del ácido acético (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

En la segunda ruta, algunas bacterias metanogénicas (hidrogenotróficas) son capaces de usar hidrógeno para reducir el CO₂ a CH₄, que utilizan el gas carbónico, como fuente de carbono y receptor final de electrones, y el hidrógeno, como fuente de energía (el hidrógeno funciona como un agente reductor). En esas circunstancias, parte del gas carbónico reacciona con el hidrógeno para producir metano, el cual produce una fuerza protón-motriz en la membrana para sintetizar el adenosín trifosfato (ATP) (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

Además de las rutas metabólicas y grupos microbianos anteriormente descritos, el proceso de digestión anaerobia puede incluir también la fase de reducción de sulfatos y formación de sulfitos o, simplemente, sulfidogénesis. El predominio de esa fase depende esencialmente de la composición química del sustrato (presencia significativa de sulfato) y de las condiciones operacionales del reactor (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

6.4.2.3.3 Factores que influyen en la digestión anaerobia (DA)

Bacterias. Las bacterias metanogénicas son estrictamente anaerobias y son claves en la DA. Crecen más lentamente y son más sensibles a los cambios ambientales que las formadoras de ácido. La fermentación metánica es la etapa limitante de la DA (Ortiz-Muñoz, 2011).

Temperatura: La temperatura de operación del digestor, es considerada como uno de los principales parámetros de diseño, debido a que, al aumentar la temperatura, aumenta la velocidad de crecimiento de los microorganismos y se acelera el proceso de digestión dando mayores producciones de biogás.

Se pueden considerar tres rangos operacionales de temperatura:

Psicrofílico: entre 5°C y 25°C.

Mesofílico: entre 25°C y 45°C.

Termofílico: entre 45°C y 65°C.

Dentro de cada rango de temperatura, existe un intervalo para el cual dicho parámetro se hace máximo, determinando así la temperatura de trabajo óptima en cada uno de los rangos posibles de operación (Martí-Ortega, 2006).

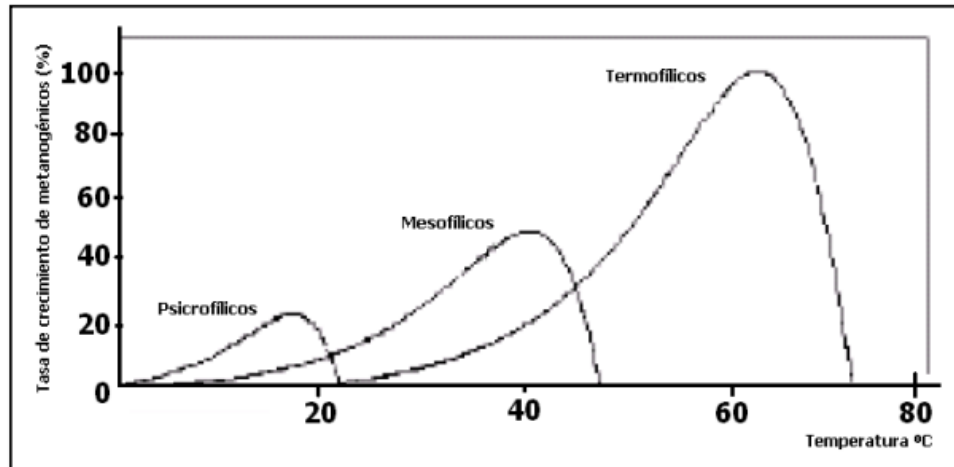


Figura 7. Esquema de la ruta de degradación anaerobia, (Ortiz-Muñoz, 2011).

pH y Alcalinidad. Los grupos bacterianos que participan en el proceso de digestión anaerobia presentan niveles de actividad óptimos en torno a los siguientes valores:

Fermentativos: entre (7.2 y 7.4) pH;

Acetogénicos: entre (7.0 y 7.2) pH

Metanogénicos: entre (6.5 y 7.5) pH.

Para que el proceso se lleve a cabo de manera eficaz, el pH no debe bajar de 6 ni subir de 8. El pH determina la producción de biogás y su composición. El pH es una de las variables usadas en el diagnóstico de sistemas anaerobios y éste afecta el equilibrio químico del medio. Mientras que, la alcalinidad es una medida de la capacidad amortiguadora del medio, así mismo, la alcalinidad de bicarbonato por encima de 2500 mg/L aseguran un buen control del pH y una adecuada estabilidad del sistema (Martí-Ortega, 2006).

Sustrato. El sustrato está constituido por los compuestos orgánicos a ser estabilizados por etapas a productos finales como CH₄, CO₂ y otros compuestos estables de bajo contenido energético. Los sistemas anaerobios producen cerca de 20% menos lodo que los aerobios para un mismo sustrato (Martí-Ortega, 2006).

Tiempo de retención. El TRH para la DA depende de la temperatura y la edad del lodo. Se conoce que los digestores pueden operar con TRH de hasta de un día o menos en la medida que la edad del lodo sea mayor que un cierto valor crítico. Esta edad del lodo crítica es el tiempo por debajo del cual la DA se inhibe. Para edades de lodo menores de 10 días la



producción de CH₄ comienza a disminuir y puede detenerse para valores de tres o cuatro días (Martí-Ortega, 2006).

Potencial redox y anaerobiosis. Muchos grupos bacterianos de la DA son anaerobios facultativos y la presencia de O₂ no les afecta demasiado, pero las bacterias metanogénicas (anaerobias estrictas) inhiben su actividad con pequeñas cantidades de O₂. Sin embargo, cuando forman agregados con otros grupos bacterianos se sitúan en su interior y pueden tolerar PO₂ relativamente altas. Es conviene mantener el potencial redox debajo de -300mV o -330mV para asegurar una óptima actividad de las bacterias metanogénicas (Martí-Ortega, 2006).

Nutrientes. para el crecimiento y la actividad de las bacterias, éstas tienen que disponer de carbono, nitrógeno, fósforo, azufre y algunas sales minerales (Acosta y Obaya-Abreu, 2005).

Tóxicos e inhibidores. Este proceso es inhibido por la presencia de tóxico. El efecto tóxico puede ser reducido por aclimatación de los microorganismos al tóxico. Muchas de estas sustancias a bajas concentraciones pueden ser estimuladoras del proceso, según Martí-Ortega, 2006, algunos tóxicos importantes son:

- Ácidos grasos volátiles (AGV): La inestabilidad de un reactor anaerobio se manifiesta comúnmente por un rápido incremento en la concentración de AGV, esto indica fallo en las poblaciones metanogénicas por sobrecarga, variación del pH del afluente, falta de nutrientes o infiltración de sustancias tóxicas.
- Hidrógeno: Su acumulación provoca la inhibición de la acetogénesis y consecuentemente la acumulación de AGV con más de dos átomos de carbono.
- Nitrógeno amoniacal: Aunque el nitrógeno amoniacal es un nutriente importante, una concentración excesiva puede limitar el crecimiento bacterial.
- Sulfatos y Sulfuros: Las altas concentraciones de sulfato en el sustrato puede producir la inhibición del proceso anaerobio, especialmente la metanogénesis. En presencia de sulfatos las bacterias metanogénicas



compiten con los sulfatos reductores por los mismos sustratos. El sulfuro es un inhibidor para muchos grupos bacterianos. Los grupos metanogénicos son más sensibles que los acidogénicos y acetogénicos.

- Cationes y metales pesados: Los cationes de metales alcalinos y alcalinotérreos tienden a estimular la actividad bacteriana a bajas concentraciones. La toxicidad de los cationes aumenta con el peso molecular, los metales pesados son los que provocan mayor toxicidad a menor concentración. Las altas concentraciones de metales suelen ser la causa de la ineficacia de los procesos anaerobios.
- Otros inhibidores: El O_2 es el tóxico más proceso, concentraciones del orden de $1\mu g/L$ pueden resultar inhibitorias. Otros inhibidores del proceso son el pH, ciertas sustancias orgánicas como los ácidos grasos de cadena larga, alcoholes en altas concentraciones, los desinfectantes y antibióticos.

Velocidad de carga orgánica (VCO) y tiempo de retención (TRH). El TRH y la VCO son los principales parámetros de diseño definiendo el volumen del digestor. El TRH debe ser suficientemente largo para asegurar el crecimiento de las bacterias, degradar la materia orgánica y producir CH_4 . La VCO es la materia orgánica introducida diariamente en el reactor por unidad de volumen, depende de la concentración de sustrato y del TRH fijado. Las altas cargas orgánicas generan grandes cantidades de biogás, aunque aumenta el riesgo de sobrecargas puntuales que conllevan a la acidificación del reactor (Martí-Ortega, 2006).

Agitación. La experiencia ha demostrado que una adecuada mezcla en el digestor es esencial. El sistema de agitación puede ser mecánico, hidráulico y neumático. La velocidad de agitación debe ser fuerte para asegurar una correcta homogeneización sin romper los agregados bacterianos. La mezcla tiene los siguientes objetivos, (Martí-Ortega, 2006):

- Poner en contacto el sustrato fresco con la población bacteriana y eliminar los metabolitos
- Proporcionar una densidad uniforme de población bacteriana.
- Prevenir la formación de espumas y la sedimentación en el reactor.



- Prevenir la formación de espacios muertos que reducirían el volumen efectivo del reactor y la formación de caminos preferenciales.
- Eliminar la estratificación térmica y mantener la temperatura uniforme.

La oferta tecnológica de los equipos de tratamiento secundario en el mercado es amplia. Sin embargo, este manual se enfoca a los sistemas anaerobios principales existentes en el estado de Chiapas, los cuales se integran por filtros anaerobio de flujo ascendente (FAFA) y reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA)

6.4.2.3.4 Filtros anaerobios de flujo ascendente

Es un proceso de crecimiento adherido propuesto por Young y McCarty en 1969, para el tratamiento de residuos solubles. De los sistemas de tratamiento anaerobio es el más sencillo de mantener pues la biomasa permanece como una película microbial adherida y el riesgo de taponamiento es mínimo dado que el flujo es ascensional (CONAGUA-libro-25, 2019).

El filtro anaerobio ascendente es básicamente una unidad de contacto, en la que las aguas residuales pasan a través de una masa de sólidos biológicos que se encuentra contenida dentro del reactor. La biomasa retenida en el reactor puede presentarse de tres maneras distintas (De-Lemos-Chernicharo, 2022):

1. En forma de una fina capa de biopelícula adherida a las superficies del material soporte
2. En forma de biomasa dispersa retenida en los intersticios del material soporte
3. En forma de flóculos o gránulos retenidos en el falso fondo, por debajo del material soporte

Los compuestos orgánicos solubles que se encuentran en el agua residual afluyente entran en contacto con la biomasa, difundiéndose a través de las superficies de la biopelícula o del lodo granular, pasando a ser convertidos en productos intermedios y finales, específicamente metano y gas carbónico (De-Lemos-Chernicharo, 2022).

En la siguiente Figura se presenta la vista esquemática de filtros anaerobios ascendente, donde se pueden apreciar los principales dispositivos que garantizan el funcionamiento de la unidad de tratamiento (De-Lemos-Chernicharo, 2022):

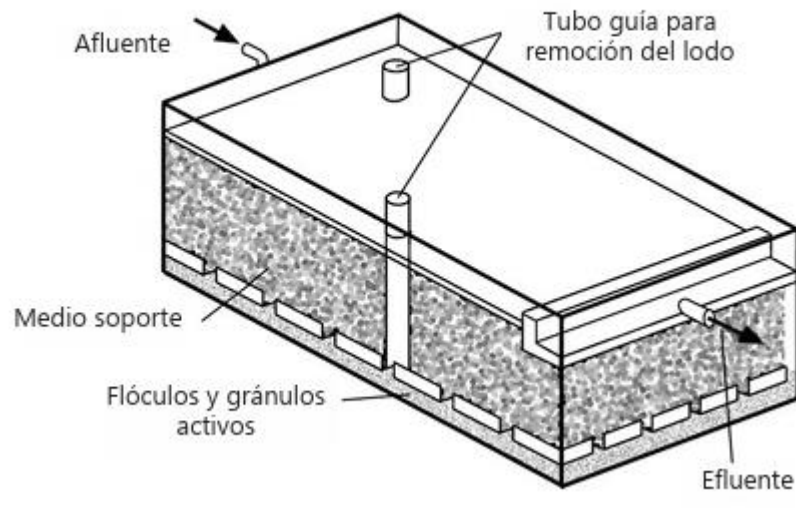


Figura 8. Vista esquemática de filtros anaerobios

Ventajas y desventajas de los Filtros anaerobios de flujo ascendente

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none">• Son un sistema compacto con bajos requerimientos de terreno• Costos de construcción y de operación bajos• Baja producción de lodos• Bajo consumo de energía (el requerido en casos de bombeo del afluente)• Se pueden alcanzar eficiencias de remoción de DQO y DBO de entre 65 y 75 por ciento	<ul style="list-style-type: none">• Riesgos de la obstrucción de la cama (taponamiento de los intersticios).• Problemas operacionales y mantenimiento asociado con la posible acumulación de sólidos.• Requiere un seguimiento estricto del programa de mantenimiento ya que la identificación de inconvenientes se dificulta al ser un sistema cerrado.

<ul style="list-style-type: none">• Alta concentración de sólidos suspendidos en el lodo• Buenas características de desaguado del lodo• Pueden producir energía por medio del biogás, el cual puede emplearse para calentar el reactor• El exceso de gas metano puede emplearse como gas combustible.	<ul style="list-style-type: none">• Las líneas de condensación del gas causan mayores problemas de mantenimiento.• Baja tolerancia del sistema a la carga de tóxicos• El arranque y la estabilización del sistema son lentos (el tiempo de arranque puede disminuirse a 2-3 semanas, cuando se inocula 4 por ciento del volumen del reactor).• El efluente requiere postratamiento.
--	--

Tabla 8. Ventajas y desventajas de Filtros anaerobios de flujo ascendente

Requerimientos del material de relleno a emplear en los FAFA.

El propósito del medio de empaque es retener los sólidos dentro del reactor y ser depositario de cualquier película formada en su superficie o retener sólidos en sus intersticios o debajo de éste (CONAGUA-Libro-29, 2019).

Se utilizan diversos tipos de materiales como medios de empaque en reactores biológicos, incluyendo cuarzo, bloques de cerámica, ostras y caparzones de mejillones, piedra caliza, anillos de plástico, cilindros huecos, blocks modulares de PVC, granito, pelotas de polietileno, bambú, etc. (CONAGUA-Libro-29, 2019).

La Tabla 9 presenta los principales requerimientos deseables para los medios de empaque de los filtros anaerobios.

Requerimiento	Objetivo
Ser estructuralmente resistente	No presentar reacciones entre el medio filtrante y los microorganismos
Ser suficientemente ligero	Evitar estructuras pesadas, permitir la construcción de filtros relativamente altos, lo que implica una reducción de la

	superficie necesaria para la instalación del sistema
Tener gran área específica	Permitir que se adhieran altas cantidades de sólidos biológicos
Tener una alta porosidad	Permitir un área libre disponible para la acumulación de bacterias y reducir la posibilidad de atascamiento
Deseable la rápida colonización de microorganismos	Reducir la puesta en marcha del reactor
Presentar una superficie rugosa, carente de formas planas	Asegurar la buena adherencia y alta porosidad
Tener un precio reducido	Hacer el proceso técnica y económicamente factible

Tabla 9. Requerimientos del medio filtrante de los filtros anaerobios. (CONAGUA-Libro-29, 2019).

La Figura 9 muestra diferentes tipos de empaque que se han utilizado en filtros percoladores y que también han sido utilizados en filtros anaerobios.

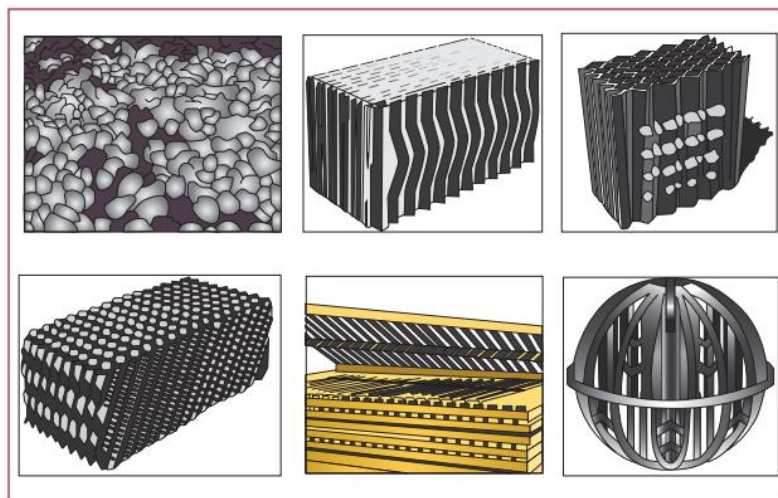


Figura 9. Diferentes tipos de empaques para filtros (CONAGUA-Libro-29, 2019).

Alternativas de tratamiento complementario de los efluentes.

Dentro de los FAFA se recomiendan las siguientes posibles líneas de tratamiento (CENTA, s. f).

Pretratamiento + Tanque Imhoff + FAFA + Lagunas Facultativas

Pretratamiento + Tanque Séptico + FAFA + Lagunas Facultativas

Pretratamiento + Tanque Séptico + FAFA + Humedales Artificiales Subsuperficiales

Pretratamiento + Tanque Imhoff + FAFA + Humedales Artificiales Subsuperficiales

Para la realización del pertinente dimensionamiento básico se puede optar por el diagrama de flujo que se muestra en la Figura 10.

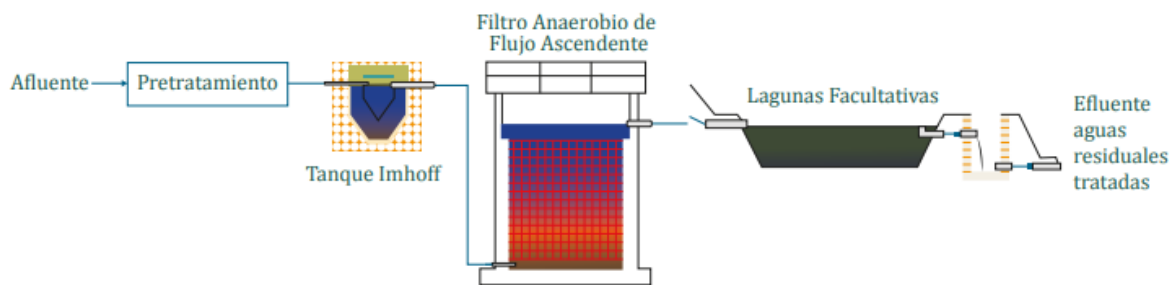


Figura 10. Línea de tratamiento básico de los FAFA.

6.2.2.3.4.1 Factores que influyen en el proceso

- **Influencia de la climatología y de la altitud**

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una influencia decisiva en el comportamiento los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente, disminuyendo los rendimientos que se alcanzan conforme esta baja (CENTA, s. f).

Al basarse el sistema de tratamiento en procesos anaerobios, debe tenerse en cuenta que no es recomendable su aplicación para temperaturas medias del agua a tratar en el mes más frío del año por debajo de los 15° C (CENTA, s. f).

La disposición generalmente enterrada de los FAFA les confiere una cierta protección térmica, minimizándose las pérdidas de calor al exterior.

En lo referente a la influencia de la altitud a la que se ubiquen los FAFA sobre su comportamiento, esta influencia no se encuentra aun suficientemente documentada.

- **Adaptación a la zona ecológica**



No se aconseja, en principio, la construcción de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente en la zona ecológica del Altiplano, dado que en la misma la temperatura media del agua en el mes más frío (9 °C) queda muy por debajo del límite de 15° C establecido para el correcto funcionamiento de esta tecnología de tratamiento (CENTA, s. f).

- **Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar.**

Los FAFA son una tecnología poco flexible en lo referente a las variaciones de caudal de las aguas a tratar, si bien su comportamiento, desde el punto de vista hidráulico, es mejor en el caso de las redes de alcantarillado sanitario separado, que operen correctamente, que en las de carácter combinado, dadas las fuertes distorsiones de caudal que se dan en estas últimas en los periodos de lluvias intensas (CENTA, s. f).

- **Producción y características de los lodos generados**

Para determinar la cantidad de lodos generada en el Tanque Imhoff, se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, y se asume: un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 60%, que la fracción volátil de los mismos es del 75%, que esta fracción volátil se reduce un 40% y que los lodos presentan una concentración final del 5%. A los lodos generados en el Tratamiento primario se suman los que se producen en el FAFA, a razón de 0,15 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al FAFA, asumiendo una reducción de DQO en el Tanque Imhoff del 30% (CENTA, s. f).

- **Complejidad de las labores de operación y mantenimiento**

Al disponerse los FAFA habitualmente enterrados, no suelen precisar de bombeos para su alimentación, lo que simplifica sus labores de operación y mantenimiento al no contarse con equipos electromecánicos. No obstante, no debe olvidarse que los procesos de depuración en estos filtros transcurren vía anaerobia, por lo que para su control se precisa que los operadores estén familiarizados con este tipo de procesos (CENTA, s. f).

- **Impactos medioambientales**

La liberación a la atmósfera del biogás producido en los procesos de depuración, que tienen lugar en el interior de los FAFA, puede ser origen de malos olores en las inmediaciones de los filtros, como consecuencia, fundamentalmente, de la presencia en estos gases de



compuestos derivados del azufre. La quema del biogás generado minimiza estos posibles impactos olfativos, a la vez que disminuye considerablemente el efecto negativo de la emisión de gases de efecto invernadero, pues la emisión de metano es unas 23 veces más perjudicial a este respecto que la de dióxido de carbono. No obstante, esta quema del biogás producido no suele llevarse a cabo en el caso de los FAFA aplicados para el tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas poblaciones. Los impactos sonoros son nulos al no implantarse equipos electromecánicos (CENTA, s. f).

- **Influencia de las características del terreno**

Si bien las necesidades de superficie para la construcción de los FAFA (y de los Tanques Imhoff) son muy reducidas en comparación con las de las tecnologías extensivas. La selección del tipo de terreno, para la construcción de esta línea de tratamiento, juega un papel relevante para poder prescindir de los bombeos de alimentación al reactor, mediante el enterramiento del mismo. Primándose, por tanto, los terrenos fáciles de excavar y con un nivel freático bajo (CENTA, s. f).

6.4.2.3.5. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA)

Un reactor anaerobio de flujo ascendente es un reactor biológico anaerobio con una sección de sedimentación. La operación de un RAFA como un dispositivo de sedimentación es igualmente importante que, como un reactor biológico, especialmente en el tratamiento de agua residual doméstica (CONAGUA-libro-49, 2019).

Las aguas a tratar en los RAFA se distribuyen uniformemente por la parte inferior del reactor y atraviesan, sucesivamente y en sentido ascendente, las siguientes capas:

- Una capa de lodos de morfología granular, con tamaño de los gránulos de 1 a 5 mm, que se forma en la parte inferior del reactor y que presenta concentraciones de sólidos del 4-10%.
- Un manto de lodos, que presenta velocidades de sedimentación inferiores a las de la capa anterior, así como menores concentraciones de sólidos (1.5-3%).

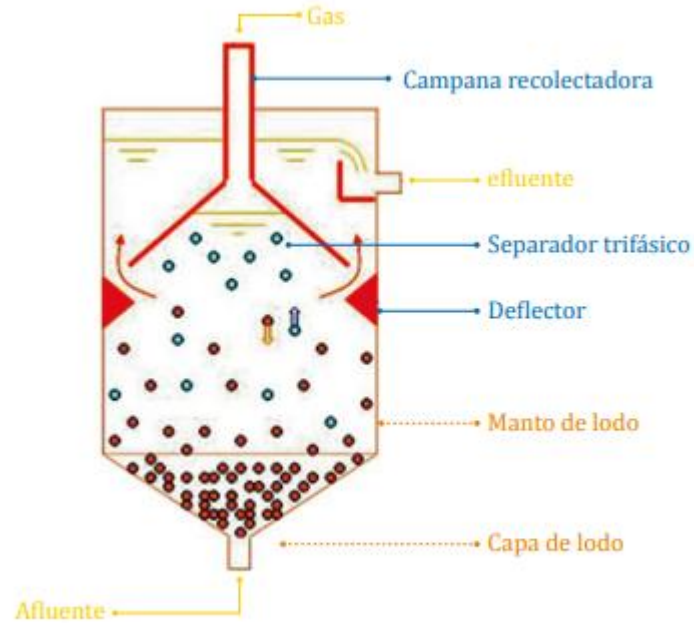


Figura 11. Esquema de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA)
(CONAGUA-libro-49, 2019).

En un RAFA como se puede ver en la siguiente Figura 11, la alimentación del agua residual se lleva a cabo en la parte superior del reactor (tanque) en donde se encuentran una serie de orificios por donde el afluente entra y desciende hacia el fondo del tanque por un sistema de tuberías. El afluente asciende entrando en contacto con un manto de lodos (microorganismos anaerobios), que llevan a cabo la degradación de compuestos complejos mediante una serie de etapas (hidrólisis, acidogénesis y metanogénesis). El biogás, el lodo y el líquido tratado ascienden a la parte superior del reactor, en donde entran en contacto con deflectores que permiten la separación del biogás y la sedimentación del lodo. El biogás es capturado en la campana de recolección que se encuentra en la parte superior del reactor. El líquido tratado (efluente) sale por la parte superior (CONAGUA-libro-49, 2019).

Los procesos físicos que ocurren en el RAFA son complicados. Sin la producción de biogás, el reactor funcionaría como un tanque de sedimentación de flujo ascendente. Sin embargo, existen varias diferencias entre un RAFA y un tanque de sedimentación, ya que en el primero existe un consorcio microbiano (bacterias) que altera las características de los sólidos. El dispositivo más característico de un RAFA es el separador de fases, el cual está



localizado en la parte superior del reactor y divide al mismo en una parte inferior (zona de digestión) y una parte superior (zona de sedimentación) (CONAGUA-libro-49, 2019).

Uno de los principios fundamentales del proceso es su habilidad para desarrollar una biomasa con elevada actividad. Esta biomasa se puede presentar a manera de gránulos (con tamaño entre 1 y 5 mm). El cultivo de un lodo anaerobio de buena calidad se logra a través de un proceso cuidadoso de arranque del sistema, durante el cual se impone la selección artificial de la biomasa, permitiendo así que el lodo menos denso, de mala calidad, sea arrastrado hacia afuera del sistema, al mismo tiempo que el lodo de buena calidad permanece retenido (De Lemos Chernicharo, 2022).

El segundo principio fundamental del proceso es la presencia de un dispositivo de separación de gases y sólidos, localizado en la parte superior del reactor. El principal objetivo de dicho dispositivo es la separación de los gases contenidos en la mezcla líquida, de tal manera que se forme una zona propicia para la sedimentación en el extremo superior del reactor (De Lemos Chernicharo, 2022).

La geometría de un RAFA, puede corresponder a un tanque circular o a un tanque rectangular que puede estar completamente tapado y por lo que en este caso sólo se podrá observar los tubos de recolección de biogás (De Lemos Chernicharo, 2022).

Se aconseja que las aguas residuales a tratar en los RAFA presenten una concentración mínima de DQO de 250 mg/L (siendo deseable ≥ 400 mg/L) (Wagner, 2018); una concentración máxima de 500 mg/L de sólidos en suspensión totales (Wagner, 2018) y que cuenten con una presencia lo menor posible de fibras y arenas. También, para evitar la disminución de la actividad metanogénica, debido a la competencia por el sustrato necesario para sintetizar CH₄ o H₂S, se recomienda que la relación DQO/S_4^{2-} en las aguas residuales a tratar sea inferior a 7 (Chernicharo, 2007).

Para minimizar la presencia de fibras, el pretratamiento debe contar con una etapa de desbaste con un tamaño de paso máximo de 10 mm, en el caso de rejas de limpieza manual, y de 6 mm máximo en el caso de equipos de limpieza mecanizada (MARN, 2016).



Igualmente, para minimizar la presencia de arenas en las aguas a tratar, Chernicharo et al. (2018), recomiendan que se diseñen los desarenadores con valores de carga hidráulica superficial de 25-42 m³ /m². h. Valores inferiores al de ≤ 70 m³ /m². h.

Por último, para contenidos en grasas inferiores a los 100 mg/L no se hace necesaria una etapa de desengrasado (CENTA, s. f).

- **Alternativas de tratamiento complementario de los efluentes.**

Este tipo de tratamiento, por sí mismo, no alcanza los rendimientos que se requieren para lograr cumplir con los requisitos que exige la normativa de vertidos, por lo que se hace preciso complementarlo con algún tratamiento posterior. Este postratamiento es habitual llevarlo a cabo haciendo uso de Lagunas de Estabilización, Humedales Artificiales o Filtros Percoladores. El empleo de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente en combinación con tratamientos aerobios permite una considerable reducción de los requisitos de superficie y de los costos de construcción de la línea de tratamiento. Además, en el caso de las combinaciones RAFA + Filtro Percolador se cuenta con la ventaja de poder estabilizar los lodos, extraídos en los sedimentadores secundarios, en el propio RAFA, lo que simplifica y abarata la gestión de estos subproductos, con el incremento, además, de la cantidad generada de biogás.

Dentro de los FAFA se recomiendan las siguientes posibles líneas de tratamiento (CENTA, s. f):

Pretratamiento + Tanque Imhoff + FAFA + Lagunas Facultativas

Pretratamiento + Tanque Séptico + FAFA + Lagunas Facultativas

Pretratamiento + Tanque Séptico + FAFA + Humedales Artificiales Subsuperficiales

Pretratamiento + Tanque Imhoff + FAFA + Humedales Artificiales Subsuperficiales

Pretratamiento + RAFA + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria

6.4.2.4.5.1 Factores que influyen en el proceso.

- **Influencia de la climatología**



La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una influencia decisiva en el comportamiento de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, disminuyendo los rendimientos que se alcanzan conforme esta baja.

Al basarse el sistema de tratamiento mediante RAFA en procesos anaerobios, debe tenerse en cuenta que no es recomendable su aplicación para temperaturas medias del agua en el mes más frío por debajo de los 15° C (CENTA, s. f).

- **Adaptación a la zona ecológica**

No se aconseja la construcción de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente en la zona ecológica del Altiplano, dado que, en la misma, la temperatura media del agua en el mes más frío (9° C), queda muy por debajo del límite de 15° C establecido para el correcto funcionamiento de esta tecnología de tratamiento (CENTA, s. f).

- **Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar**

Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente no admiten velocidades ascensionales superiores a 1,5 m/h durante más de 4 horas continuadas, dado que a estas velocidades se desestabiliza el manto de lodos. Por ello, se trata de una tecnología poco flexible en lo referente a las variaciones de caudal de las aguas a tratar. Su comportamiento, desde el punto de vista hidráulico, es mejor en el caso de las redes de alcantarillado sanitario separado, operando correctamente, que en las de carácter combinado, dadas las fuertes distorsiones de caudal que se dan en estas últimas en los periodos de lluvias intensas (CENTA, s. f).

- **Complejidad de las labores de operación y mantenimiento**

Si bien el nivel de equipos electromecánicos presente en esta línea de tratamiento es reducido, limitándose al bombeo de la alimentación cuando los RAFA no se disponen enterrados, las labores de operación y mantenimiento de estos reactores revisten una cierta complejidad (especialmente en la puesta en marcha y, posteriormente, por el necesario control de las reacciones vía anaerobia que tienen lugar), por lo que se precisa que los operadores estén familiarizados con este tipo de tecnología (CENTA, s. f).

- **Impactos medioambientales**

La liberación a la atmósfera de parte del biogás producido puede ser origen de malos olores en las inmediaciones de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente como



consecuencia, fundamentalmente, de la presencia en estos gases de compuestos derivados del azufre (CENTA, s. f).

La quema del biogás generado minimiza estos posibles impactos olfativos, a la vez que disminuye considerablemente el efecto negativo de la emisión de gases de efecto invernadero, pues la emisión de metano unas 23 veces más perjudicial a este respecto que la del dióxido de carbono. Los impactos sonoros son nulos, o muy reducidos en el caso de tener que bombear las aguas a tratar hasta la zona de alimentación al RAFA, dada la escasa potencia que se requiere.

- **Influencia de las características del terreno**

Si bien las necesidades de superficie para la construcción de los RAFA son muy reducidas en comparación con las de las tecnologías extensivas, el hecho de complementarse el tratamiento con Lagunas Facultativas eleva estas necesidades, situándolas en un punto intermedio entre las de las tecnologías intensivas y las de las extensivas (CENTA, s. f).

La selección del tipo de terreno, para la construcción de esta línea de tratamiento, juega un papel relevante para poder prescindir de los bombeos de alimentación al RAFA, mediante el enterramiento del mismo. Primándose, por tanto, los terrenos llanos, fáciles de excavar y con un nivel freático bajo (CENTA, s. f).

6.4.2.4. Tratamiento terciario o avanzado

- Este tipo de tratamiento se refiere a todo tratamiento hecho después del tratamiento secundario con el fin de eliminar compuestos tales como sólidos suspendidos, nutrientes y la materia orgánica remanente no biodegradable.
- Por lo general, el tratamiento terciario es necesario cuando deben cumplirse condiciones de descarga estrictas (remoción de nutrientes) o cuando el agua tratada está destinada a un uso en específico. En tal caso, el arreglo de tratamiento terciario debe ser el necesario para alcanzar esa calidad específica, lo cual implica una gran diversidad de posibles combinaciones de operaciones y procesos unitarios (Noyola, 2013).

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. Para el ámbito de aplicación de la presente guía, se considera que el tratamiento de desinfección con un mayor potencial de aplicación es la Cloración.

6.4.2.4.1 Cloración

La Cloración constituye el método de desinfección de las aguas residuales tratadas más ampliamente empleado a nivel mundial, destruyendo los organismos patógenos por oxidación de su material celular. El cloro se puede aplicar al agua, principalmente, en forma de: cloro gas, dióxido de cloro, hipoclorito cálcico e hipoclorito sódico (CENTA, s. f).

Cuando el cloro gas o las sales de hipoclorito se añaden al agua, se producen reacciones de hidrólisis e ionización, que dan lugar a la formación de ácido hipocloroso (HOCl) e iones hipoclorito (OCl^-), encontrándose ambas formas químicas en un equilibrio, que depende del pH, y siendo el ácido hipocloroso el que presenta una mayor actividad germicida (CENTA, s. f).

La suma de las concentraciones de ácido hipocloroso y de iones hipoclorito se conoce como cloro libre, mientras que el cloro combinado es el resultado de la combinación del cloro con el amoníaco y con la materia orgánica nitrogenada que contiene el agua. La suma del cloro libre y del cloro combinado constituye el cloro total (Figura 12).

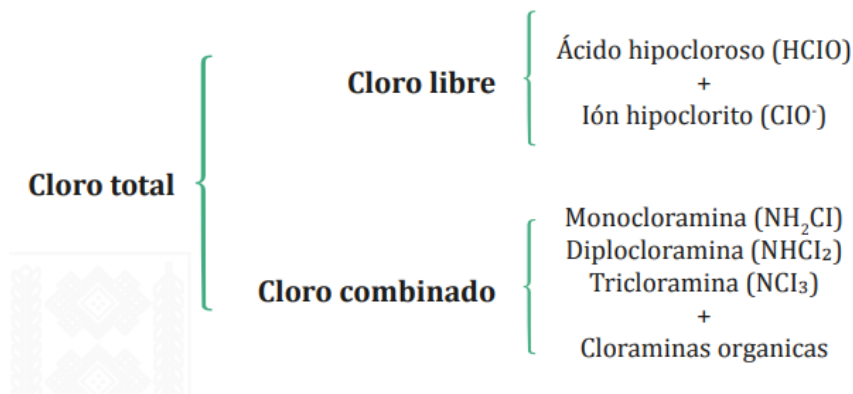


Figura 12. Distintas formas del cloro en los tratamientos de Cloración (CENTA, s.f).



Para que la desinfección por Cloración tenga lugar, es necesario que haya cloro residual libre disuelto en el agua a desinfectar.

Influencia de las características de las aguas a tratar en la cloración

La desinfección mediante Cloración de las aguas tratadas se ve afectada por las propias características de estas aguas, tal como se describe en la Tabla 10.

Parámetro	Efecto sobre la Cloración
pH	Afecta la distribución entre ácido hipocloroso y los iones hipoclorito, y entre las varias especies de cloraminas.
Temperatura del agua	La tasa de eliminación de patógenos se incrementa con la temperatura.
Materia en suspensión (SST)	Protegen a las bacterias que se encuentran incorporadas a estas partículas.
Materia orgánica (DBO5)	Formación de trihalometanos, lo que aumenta el consumo de cloro.
Amonio	Formación de cloraminas, lo que aumenta el consumo de cloro.
Nitritos	Formación de trihalometanos, lo que aumenta el consumo de cloro.
Dureza, hierro, manganeso	Aumentan el consumo de cloro, aunque sus efectos son menores.

Tabla 10. Influencia de las características de las aguas a tratar en la cloración (CENTA, s. f).

Con el objetivo de proporcionar el tiempo necesario de contacto entre el agente desinfectante y las aguas tratadas, se recurre a la implementación de laberintos de cloración. En estos laberintos, mediante el empleo de tabiques, se consigue un avance de las aguas en forma de zigzag, lo que aumenta notablemente la longitud que deben recorrer las aguas hasta su vertido final, empleando para ello una superficie reducida (Figura 13).



Figura 13. Laberinto de cloración (CENTA, s.f)

Ventajas y desventajas

En lo referente a las ventajas e inconvenientes que presenta la Cloración como sistema de desinfección de las aguas tratadas, cabe mencionarse lo siguiente:

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none">■ Baja superficie requerida.■ Se trata de una tecnología bien conocida y establecida por su extensa aplicación en la potabilización de las aguas de consumo.■ Es más eficiente, en términos de costos de inversión, que otras alternativas de desinfección.■ El cloro residual que permanece en el efluente del agua tratada puede prolongar el efecto de la desinfección hasta su uso, en caso de que se reúsen los efluentes desinfectados.■ El cloro residual puede ser medido fácilmente para evaluar la efectividad del tratamiento de desinfección.■ Es efectiva y confiable para la eliminación de un amplio espectro de organismos	<ul style="list-style-type: none">■ El cloro residual es tóxico para los organismos acuáticos y, por ello, puede requerirse, en ciertos casos, la de cloración antes del vertido de las aguas desinfectadas, lo que aumenta los costos de la desinfección del orden del 20-30%.■ Formación de subproductos de la cloración peligrosos, como son las cloraminas y los trihalometanos.■ Efecto negativo del cloro residual sobre cultivos.■ Todas las formas de cloro son corrosivas y tóxicas, como consecuencia, el almacenamiento, transporte y manejo presentan riesgos, cuya prevención requieren normas exigentes de seguridad industrial.



<p>patógenos (bacterias no formadoras de esporas, virus).</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Permite un control flexible de la dosificación 	<ul style="list-style-type: none"> ■ La concentración de sólidos en suspensión, turbidez y compuestos amoniacales restan efectividad al proceso de Cloración. ■ Resistencia de determinados organismos a la Cloración (bacterias formadoras de esporas, protozoos)
--	--

Tabla 11. Ventajas y desventajas de la Cloración (CENTA, s.f)

6.5 Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales

6.5.1. Fundamentos

La selección y el diseño de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) vienen condicionados por una serie de factores, que precisan ser conocidos previamente en profundidad para garantizar que las instalaciones a implementar se adecúan convenientemente a las condiciones reales del entorno y a las características de las aguas a tratar. En este apartado se relaciona y se detalla toda la información básica a recopilar como paso previo, e imprescindible, para la redacción de un proyecto de PTAR. (Fundación pública Andaluza, CENTA, s. f).

Es importante mencionar que la mejor alternativa de tratamiento se selecciona con base en el estudio individual de cada caso, para el análisis, se debe contar al menos, con el dimensionamiento básico de cada alternativa de tratamiento que permita obtener los requerimientos de área, demanda de energía, así como el costo de operación y mantenimiento por metro cúbico de agua tratada. Esta evaluación es necesaria llevarla a cabo bajo las mismas condiciones de caudal y calidad, de entrada y salida (CONAGUA-Libro-25, 2019)

6.5.2 Factores que intervienen en la evaluación y elección de operaciones y procesos

La selección del sitio para la ubicación de una planta de tratamiento es un problema muy difícil de resolver actualmente, ya que si a los habitantes de las zonas en estudio, no se les convence de la bondad del tratamiento y de la ausencia de perjuicios para ellos, pueden impedir que la planta se construya o en el peor de los casos, ya construida no permitir que opere, por lo tanto se requiere llevar a cabo evaluaciones de todos los sitios posibles, entre



estas, deben realizarse estudios de Impacto Ambiental; debe evitarse las áreas pobladas o el uso de áreas públicas, en ocasiones las plantas se localizan, en lugares alejados, pero después que se construyen, pronto son rodeadas por la población. Por lo tanto, siempre debe tomarse en cuenta un área de amortiguamiento, las consideraciones estéticas y el control de olor y ruido. Si se tiene un buen control sobre los problemas potenciales se podría pensar que se puede localizar en cualquier lugar, por otro lado, si se hace un control de todos los problemas, esto repercutirá en los costos y en la selección de los procesos. (López-Ruiz, s.f.)

Por este motivo se debe tener en cuenta los siguientes factores en la evaluación y elección de operaciones y procesos (Crites y Tchobanoglous, 2000):

1. Administrativo

Al inicio de la redacción del proyecto de una nueva PTAR, se deberá recopilar toda la información de carácter administrativo y legal, que pueda condicionar la ejecución de las obras, donde es imprescindible tener en cuenta toda la normativa vigente de aplicación, tanto en lo referente a las autorizaciones necesarias para la construcción y operación de las instalaciones de tratamiento y su tramitación ambiental, como a las autorizaciones y normas de calidad a cumplir por los vertidos.

2. Estudios iniciales en la población

Debe establecerse, la superficie requerida incluyendo áreas verdes; los vientos dominantes y la distancia que exista hasta la población, principalmente la zona habitacional debido a los problemas de olores que puedan presentarse; el costo estimativo de la construcción y terreno; por último, se deben estudiar, prevenir y tratar propuestas de solución a los problemas sanitarios que se puede generar. Todo lo anterior se puede determinar con un estudio de Impacto Ambiental de cada una de las propuestas y decidirse por la que sea menos impactante, para evitarse problemas posteriores. (López-Ruiz, s.f.)

3. Población a beneficiar y población horizonte del proyecto

Debe recopilarse información base sobre la población que habita en la localidad o localidades del área de intervención del proyecto, esta información debe abarcar datos sobre la población, tanto en temporada baja como alta. Para la estimación de la población del año

horizonte se hará uso de los datos oficiales (siempre que estos existan), y los métodos que se recomiendan para el cálculo de la población se muestran a continuación en la Tabla 12.

Método	Fórmula	Observaciones
Aritmético	$P_f = P_0 \left(1 + \frac{i \cdot t}{100}\right)$	donde: P_f Población, futura en hab. P_0 Población, inicial en hab.
Geométrico	$P_f = P_0 \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$	i Índice de crecimiento poblacional anual, en porcentaje.
Exponencial	$P_f = P_0 \cdot e^{\left(\frac{i \cdot t}{100}\right)}$	t Número de años de estudio o periodo de diseño, en años.
Curva logística	$P_f = \frac{L}{1 + m \cdot e^{-at}}$	L Valor de saturación de la población. m Coeficientes. a Coeficientes.
	$L = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$	P_0, P_1, P_2 Población correspondiente a los tiempos t_0, t_1 y $t_2 = 2 - t_1$
	$m = \frac{L - P_0}{P_0}$	
	$a = \frac{1}{t_1} \ln \left[\frac{P_0(L - P_1)}{P_1(L - P_0)} \right]$	t_0, t_1, t_2 Tiempo intercensal, en años, correspondiente a la población P_0, P_1, P_2

Tabla 12. Métodos recomendados para el cálculo de la población futura. (CENTA, s. f).

El proyectista debe evaluar las tendencias de crecimiento en función de las actividades económicas de la población y recomendar la más apropiada.

Método recomendado	Hasta 2.000 habitantes	De 2.001 a 10.000 habitantes	De 10.001 a 100.000 habitantes
Aritmético	X	X	
Geométrico	X	X	X
Exponencial		X ¹	X ²

Tabla 13. Método recomendado según el tamaño de la población (Fundación pública Andaluza, CENTA, s. f).

Así mismo se recomienda analizar las instalaciones existentes de abastecimiento, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales: deben conocerse en profundidad las características de los sistemas de abastecimiento y de alcantarillado existentes en el área de intervención.



En el caso del sistema de abastecimiento se analizarán los depósitos de almacenamiento y las redes de distribución, recopilando información sobre su capacidad, su estado de conservación, su nivel de cobertura y las horas y calidad del servicio, dado que todo ello puede condicionar fuertemente las características de las aguas residuales a tratar en la nueva PTAR, e incidir decisivamente en la sostenibilidad de todo el sistema.

1. Estimación de los caudales y cargas a tratar en la PTAR

La determinación de los caudales de agua residual a eliminar de una determinada población es fundamental a la hora de proyectar las instalaciones para su acumulación, tratamiento y evacuación, es preciso conocer datos fiables sobre los caudales que se quiere tratar. En aquellos casos en los que los datos sobre caudales sean escasos o inexistentes, es preciso estimarlos partiendo de otras fuentes de información que guarden estrecha relación con los mismos, como puede ser el caso de los datos sobre consumo de agua. Los datos sobre el abastecimiento de agua a la comunidad pueden resultar de gran ayuda para estimar los caudales de aguas residuales.

A continuación, mencionamos las características de los datos de abastecimiento de agua, y de qué manera pueden ser empleados para estimar los caudales de aguas residuales. Las entidades que gestionan el abastecimiento de agua de los diferentes municipios y comunidades guardan en sus archivos información de naturaleza diversa. Esta información incluye normalmente los datos sobre la cantidad de agua demandada o producida incorporada a la red de distribución (a menudo llamada consumo), y datos sobre el agua realmente utilizada. Por ello es necesario conocer los datos reales de agua consumida si se pretende emplear los datos de abastecimiento como base para la obtención de los caudales de aguas residuales. No debemos incluir como agua consumida la correspondiente a los consumos no autorizados y las fugas, puesto que es agua que no se recoge en la red de alcantarillado (Metcalf & Eddy, 1996).

1. Variaciones en los usos del agua

Establecer una comparación directa entre los registros de abastecimiento de diferentes municipios o comunidades suele conducir a errores. En algunos municipios, grandes cantidades de agua dedicadas a usos industriales se obtienen de fuentes privadas, mientras que en otros municipios las industrias se abastecen de las redes de distribución pública.



Además, puede haber pérdidas y fugas que también varían bastante; así mismo existen factores que afectan al uso público del agua como: el clima, el tamaño de la comunidad, la densidad, el nivel económico, la economía del agua, la fiabilidad y calidad del servicio y el grado de implantación de contadores en la red (Metcalf & Eddy, 1996).

Clima: Factores climáticos tales como las temperaturas y las precipitaciones pueden afectar de manera considerable a los valores de los consumos. Debido fundamentalmente al aumento en las necesidades de riego, el consumo se maximiza en épocas secas y con altas temperaturas. Los ciclos ecológicos también pueden afectar a los consumos, y son diferentes para las distintas zonas geográficas.

Tamaño de la comunidad: Los consumos presentan mayores variaciones respecto al consumo medio cuanto menor es el tamaño de la comunidad, apareciendo máximos y mínimos más notables.

Densidad: Influye tanto en los consumos para uso interior como en los consumos para uso exterior en cuanto a la estructura de las viviendas. Las viviendas familiares suelen tener más aparatos consumidores de agua, como lavadoras y lavavajillas, que los departamentos. En cambio, las necesidades de agua para consumo exterior suelen ser menores en los bloques de departamentos y comunidades de vecinos que en las viviendas familiares.

Nivel económico: El nivel económico y adquisitivo de una comunidad también afecta al consumo de agua, y en consecuencia al caudal de agua residual que genera. El consumo de agua y el caudal de agua residual son mayores cuanto mayor es el nivel de vida, aumento que puede ser debido, en parte, al mayor uso de aparatos que consumen agua como lavadoras, lavavajillas o trituradores de basura.

Fiabilidad y calidad del servicio: Un servicio de calidad y que sea fiable favorece el consumo de agua. Un servicio pobre, en términos de escasez o falta de presión en periodos secos, de mal sabor o con alto contenido en minerales, puede derivar en un menor consumo de agua.

Economía del agua: Se puede dar de diferentes maneras: (1) La introducción de restricciones en casos de emergencia, como las sequías, para conseguir una reducción del



consumo a corto plazo, o (2) la implantación de programas de actuación de largo alcance para conseguir la reducción permanente del consumo, mediante la instalación de dispositivos que economicen el consumo. Por ejemplo, el proyecto de Norma Oficial Mexicana PROY-NOM-002-CONAGUA-2015, aparatos y accesorios de uso sanitario, especifica la instalación de inodoros con un volumen promedio de *agua reducido* (máximo de 4.2 litros)

Fluctuaciones en el consumo de agua. Aunque es importante conocer los consumos medios, es igualmente importante disponer de datos sobre las fluctuaciones en el consumo. El consumo máximo se presenta en dos situaciones diferentes: en los meses de verano y en invierno.

Datos generales del proyecto. En los proyectos de aguas residuales los datos básicos de diseño son: Población actual y de diseño, aportación (0.75 de la dotación), calidad del agua cruda, calidad del agua tratada, climatología, temperatura del agua y del aire, altura sobre el nivel del mar, destino o reúso del agua tratada, terreno disponible, superficie, topografía, altura del nivel freático, tipo y capacidad de carga del terreno e idoneidad del mismo para construcción de bordos.

6.5.3. Caudales de diseño

En aquellos casos en los que se disponga de los datos de caudales en las estaciones de bombeo y plantas de tratamiento, se deben analizar los caudales, como mínimo, los dos últimos años. Las series de datos correspondientes a periodos de tiempo más largos se pueden utilizar para establecer los cambios y tendencias en las variaciones de los caudales. Mediante el análisis de los datos de caudales deben obtenerse importantes parámetros, entre los cuales podemos destacar (Metcalf & Eddy, 1996):

El caudal de aguas residuales es un dato esencial para el diseño de la planta de tratamiento. También es primordial conocer las variaciones de dicho caudal para diseñar correctamente el funcionamiento de la planta (López-Ruiz, s.f).

Los gastos que se consideran en los proyectos de alcantarillado son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario.

Gasto medio anual: Es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año. En función de la población y de la aportación (CONAGUA-libro-4, 2019).



$$Q_{med} = \frac{A * P}{86,400}$$

Donde:

Q_{med} = Gasto medio de aguas residuales, en l/s.

A = Aportación de aguas de aguas residuales L/día.

P = Población de proyecto, en habitantes (Hab).

86,400 = Segundos/día. (s/d).

Gasto mínimo: es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en un conducto. Se acepta que este valor es igual a la mitad del gasto medio (CONAGUA-libro-4, 2019).

$$Q_{min} = Q_{med} * 0.5$$

Donde:

Q_{min} = Gasto mínimo, en l/s

Q_{med} = Gasto medio, en l/s

Gasto máximo instantáneo: es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Para evaluar este gasto se considera la cantidad de habitantes servidos y no tiene relación con las condiciones socioeconómicas de la población. El gasto máximo instantáneo se obtiene a partir del coeficiente de Harmon (M) o de variación máxima instantánea (CONAGUA-libro-4, 2019).

$$Q_{Minst} = M * Q_{med}$$

Donde: Q_{Minst} = Gasto máximo instantáneo, en l/s.

Q_{med} = Gasto medio, en l/s

M = Coeficiente de variación máxima instantánea de aguas residuales

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{7927}} = 1.1504$$

Gasto máximo extraordinario: Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como por ejemplo



bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado. En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos, ya que brinda un margen de seguridad para prever los excesos en las aportaciones que pueda recibir la red, bajo esas circunstancias (CONAGUA-libro-4, 2019).

$$Q_{Mext} = Cs * Q_{Minst} = 1.5 * 0.01108 \text{ m}^3/\text{s} = 16.6247 \frac{\text{l}}{\text{s}} = 0.01662 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donde: Q_{Mext} = Gasto máximo extraordinario, en l/s.

Cs = Coeficiente de seguridad (se podrá usar de 1.5)

Q_{Minst} = Gasto máximo instantáneo, en l/s.

En el caso de no tenerse un estudio que nos indique los caudales en el emisor a través del tiempo, lo que nos permitiría conocer los gastos mínimo, medio, máximo instantáneo y máximo extraordinario de una población, se puede determinar la aportación de aguas residuales con base en el número de habitantes y del volumen que desalojan al día (aportación). La CONAGUA tiene establecido un porcentaje de 75% (López-Ruiz, s. f).

7. Procedimiento y descripción de las actividades realizadas

7.1. Descripción de la guía técnica elaborada

Se realizó una guía técnica de diseño de trenes para el tratamiento de aguas residuales domesticas mediante sistemas anaerobios presentes en el estado de Chiapas. La guía se estructura en 7 Capítulos, en los que se abordan los siguientes aspectos:

Capítulo 1.- Introducción. Se describen los antecedentes que justifican la redacción de la guía y se analizan sus objetivos, enfoque, metodología y estructura.

Capítulo 2.- Calidad del agua y tratamiento de aguas residuales. Se plasman conceptos básicos de calidad del agua y tratamiento de aguas residuales, tambien se describe los principales contaminantes presentes en las aguas residuales domésticas, asi mismo, se da introducción a los procesos para el tratamiento de aguas residuales.



Capítulo 3. Principales tecnologías de tratamiento de aguas residuales presentes en el estado de Chiapas y sus fundamentos

Se analiza el inventario estatal de tratamiento de aguas residuales en Chiapas, describiendo la situación actual de las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales y los principales procesos aplicados en el tratamiento de aguas residuales. Posteriormente se describen las etapas por las que pasan las aguas residuales a su ingreso en las PTAR (obra de llegada, desbaste, desarenado, desengrasado. Tratamiento primario, secundario y etapa de desinfección), se abordan sus fundamentos, ventajas y desventajas, principales características constructivas, así también los factores que afectan al proceso.

Capítulo 5. Criterios de selección de tecnología.

Se definen los criterios y la metodología que se debe llevar para la selección de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales, haciendo uso de la información presentada en los anteriores capítulos.

Capítulo 6. Diseño de operaciones y procesos

Para todos estos tratamientos se analizan los métodos de diseño, se detallan los principales parámetros de diseño de cada nivel de tratamiento, y se presentan las principales ecuaciones para el dimensionamiento básico.

Capítulo 7. Caso de estudio

En este capítulo se realizó el diagnóstico de una planta de tratamiento de aguas residuales de un municipio del estado de Chiapas, del cual, no tienen información sobre el diseño, mucho menos las condiciones de operación. Por lo que, haciendo uso de la información recabada en el manual se llevó a cabo el dimensionamiento básico de la planta.

7.2 Caso de estudio

7.2.1. Descripción del área de estudio.

- **Localización**

El área de estudio se ubica en la cabecera municipal de Zinacantán Chiapas. Localizada en la Región socioeconómica V - Altos Tsotsil-Tseltal.

La región socioeconómica V Altos Tsotsil-Tseltal, según el Marco Geoestadístico 2010 que publica el INEGI, tiene una superficie de 3,723.58 km² y se integra por 17 municipios localizados en la parte central del estado. Colinda al norte con la Región VII De Los Bosques, al este con las Regiones XIV Tulijá Tseltal Chol, y XII Selva Lacandona, al sur con las Regiones XV Meseta Comiteca Tojolabal y IV De Los Llanos y al oeste nuevamente con la región VII De Los Bosques y con la Región I Metropolitana (CEIEG, 2020).

Región V Tsotsil-Tseltal

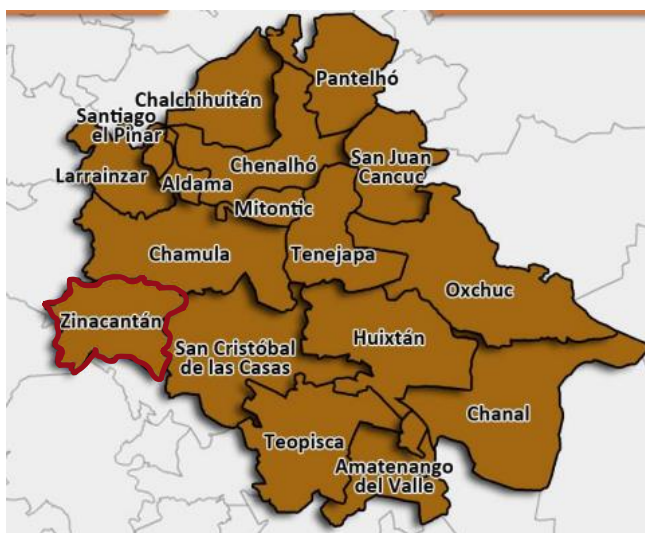


Figura 14. Mapa de ubicación del municipio de Zinacantán Chiapas.

La Cabecera municipal de Zinacantán se limita con el municipio de San Cristóbal de las Casas, al noreste con el municipio de San Lucas, al noroeste con el municipio de Ixtapa, al norte con el municipio de Chamula y al suroeste con los municipios de Acala y Chiapa de Corzo (CEIEG, 2020).

La localidad está ubicada en la posición 16°45'34" de latitud norte y 92°43'18" de longitud oeste, a una altura de 2166 m s. n. m. Ocupa una superficie de 3.733 km².



Figura 15. Micro localización de la localidad

- **Clima**

Los climas presentes son templado subhúmedo con lluvias en verano, semicálido subhúmedo con lluvias en verano y cálido subhúmedo con lluvias en verano.

- **Temperatura**

Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de 6 °C a 22 °C y rara vez baja a menos de 3 °C o sube a más de 25 °C. La temporada templada dura 2.2 meses, del 20 de marzo al 26 de mayo, y la temperatura máxima promedio diaria es más de 21 °C. El mes más cálido del año en Zinacantán es mayo, con una temperatura máxima promedio de 22 °C y mínima de 11 °C (Weather Spark, 2017).

La *temporada fresca* dura 2.3 meses, del 23 de noviembre al 2 de febrero, y la temperatura máxima promedio diaria es menos de 18 °C. El mes más frío del año en Zinacantán es *enero* (Weather Spark, 2017).

- **Geología e Hidrología.**

Tiene una geología conformada principalmente por rocas de tipo sedimentarias, compuesta mayoritariamente por calcita (calizas), roca de tipo detrítico que contiene clastos de tamaño arena (lutita-arenisca) y rocas formadas por arena, arcillas y limos (limolita-arenisca), así mismo volcánocastlco (CEIEG, 2020)..

Los principales ríos y arroyos cercanos son Taki-uk'um y Santa Elena, los arroyos Ats'am, Balton, Bochojbo', Tonts'ikin y Chilo', también existen los manantiales Salinas, Patosil, Bochojbo' Alto, San Nicolas y Selva.



- **Medio socio económico**

En la siguiente tabla se muestran los censos proporcionados por INEGI en el año 2010 y 2020.

Población según INEGI 2010	3921 habitantes
Población según INEGI, ACTUAL	5575 habitantes
Tasa de crecimiento	3.582121 %

Tabla 14. Proyección de habitantes en Zinacantán

- **Actividad socioeconómica**

Zinacantán tiene como base de su economía la agricultura con cultivos de maíz, frijol, repollo, papa, durazno, manzana, aguacate, perón y ciruela. Así mismo, la floricultura es el trabajo actual de los Zinacantecos, esto se puede apreciar en las grandes extensiones cubiertas por viveros, en los cuales se cultivan flores como: claveles rojos, rosados y blancos; las bolitas, margaritas blancas, gladiolas, rosas, pompón, crisantemo, entre otras (Plan de Desarrollo Municipal Zinacantán 2021-2024).

Las mujeres se dedican a la elaboración de textiles en telar de cintura, que pueden ser: chales, chalinas, blusas, nahuas, mochevales, camisas, chalecos de lana, vestido de novia tradicional, fundas para almohada, caminos de mesa, manteles, entre otros, para posteriormente ofertarlos a los visitantes o vendérselo a las tiendas grandes del lugar, actividad que también aporta ingresos a la economía familiar (Plan de Desarrollo Municipal Zinacantán 2021-2024).

- **Servicios**

En lo que se refiere a los servicios públicos la localidad cuenta con los siguientes porcentajes de servicios.

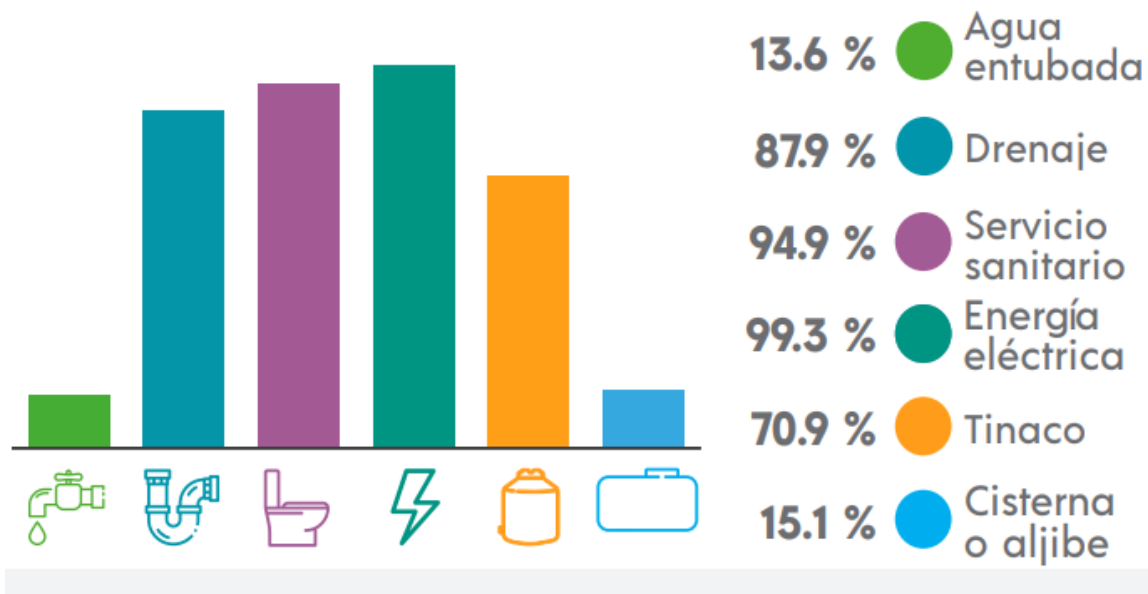


Figura 16. Disponibilidad de servicios y equipamiento, Zinacantán Chiapas.

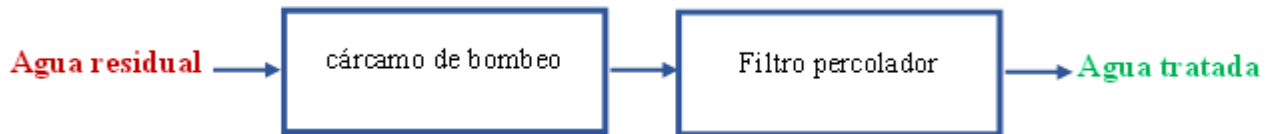
En cuestión de recolección y limpia pública se tiene un 25% de eficiencia; una tercera parte de la localidad tiene pavimentación y tiraderos a cielo abierto; no cuenta con plantas potabilizadoras, rellenos sanitarios (Panorama sociodemográfico de Chiapas, 2020).

7.2.2 Diagnóstico de la planta de tratamiento de aguas residuales existente

Existe una planta de tratamiento de aguas residuales para la localidad de la cabecera municipal de Zinacantán Chiapas. Sin embargo, es una planta del que las autoridades municipales, no tienen información sobre el diseño, mucho menos sobre las condiciones de operación, es una “planta nueva”, abandonada porque según el municipio no recibe recursos para su operación (reactivos, insumos, energía eléctrica), mantenimiento y reparación.

En el diagnóstico se pudo identificar un tratamiento a base de un filtro percolador, esta cuenta con un cárcamo de bombeo que se encarga de bombear el agua residual al filtro. Sin embargo, no se tomó en cuenta un pretratamiento, tratamiento primario, ni el tratamiento de desinfección.

A continuación, en el siguiente diagrama de bloques se tiene representado la estructura identificada de la planta existente:



En base a las referencias bibliográficas consultadas para los Filtros Percoladores se recomiendan las siguientes posibles líneas de tratamiento:

Línea de tratamiento 1: Pretratamiento + Sedimentación Primaria + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria

Línea de tratamiento 2: Pretratamiento + Tanques Imhoff + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria

Línea de tratamiento 3: Pretratamiento + RAFA + Filtros Biológicos Percoladores (FBP)+ Sedimentación Secundaria+ Desinfección

La elección y diseño de los procesos que debe constituir un sistema de tratamiento se consideran como factores importantes para el desempeño de la planta y la consistencia con el cumplimiento de las normas de vertimiento. El nivel de tratamiento a considerar es función, principalmente, de la calidad del agua cruda, del flujo y de los diversos niveles de calidad esperados en el efluente del tren de tratamiento, dependiendo del uso que se tenga planeado dar a las aguas renovadas. (CONAGUA, 2007).

Tomando en cuenta la información que se obtuvo en la elaboración de la guía técnica de los principales sistemas anaerobios más utilizados: Tanque Imhoff, Tanque séptico, RAFA y FAFA, de estos se analizaron diferentes criterios, así como las ventajas y desventajas de cada uno de los sistemas propuestos y tomando en cuenta los datos de las características de las aguas residuales domésticas en diferentes bibliografías (Metcalf y Eddy, 1996, Jiménez, 2002, y Balairón, 2002), se dio idea de la composición de las aguas residuales de acuerdo a sus características físicas, químicas y biológicas, esto con el objetivo de considerar si es posible adecuar la planta existente o proponer otro tipo de tratamiento. Por otra parte, De-Lemos-Chernicharo (2022) y CENTA se encontró que la configuración típica de un FBP es la que se describe en la línea de tratamiento 3, el cual presenta un flujograma bastante simplificado donde se incluye el tratamiento anaerobio, el cual está centrado como objetivo de este proyecto (Figura 17). En esta línea de tratamiento se incluyen las unidades de

tratamiento preliminar (rejilla y desarenador), el flujograma comprende las unidades de tratamiento biológico anaerobio y aerobio, en secuencia (RAFA, filtro biológico percolador y sedimentador secundario). Con lo anterior se tomó la decisión de ampliar la planta, por lo que, se dimensionó los niveles de tratamiento faltantes para la mejora de la planta tomando en cuenta la línea de tratamiento 3 para los FBP, a su vez, De Lemos-Chernicharo (2022) plantea que los humedales de flujo subsuperficial son más apropiados para el postratamiento de efluentes de reactores anaerobios, teniendo en cuenta su bajo potencial de generación de malos olores y de aparición de mosquitos. Entonces se propone dimensionar dos líneas de tratamiento, esto con el objetivo de analizar la línea de tratamiento más adecuado para la población. Se presenta la configuración típica de las líneas de tratamiento en los siguientes diagramas de bloques.

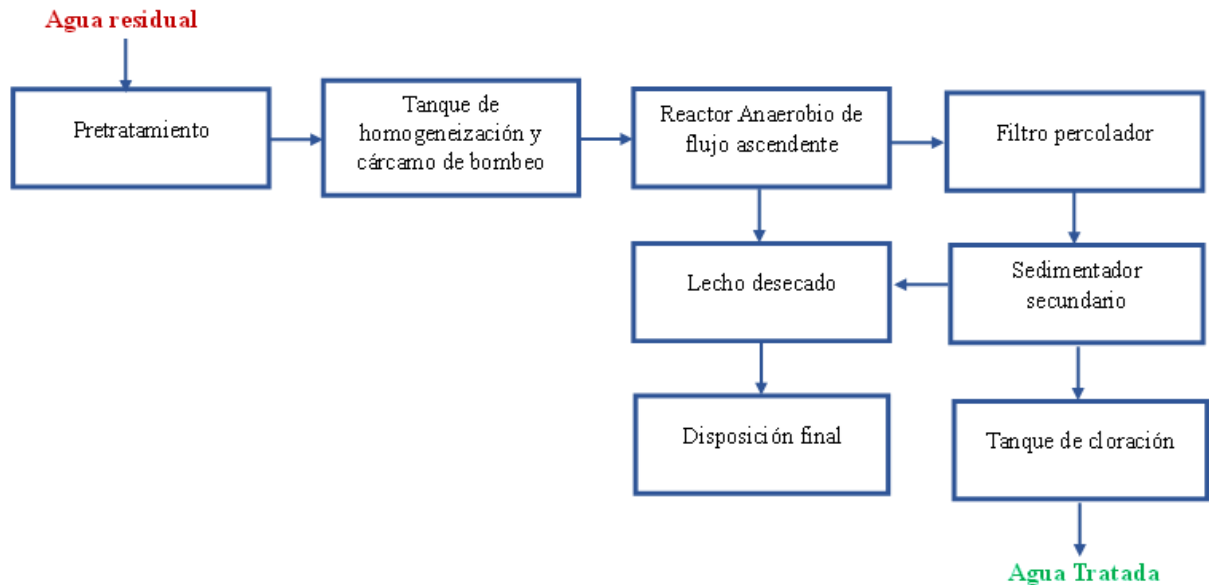


Figura 17. Línea de tratamiento 1 Configuración típica de una PTAR con RAFA y filtro biológico percolador.

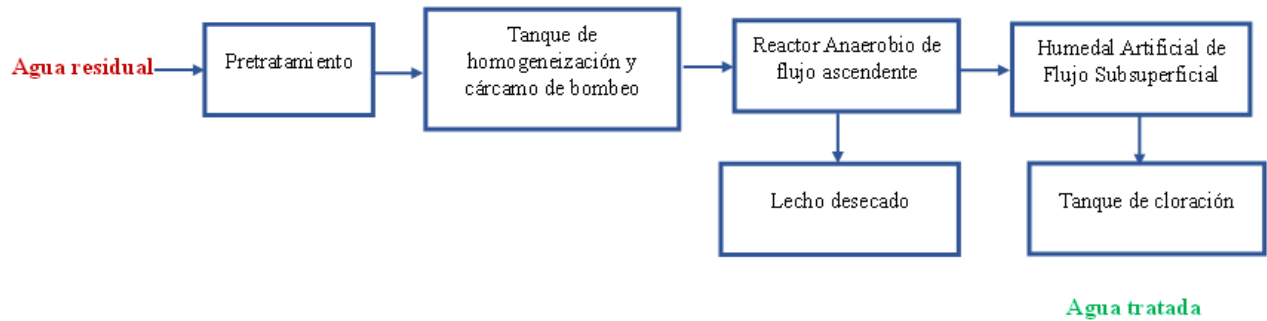


Figura 18. Línea de tratamiento 2; configuración típica de una PTAR con RAFA y humedal construido.

El primer paso para el diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, es determinar las características del agua residual. Así mismo es necesario determinar la población total asentada en la zona de estudio, la dotación media de agua limpia, para finalmente poder estimar el volumen que se genera de agua residual municipal. De esta manera se desarrolló una secuencia de calculos para el dimensionamiento y adecuación de las condiciones de funcionamiento de las líneas de tratamiento propuestas.

7.2.3 Caracterización del agua residual

En esta etapa se realizó un estudio del agua residual cruda solamente en la entrada de la planta, ya que esta no se encuentra funcionando, para lo cual se definió los parámetros a monitorear, las técnicas a utilizar en la medición de estos parámetros y el tipo de muestra a tomar, el procedimiento de muestreo se realizó conforme a las especificaciones presentadas en la norma mexicana NMX-AA-003-1980.

Se llevó a cabo una visita previa para conocer las condiciones en las que se encuentra la planta construida y cobertura del sistema de alcantarillado, esto para definir el punto de muestreo. De acuerdo a la descarga de las aguas residuales se identificó una tubería que llevaría esta agua a un cárcamo de bombeo de la PTAR construida, por lo de esa tubería se tomaron un total de 3 muestras simples, ya que las condiciones climáticas no fueron las adecuadas; estas muestras fueron tomadas en la mañana, la otra al medio día y la última en la tarde, tomando en consideración que son las horas en las que hay mayor actividad de los habitantes de la localidad por lo que habría mayor contaminación, el intervalo entre cada toma de muestra fue de 4 a 5 horas.



A la llegada al sitio se tomaron datos como, temperatura del aire (20 °C) y agua (17.5°C). Posteriormente, se tomaron muestras en 500 ml, se enjuagaron 3 veces los frascos con agua de la descarga, se llenaron con la muestra, se verificó que estuvieran bien cerradas, se etiquetaron y se guardaron en un recipiente con hielo.

7.2.4 Selección de los parámetros a analizar

Los parámetros se seleccionaron conforme a la información recopilada en la bibliografía (Metcalf y Eddy, 1996, Tchobanougous, 2004, y CONAGUA, 2007), donde mencionan los parámetros que mayormente influyen en el dimensionamiento de las plantas de tratamiento de aguas residuales son DQO, DBO, SST, grasas y aceites, tomando en cuenta las siguientes normativas para el procedimiento.

Parámetros	Norma utilizada
<i>Demanda química de oxígeno</i>	NMX-AA-030/2-SCFI-2011
<i>Demanda bioquímica de oxígeno</i>	NMX-AA-028-SCFI-2001
<i>Solidos suspendidos totales</i>	NMX-AA-034-SCFI-2015
<i>Grasas y aceites</i>	NMX-AA-005-SCFI-2013

Tabla 15. Parámetros analizados

La determinación de las concentraciones de los parámetros se realizó en el laboratorio de calidad del agua ubicado en las instalaciones del Instituto Estatal del Agua (INESA), en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez Chiapas, el laboratorio proporcionó el material, reactivos y los equipos necesarios para hacer la determinación siguiendo el método establecido en las normas mexicanas mencionadas anteriormente.

7.2.5 Concentraciones de los parámetros analizados.

<i>Intervalo reportado (mg/L) en Metcalf y Eddy (1996).</i>	Parámetro	Concentración (mg/L) obtenida
100 a 350	SST	220
250 a 1000	DQO	390.4
110 a 400	DBO	280.6
50 a 150	Grasas y aceites	11.31 (No es necesario una trampa de grasa)



Tabla 16. Valores de los parámetros encontrados

La concentración para DQO, SST y DBO estuvieron dentro de los intervalos reportados para aguas residuales de tipo domésticas en la bibliografía de Metcalf y Eddy, 1996.

Las concentraciones que se encontraron para estos parámetros demostraron que las aguas residuales de la localidad necesitan ser tratadas ya que rebasan los límites máximos permisibles establecidos en la NOM-001-SEMARNAT-2021.

7.2.6 Diseño y operación de los procesos

7.2.6.1 Proyección de la población futura

La proyección de la población del estudio mencionado se hizo con respecto a los censos proporcionados por INEGI en 2020, la población de proyección es para 10 años, obteniendo así a partir del año actual (2020) hasta el año 2030 un total de 7, 927 habitantes.

Años de proyección	Año	Población (Hab.)
Actual	2020	5575
1	2021	5775
2	2022	5982
3	2023	6196
4	2024	6418
5	2025	6648
6	2026	6886
7	2027	7133
8	2028	7388
9	2029	7653
10	2030	7927

Tabla 17. Proyección de población en Zinacantán

La dotación de agua de la cabecera municipal de Zinacantán Chiapas se determinó a partir de parámetros establecidos por CONAGUA, los cuales están relacionados por el tipo de clima, en este caso de clima “templado o frío” y nivel socioeconómico bajo, respectivamente. Donde se puede observar que tiene una dotación de 140 litros por habitante al día.



Clima	Nivel socioeconómico			Subtotal por clima
	Bajo	Medio	Alto	
<i>Consumo en metros cúbicos por toma al mes</i>				
Cálido Húmedo	24	25	28	25
Cálido Subhúmedo	20	23	26	22
Seco o Muy Seco	22	22	22	22
Templado o Frío	15	16	14	16
Subtotal por nivel de ingreso	20	21	22	21
<i>Consumo en litros por habitante al día</i>				
Cálido Húmedo	198	206	243	201
Cálido Subhúmedo	175	203	217	191
Seco o Muy Seco	184	191	202	190
Templado o Frío	140	142	145	142
Subtotal por nivel de ingreso	177	183	194	182

Tabla 18. Dotación de consumo de agua (CONAGUA, 2019)

7.2.6.2 Gasto y Calidad de las Aguas Residuales.

La aportación estimada de generación de aguas residuales, es el equivalente al 75% de la dotación de agua potable por habitante por día, asumiendo que el 25% restante se pierde y nunca llega a la tubería. De esta manera los datos anteriores sirven para estimar el gasto total de la generación de aguas residuales.

1.-Estimación de la generación de aguas residuales.

$$Gasto\ Total = (Población\ del\ proyecto) (dotación) (aportación)$$

$$Gasto\ Total = (7927\ hab)(140\ litros/hab.Dia)(75\%) = 832335\ L/día$$

$$Gasto\ Total = 0.0096335\ m^3/s$$

Por lo tanto, el diseño de la planta de tratamiento debería tener la capacidad para tratar aproximadamente 0.0097 m³/s.

2.- Cálculo de gastos de diseño.

Gasto medio:

$$Aportación\ (A) = (140\ litros/hab.Dia)(75\%) = 105\ L/hab.dia$$



$$Q_{med} = \frac{A \cdot P}{86,400} = \frac{(7927 \text{ hab} \cdot 105 \text{ L/hab.día})}{86,400}$$

$$Q_{med} = 9.6335 \frac{l}{s} = 0.009633507 \text{ m}^3/s$$

Donde:

Q_{med} = Gasto medio de aguas residuales, en l/s.

A = Aportación de aguas de aguas residuales L/día.

P = Población de proyecto, en habitantes (Hab).

86,400 = Segundos/día. (s/d).

Gasto mínimo (Q_{min}):

$$Q_{min} = Q_{med} * 0.5 = 9.6335 \frac{l}{s} * 0.5 = 4.81675 \frac{l}{s} = 0.0048 \text{ m}^3/s$$

Donde: Q_{min} = Gasto mínimo, en l/s

Q_{med} = Gasto medio, en l/s

Gasto máximo instantáneo (Q_{Minst}):

$$Q_{Minst} = M * Q_{med} = 1.1504 * 9.6335 \frac{l}{s} = 11.0831 \frac{l}{s} = 0.01108 \text{ m}^3/s$$

Donde: Q_{Minst} = Gasto máximo instantáneo, en l/s.

Q_{med} = Gasto medio, en l/s

M = Coeficiente de variación máxima instantánea de aguas residuales

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{7927}} = 1.1504$$

Gasto máximo extraordinario (Q_{Mext}):

$$Q_{Mext} = Cs * Q_{Minst} = 1.5 * 0.01108 \text{ m}^3/s = 0.01662 \text{ m}^3/s$$

Donde: Q_{Mext} = Gasto máximo extraordinario, en l/s.

Cs = Coeficiente de seguridad (se podrá usar de 1.5)

Q_{Minst} = Gasto máximo instantáneo, en l/s.

7.2.6.3 Canal de acceso o, de entrada.

Las aguas residuales llegan por gravedad, conducidas por el emisor, hasta el lugar donde está construida la planta de tratamiento de aguas residuales. Por lo que al principio del sistema de tratamiento se ubica un canal de llegada, el cual sirve para regular la velocidad de llegada del agua al sistema, tomando el agua residual desde el punto de descarga del sistema de alcantarillado o desde el emisor.

Es importante tomar en cuenta que la tubería de alcantarillado trabaja como canal, por lo tanto, su análisis hidráulico debe hacerse tomado en cuenta un tubo parcialmente lleno. En redes de alcantarillado la capacidad del tubo se considera al 50%, ya tomando en cuenta el porcentaje de la sección que corresponde a los azolves con un 10%, por lo tanto, el porcentaje de agua que está alojando esta tubería es del 40%.

Parámetros de diseño propuestos para el canal		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Q_{mext}	0.01662478	m^3/s
Velocidad (V)	0.51	m/s
Ancho de canal (b)	0.5	m
Factor de fricción (n) para concreto	0.012	

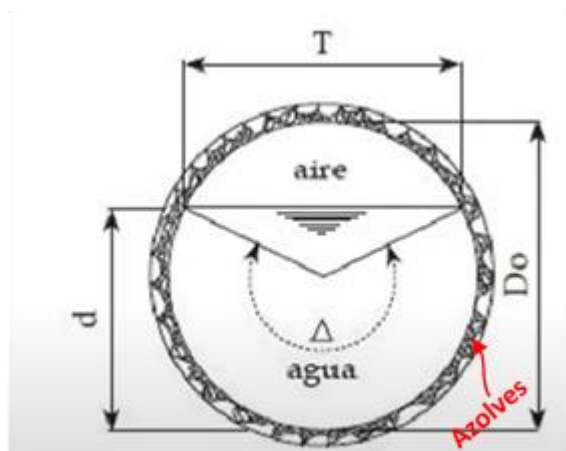


Figura 19. Tubería de llegada



La velocidad mínima en el canal debe ser de 0.3 m/s (para evitar el asentamiento de la arena en el canal).

Sin embargo, para corroborar la propuesta de velocidad se realiza una iteración de velocidades propuestas hasta encontrar un valor que coincida con la velocidad calculada.

Q de diseño	Valor de Q	V. propuesta (V)	Área (Q/V)	Ancho de canal	Tirante(Y=A/B)	pendiente(S)	R Hidráulico (BY/(B+2Y))	V. calculada
QMe xt	0.016624 78	0.51	0.0325976 09	0.5	0.065195217	0.002	0.05171018 9	0.51727064 9

Por lo tanto, se propone una velocidad de 0.51 m/s.

1.- Área del agua

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.01662 \text{ m}^3/\text{s}}{0.51 \text{ m/s}} = 0.0325 \text{ m}^2$$

Área del agua = 40% de la sección del tubo

Con esto es posible determinar un diámetro para la tubería.

$$\text{Área del tubo: } At = \frac{A}{0.4} = \frac{0.0325 \text{ m}^2}{0.4} = 0.081494 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, de la ecuación para el cálculo de una sección circular tenemos:

$$A = \frac{\pi * D^2}{2}$$

Despejando queda:
$$D = \sqrt{\frac{2A}{\pi}} = \sqrt{\frac{2*0.081494 \text{ m}^2}{\pi}} = 0.322120181 \text{ m} =$$

12.681896 *pulgadas*

Entonces se propone una tubería que llega a la planta de un diámetro de 13 pulgadas.

Para el proyecto se propone un canal a cielo abierto y la sección transversal de canal rectangular. Por lo tanto, se propone un ancho de canal 0.50 m (Tomando referencia bibliográfica).

2.- Tirante del agua en el canal



$$h_{inst} = \frac{A}{b} = \frac{0.0325 \text{ m}^2}{0.50 \text{ m}} = 0.0651 \text{ m}$$

3.- Perímetro mojado

$$Pm = 2h_{inst} + b = (2 * 0.0651\text{m}) + 0.5\text{m} = 0.6303\text{m}$$

4.- Radio hidráulico

$$Rh = \frac{A}{Pm} = \frac{0.0184 \text{ m}^2}{0.4231\text{m}} = 0.0517 \text{ m}$$

5.- Pendiente hidráulica

Se calculó despejando las variables de la fórmula de Manning y se sustituyeron los valores obtenidos anteriormente.

Para el Coeficiente de rugosidad (n) =0.012 para material de concreto, este valor se eligió como valor recomendado para conducciones a superficie libre según (Conagua 2019, libro 4).

$$s = \left(\frac{nV}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = \left(\frac{0.012 * 0.51}{0.0517^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0.001944172 \approx 0.002$$

En la siguiente tabla se muestran las dimensiones obtenidas del canal de entrada a la planta.

Valores calculados para el canal		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Área del agua (A)	0.032597609	m ²
Área del tubo (At)	0.081494022	m ²
Diámetro del tubo (D)	0.322120181	m
Tirante hidráulico (h)	0.065195217	m
Perímetro mojado (Pm)	0.630390435	m
Radio hidráulico (Rh)	0.051710189	m
Pendiente hidráulico (s)	0.001944172	°

7.2.6.4 Rejillas

Los calculos se llevaron a cabo conforme a la metodología de (CONAGUA-libro-26, 2019). Los parámetros de diseño se especifican en la tabla.



Parámetros de diseño: Rejillas de limpieza manual		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Qmax ext	0.01662478	m ³ /s
Espesor de las barras (d _b)	0.01	m
Ancho (W)	0.5	m
Espaciamiento entre barras (C)	0.0254	m
Pendiente con la horizontal (Θ)	45	°
Pérdida permisible de carga en las rejillas (h _L)	0.15	m
Profundidad útil del canal (h _b)	0.3	m
Tirante Hidráulico (h)	0.065195217	m
Coeficiente de barras circulares(β)	1.79	
Gravedad (g)	9.81	m/s ²
Velocidad de acercamiento (V _a)	0.35	m/s

1.- Área del canal

$$A = W * h = 0.5m * 0.065195217m = 0.032597609 \text{ m}^2$$

2.- Velocidad antes de la rejilla

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.01662478 \text{ (m}^3/\text{s)}}{0.032597609 \text{ m}^2} = 0.51 \text{ m/s}$$

3.-Longitud de la reja

$$L = \frac{h+h_b}{\text{sen } \theta} = \frac{0.065195217m+0.3 \text{ m}}{\text{sen } 45^\circ} = 0.429185221m$$

4.-Número de barras

$$C = \frac{W-nd_b}{n+1} \text{ Por lo tanto: } n = \frac{W-c}{C+d_b} = \frac{0.5m-0.0254m}{0.0254 \text{ m}+0.01m} = 13.4066 \text{ espacios} \approx 14 \text{ espacios}$$

$$n - 1 = 14 - 1 = 13 \text{ barras}$$

5.- Pérdida hidráulica (Kischmer)

$$h_L = \beta \left(\frac{d_b}{C} \right)^{\frac{4}{3}} h_v \sin \theta = 1.79 \left(\frac{0.01 \text{ m}}{0.0254 \text{ m}} \right)^{\frac{4}{3}} * 0.006243m * \sin 45^\circ = 0.002744051m$$

Donde:
$$h_v = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{(0.35 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)} = 0.006243m$$

6.- Velocidad a través de la reja



Es imprescindible calcular primero el área de las rejillas para el cálculo de la velocidad a través de las rejillas:

$$A_r = n d_b h = 14 * 0.01m * 0.065195217 m = 0.00912733 m^2$$

Finalmente se tiene: $V_r = \frac{0.01662478 m^3/s}{0.032597609 m^2 - 0.00912733 m^2} = 0.7083333 m/s$

Nota: Se usarán barras construidas en acero inoxidable.

Dimensionamiento de rejillas		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Área del canal (A)	0.032597609	m ²
Velocidad antes de la rejilla (V)	0.51	m/s
Longitud de la barra (L)	0.429185221m	m
número de espacio (n)	13.40677966	14 espacios
Numero de barras (n-1)	13	
Pérdida hidráulica (Kischmer) (h _L)	0.002744051	m
altura de vel. de flujo aprox. (h _v)	0.006243629	m
Área a través de la reja (A _r)	0.00912733	m ²
Velocidad a través de la reja (V _r)	0.708333	m/s

7.2.6.5 Desarenador horizontal.

Los calculos se llevaron a cabo conforme a la metodología de Pérez-Rodríguez.

2015. Los parámetros de diseño se especifican en la tabla.

Parámetros de diseño: Desarenador horizontal de limpieza manual		
Criterio/parámetro	valor	unidades
QMext	0.01662478	m ³ /s
Tamaño de partícula (d)	0.208	mm
Velocidad de la partícula (V ₀)	18.7	mm/s
Constante en desarenadores de acuerdo al D de partícula (k)	1.67	
h máxima del canal de llegada (h ₁).	0.15	m
Velocidad Horizontal (V _h)	0.3	m/s
Numero de canales (n)	2	
Cantidad unitaria de arena retenida (Ca)	0.02	l/Hab/día
Habitantes	7927	
Bordo libre (h ₃)	0.3	



El diseño del desarenador de flujo horizontal se basa en el concepto del tanque de sedimentación ideal. Si se considera un diámetro de partícula $d= 0.208$ mm para un desarenador horizontal (tipo canal) de la siguiente tabla se obtiene una velocidad de partícula de $V_0=18.7$ mm/s y $k=1.67$, entonces:

d (diámetro)	Uo mm/s	k			
		Desarenadores horizontales	Desarenadores aireados		
			B:H=1.0	B:H=1.25	B:H=1.5
0.15	13.2	-----	2.62	2.50	2.39
0.20	18.7	1.67	2.43	2.25	2.08
0.25	24.2	1.27	2.22	2.02	1.72
0.30	29.7	1.16	2.00	1.66	1.24
0.35	35.1	1.11	1.78	1.26	-----
0.40	40.7	1.08	1.48	-----	-----
0.50	51.6	1.05	-----	-----	-----

Figura 20. Valores de K en desarenadores de acuerdo al diámetro de partícula (Pérez-Rodríguez, 2015).

1.- Velocidad real

$$(V) = \frac{V_0}{K} = \frac{18.7 \text{ mm/s}}{1.67} = 11.19760479 \text{ mm/s} = 0.01119 \text{ m/s}$$

2.- Tiempo de retención

Considerando una altura máxima (h_1) del canal de llegada = 0.15 m se encuentra el tiempo de retención.

$$T = \frac{h_1}{V} = \frac{0.15 \text{ m}}{0.01119 \text{ m/s}} = 13.39572193 \text{ s} \approx 14 \text{ s}$$

3.- Longitud del desarenador

Considerando que Velocidad Horizontal (V_h) = 0.3 m/s para Q_{ext} .

$$L = \frac{V_h h_1}{V} = \frac{0.3 \text{ m/s} * 0.15 \text{ m}}{0.01119 \text{ m/s}} = 4.018716578 \text{ m}$$



4.- Área transversal.

$$A_{trans} = \frac{Q}{V_h} = \frac{0.01662478 \text{ m}^3/\text{s}}{0.3 \text{ m/s}} = 0.055415935 \text{ m}^2$$

5.- Área superficial.

$$A_{sup} = \frac{Q}{V} = \frac{0.01662478 \text{ m}^3/\text{s}}{0.01119 \text{ m/s}} = 1.484672905 \text{ m}^2$$

6.- Ancho del desarenador.

$$B = \frac{A_{sup}}{L} = \frac{1.484672905 \text{ m}^2}{4.018716578 \text{ m}} = 0.369439565 \text{ m}$$

Si se consideran dos canales entonces:

$$b = \frac{B}{2} = \frac{0.369439565 \text{ m}}{2} = 0.184719783 \text{ m}$$

7.- Cantidad de arena.

$$Q_{arena} = No. \text{equiv} * Cant \text{ unit}$$

Donde:

Cantidad unitaria de arena retenida = 0.02 l/hab/día.

Considerando que el No. equiv. = No. Hab. dado a que no hay influencia industrial.

$$Q_{arena} = 7927 \text{ hab} * 0.02 \text{ l/hab/día} = 1.83495e^{-06} \text{ m}^3/\text{s}$$

8.- Altura (H)

$$h_2 = \frac{(Q_{arena})(T)}{Lbn} = \frac{(1.83495e^{-06} \text{ m}^3/\text{s})(14 \text{ s})}{4.018716578 \text{ m} * 0.184719783 \text{ m} * 2} = 0.0000165562 \text{ m}$$

Por cuestiones constructivas, se considerará $h_2 = 0.1 \text{ m}$ y un bordo libre de 0.3 m

Por lo tanto, Altura $H = h_1 + h_2 + h_3 = 0.15 + 0.1 + 0.3 = 0.55 \text{ m}$

9.- Volumen de la tolva

Si se propone un tiempo de retención (Tr) de la tolva = 1 día = 86400 s.



$$V_{tolva} = Q_{arena} * Tr_{tolva} = 1.83495e^{-06} \frac{m^3}{s} * 86400s = 0.15854000 m^3$$

Se construirán dos canales, uno de ellos trabajará el cual tiene la capacidad de pasar el gasto máximo de diseño, mientras que el segundo será de reserva.

Dimensionamiento del desarenador horizontal		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Velocidad real (V).	0.011197605	m/s
Tiempo de retención (T)	13.39572193	s
Longitud del desarenador (L).	4.018716578	m
Área transversal (Atrans)	0.055415935	m ²
área superficial (Asup)	1.484672905	m ²
Ancho (B)	0.369439565	m
Si se considera 2 canales: Ancho sería	0.184719783	
Qarena	1.83495E-06	m ³ /s
h ₂	0.0000165562	m
H	0.5500000000	m
V de la Tolva	0.15854000	m ³

7.2.6.6 Vertedor sutro

Después del desarenador se ubicará un vertedero proporcional que hará pasar un caudal directamente proporcional a la carga, por lo tanto, se emplea como dispositivo de regulación o control del tirante en el desarenador.

Los calculos se llevaron a cabo conforme a la metodología de López Fernández, 2013.

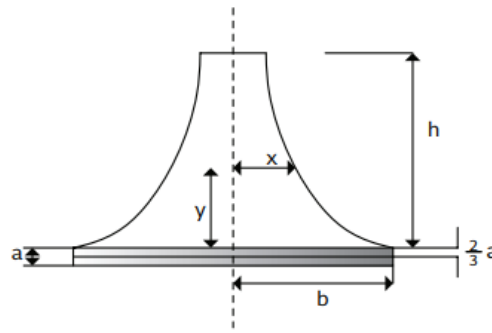
Parámetros de diseño utilizados para el vertedor sutro		
Criterio/parámetro	valor	unidades
QMext	0.01662478	m ³ /s
Velocidad (V)	0.3	m/s
Tirante de agua (h)	0.3	m
Altura corte recto (a)	0.0254	m

1.-Area

$$A = \frac{QM_{ext}}{V} = \frac{0.0166 \text{ m}^3/\text{s}}{0.3 \text{ m/s}} = 0.0554 \text{ m}^2$$

2.- Ancho del canal

$$B = \frac{A}{h} = \frac{0.0554 \text{ m}^2}{0.3 \text{ m}} = 0.1847 \text{ m}$$



Vertedor proporcional

vertedor

3.- Altura del tirante en el

$$H = h - a = 0.3 \text{ m} - 0.0254 \text{ m} = 0.2746 \text{ m}$$

$$B = \frac{Q}{(\sqrt{2} * a * g)(H + \frac{2}{3}a)}$$

$$B = \frac{0.0166 \text{ m}^3/\text{s}}{(\sqrt{2} * 0.0254 \text{ m} * 9.81 \text{ m/s}^2)(0.2746 \text{ m} + (\frac{2}{3} * 0.0254 \text{ m}))} = 0.0776 \text{ m} = 7.76 \text{ cm}$$

En la tabla siguiente se ilustra los valores obtenidos para la curvatura del vertedor sutro con respecto a la altura, así mismo el resumen de los datos obtenidos para el dimensionamiento del mismo.

y(cm)	x(cm)
1	1.59373775
2	1.12694277
3	0.92014492
4	0.79686887
5	0.71274119
6	0.65064071
7	0.60237625
8	0.56347138
9	0.53124592
10	0.50398413
11	0.48053001
12	0.46007246

donde $x = (a/y)^{1/2}$

Tabla 43. Valores de la curvatura del vertedor sutro



Dimensionamiento del vertedor sutor		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Área	0.055415935	m ²
Ancho del canal	0.184719783	m
Altura del tirante en el vertedor	0.2746	m
Base	0.077685286	m

7.2.7.7 Tanque de homogeneización

Los calculos se llevaron a cabo conforme a la metodología de López Fernández, 2013.

Parámetros de diseño utilizados para el tanque de homogeneización		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Q _{med}	34.680625	m ³ /h
Tiempo de retención (T _{RH})	2	h
Tirante de agua (h)	1.2	m

1.- Volumen útil de la caja

$$V = Q * T_{RH} = 34.680625 \frac{m^3}{h} * 2h = 69.36125 m^3$$

2.- Área de la caja

$$A = \frac{V}{h} = \frac{69.36125 m^3}{1.2 m} = 57.8010 m^2$$

La caja es de forma cuadrada, por lo que, la longitud de su lado viene dada por la raíz cuadrada del área estimada anteriormente.

$$L = \sqrt{57.8010 m^2} = 7.6026 m$$

Por lo tanto, el área real es $A_r = (7.6026 m)^2 = 57.80104167 m^2$

3.- El volumen real

$$V_r = A_r * h = 57.80104167 m^2 * 1.2 m = 69.36125 m^3$$

4.- Revisión del tiempo de retención hidráulico



$$T_{RH} = \frac{V}{Q} = \frac{69.36125 \text{ m}^3}{34.680625 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}} = 2 \text{ horas}$$

El tiempo de retención se mantiene a 2 horas, por tanto, se acepta. En la siguiente tabla se muestran los datos para el dimensionamiento del tanque de homogeneización.

Dimensiones del tanque de homogeneización		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Volumen útil de la caja (V)	69.36125	m ³
Área de la caja (A)	57.80104167	m ²
Longitud de la caja (L)	7.60269963	m
Área real de la caja (Ar)	57.80104167	m ²
Volumen real (Vr)	69.36125	m ³
Tiempo de retención hidráulico real (T _{RHr})	2	h

Dimensionamiento de la línea de tratamiento 1

Esta alternativa contará con un RAFA, como tratamiento primario, cuya finalidad será la remoción de sólidos suspendidos antes de que el agua residual ingrese al filtro percolador. En cuanto al filtro percolador, que será el tratamiento secundario y biológico, este se compondrá con un medio plástico, esto para tener un mejor porcentaje de remoción de los contaminantes, el agua residual se hace percollar a través de elementos plásticos, en la superficie de los cuales se forma una película bacteriana que aprovecha la materia orgánica del influente, se acompaña de un sedimentador secundario, del que puede hacerse circular parte del gasto al filtro (Anexo 1).

7.2.6.8 Reactor anaerobio de flujo ascendente.

Metodología basada en el dimensionamiento que propone CONAGUA-Libro-28, 2019.

Parámetros de diseño utilizados para el dimensionamiento del RAFA		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Gasto afluente promedio (Qip)	832.335	m ³ /d
Qmaxi	957.5873528	m ³ /d
DQO afluente promedio (So)	0.3904	(Kg/m ³)



DBO afluente promedio (S_o)	0.2806	(Kg/m ³)
número de módulos del reactor (N)	2	
tiempo de residencia hidráulica (t)	0.333333333	días
altura del reactor (H)	4	m
ancho (a) del reactor	4	m
Temperatura del agua residual	18	°C
Coef. del rendimiento de sólidos (Y)	0.18	kgSST/kgDQO _{app}
Coef. del rendimiento de sólidos, DQO (Y _{obs})	0.21	kgDQO _{lodo} /kgDQO _{app}
Con. esperada de la descarga del lodo (C)	4	%
Densidad del lodo (γ)	1021	kg/m ³
R	0.08206	(atm L/mol K)

1.- Cálculo de la carga de DQO afluente promedio (L_o):

$$L_o = S_o * Q_{ip} = 0.3904 \text{ Kg/m}^3 * 832.335 \text{ m}^3/\text{día} = 324.9435 \text{ kg DQO/d}$$

De acuerdo a los criterios hidráulicos para el diseño de reactores RAFA, se adopta un tiempo de residencia hidráulica (t) de 8 horas = 0.333 día

2.- Determinar el volumen total del reactor (V)

$$V = Q_{ip} * t = 832.335 \text{ m}^3/\text{día} * 0.333 \text{ días} = 277.445 \text{ m}^3$$

Establecer el número de módulos del reactor (N)

Se propone que el número de módulos del reactor sean dos, por lo que en este caso N=2. Esto es debido a que se recomienda que dicho volumen no exceda 1 500 m³, debido a las limitaciones de operación y construcción; para el caso de sistemas pequeños para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ha sido habitual el uso de módulos con capacidades de 400 - 500 m³.

3.- Volumen de cada módulo (V_u):

$$V_u = \frac{V}{N} = \frac{277.445 \text{ m}^3}{2} = 138.7225 \text{ m}^3$$

Se establece que la altura del reactor (H) sea 4 m



4.- Determinar el área de cada módulo (A):

$$A = \frac{V_u}{H} = \frac{138.7225 \text{ m}^3}{4 \text{ m}} = 34.6806 \text{ m}^2$$

Se propone una configuración de reactores rectangulares y estableciendo el ancho (a) del reactor en 4 m, donde $A = l * a$ por lo tanto: Largo (l) = A/a

$$\text{Sustituyendo } (l) = \frac{34.6806 \text{ m}^2}{4 \text{ m}} = 8.6701 \text{ m}$$

5.- Verificación del área, volumen y tiempo de residencia hidráulica

Área total correcta

$$At = N * A = 2 * 34.6806 \text{ m}^2 = 69.3612 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen total correcto: } Vt = At * H = 69.3612 \text{ m}^2 * 4 \text{ m} = 277.254 \text{ m}^3$$

Tiempo de residencia hidráulica corregido:

$$t = \frac{Vt}{Q_{ip}} = \frac{277.254 \text{ m}^3}{832.335 \text{ m}^3/\text{dia}} = 0.3333 \text{ dias} = 8 \text{ horas}$$

Verificación de las cargas aplicadas:

Carga hidráulica volumétrica (CHV):

$$CHV = \frac{Q_{ip}}{V} = \frac{832.335 \text{ m}^3/\text{dia}}{277.254 \text{ m}^3} = 3 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ dia}$$

Carga orgánica volumétrica (COV):

$$COV = \frac{Q_{ip} * S_o}{V} = \frac{832.335 \text{ m}^3/\text{dia} * 0.3904 \text{ Kg}/\text{m}^3}{277.254 \text{ m}^3} = 1.1712 \text{ kgDQO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$$

Verificación de las velocidades del flujo ascendente:

$$\text{Para } Q_{ip}: v = \frac{Q_{ip}}{At} = \frac{832.335 \text{ m}^3/\text{dia}}{69.3612 \text{ m}^2} = 12 \text{ m}/\text{dia}$$

Para $Q_{\text{máx-h}}$:



$$v = \frac{Q_{max}h}{At} = \frac{957.5873}{69.3612 \text{ m}^2} = 13.8057 \text{ m/día}$$

Las velocidades de flujo ascendente encontradas están dentro de los intervalos de valores mostrados en el resumen de criterios de diseño de un RAFA.

6.- Cálculo del número de tubos de distribución del afluente.

Estableciendo un área de influencia de $A_d = 2 \text{ m}^2$ por tubo de distribución, y considerando un lodo medio floculento y una COV menor a 1 - 2 kg de DQO m^3/d , es posible calcular el número de tubos usando la ecuación siguiente.

$$Nd = \frac{At}{A_d} = \frac{69.3612 \text{ m}^2}{2 \text{ m}^2} = 34.6806 \text{ tubos de distribución}$$

Se ha considerado dos módulos, entonces los 35 tubos se dividen en cada uno de los módulos por lo que cada reactor tendrá 18 tubos de distribución.

7.- Estimación de eficiencias y concentración de remoción de DQO Y DBO

Estimación de las eficiencias de remoción de la DQO del sistema, utilizando la siguiente ecuación

$$E_{DQO} = 100 * (1 - 0.68 * t^{-0.35}) = 100 * (1 - 0.68 * 8^{-0.35}) = 67.1581 \%$$

Estimación de las eficiencias de remoción de la DBO del sistema.

$$E_{DBO} = 100 * (1 - 0.70 * t^{-0.50}) = E_{DBO} = 100 * (1 - 0.70 * 8^{-0.50}) = 75.2512 \%$$

Estimación de las concentraciones de DQO y DBO en el efluente final

$$C_{efl} = \frac{S_o - (E - S_o)}{100}$$

$$C_{efl} = \frac{0.3904 \text{ Kg/m}^3 - (67.1581 \% - 0.3904 \text{ Kg/m}^3)}{100} = 0.1282 \text{ Kg DQO/m}^3$$

$$C_{efl} = \frac{0.2806 \text{ Kg/m}^3 - (75.2512 \% - 0.2806 \text{ Kg/m}^3)}{100} = 0.0694 \text{ Kg DBO/m}^3$$

8.- Producción teórica del metano



$$DQO_{CH_4} = Qip * [(So - Cefl) - Yobs * So]$$

$$DQO_{CH_4} = 832.335 \text{ m}^3/\text{dia} \\ * [(0.3904 \text{ Kg}/\text{m}^3 - 0.1282 \text{ Kg DQO}/\text{m}^3) - 0.21 * 0.3904 \text{ Kg}/\text{m}^3]$$

$$DQO_{CH_4} = 149.9879 \text{ kgDQO}/\text{dia}$$

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

donde

$$P = 1 \text{ atm}$$

$$K_{DQO} = 64 \text{ gDQO}/\text{mol}$$

$$R = 0.08206 \text{ atm L}/\text{mol K}$$

$$K(t) = \frac{1 + 64 \text{ gDQO}/\text{mol}}{[0.08206 \text{ atm L}/\text{mol K} * (273 + 18 \text{ °C})]} = 2.6802 \text{ kgDQO}/\text{m}^3$$

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)} = \frac{149.9879 \text{ kgDQO}/\text{dia}}{2.6801 \text{ kgDQO}/\text{m}^3} = 55.9630 \text{ m}^3/\text{d}$$

9.- Producción del biogás

La producción de biogás se determina estimando el porcentaje de metano en el biogás. Para un contenido de metano de 70 % en el biogás:

$$Qg = \frac{Q_{CH_4}}{0.70} = \frac{55.9630 \text{ m}^3/\text{dia}}{0.70} = 79.9471 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Dimensionamiento del colector del gas:

Número de colectores de gas: 2 (1 en cada módulo)

Longitud de cada colector: $Lg = 9 \text{ m}$

Longitud total del colector de gas (considerando los dos módulos): $Lt = 9(2) = 18 \text{ m}$

Ancho de la parte superior del colector del gas (Ag): $Ag = 0.25 \text{ m}$

Área total del colector del gas (Atg) en la parte superior: $Atg = Lt * Ag = 18 \text{ m} * 0.25 \text{ m} = 4.5 \text{ m}^2$

Cálculo de la tasa de liberación de biogás en el colector de gas (Kg):



$$Kg = \frac{Qg}{Atg} = \frac{79.9471 \text{ m}^3 / \text{día}}{4.5 \text{ m}^2} = 17.7660 \frac{\text{m}}{\text{día}} = 0.7402 \text{ m/h}$$

Por lo tanto, cada colector de biogás se hace con las siguientes dimensiones:

Longitud: 9 m y Ancho: 0.25 m

Dimensionamiento de las aberturas del compartimento del sedimentador

Si se adopta un separador de tres fases en cada módulo, entonces:

El número de aberturas simples: 4 (2 en cada módulo), junto a las paredes

Longitud de cada abertura $La = 9 \text{ m}$ a lo largo del reactor

Longitud equivalente de operaciones simples: $Lt = 9(4) = 36 \text{ m}$

Ancho de cada abertura: $Aa = 0.45 \text{ m}$ (*propuesto*)

Área total de las aberturas: $Ata = Lt * Aa = 36 \text{ m} * 0.45 \text{ m} = 16.2 \text{ m}^2$

Verificación de las velocidades a través de las aberturas (v_{ab}):

$$\text{Para } Q_{ip}: v_{ab} = \frac{Q_{ip}}{Ata} = \frac{832.335 \text{ m}^3 / \text{día}}{16.2 \text{ m}^2} = 51.3787 \text{ m/día}$$

Las velocidades encontradas se encuentran dentro de las recomendaciones de diseño, por lo tanto, cada abertura del compartimento del sedimentador tendrá las siguientes dimensiones:

Abertura simple:

Longitud: 9 m

Ancho: 0.45 m

10.- Dimensionamiento del compartimento del sedimentador

Número de compartimentos del sedimentador: 2 (1 en cada reactor)

Longitud de cada sedimentador: $Ls = 9 \text{ m}$ (*a lo largo del reactor*)

Longitud total del sedimentador: $Lts = Ls * N = 9 \text{ m} * 2 = 18 \text{ m}$

Ancho de cada colector de gas: $Ag = 0.3 \text{ m}$ ($0.25 + 0.05$ *espesor de la pared*)



Ancho de cada compartimento del sedimentador: $A_s = 4 \text{ m}$

Ancho efectivo de cada sedimentador: $A_{es} = 4 \text{ m} - 0.3 \text{ m} = 3.7 \text{ m}$

Área total del sedimentador: $A_{ts} = L_{ts} * A_{es}$

Área total del sedimentador: $A_{ts} = L_{ts} * A_{es} = (18 \text{ m})(3.7 \text{ m}) = 66.6 \text{ m}^2$

11.- Verificación de las tasas de carga de superficie del sedimentador

$$\text{Para } Q_{ip}: v_s = \frac{Q_{ip}}{A_{ts}} = \frac{832.335 \text{ m}^3/\text{dia}}{66.6 \text{ m}^2} = 12.4975 \text{ m}/\text{dia}$$

$$\text{Para } Q_{max}: v_s = \frac{Q_{max}}{A_{ts}} = \frac{957.5853 \text{ m}^3/\text{dia}}{66.6 \text{ m}^2} = 14.3781 \text{ m}/\text{dia}$$

Los resultados de las tasas de carga superficial en el sedimentador se encuentran dentro de los criterios de diseño para un RAFA. Por lo tanto, cada compartimento del sedimentador tendrá las siguientes dimensiones: Longitud: 9 m y ancho: 3.70 m.

12.- Producción de lodo

La producción de lodo (Pl) esperado en el sistema de tratamiento puede ser calculado mediante las siguientes ecuaciones:

$$Pl = Y * DQO_{app}(Lo) = 0.18 * 324.9435 \text{ kg DQO}/\text{dia} = 58.4898 \text{ kg de SST}/\text{dia}$$

$$Vl = \frac{Pl}{y * \left(\frac{C}{100}\right)} = \frac{58.4898 \text{ kg de SST}/\text{dia}}{1021 \text{ Kg}/\text{m}^3 * \left(\frac{4}{100}\right)} = 1.4321 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Dimensionamiento para el RAFA		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Carga de DQO afluente promedio (Lo)	324.943584	KgDQO/d
Tiempo de residencia hidráulica (t)	0.333333333	dias
Volumen total del reactor (V):	277.445	m ³
Número de módulos del reactor (N)	2	
Volumen de cada módulo (Vu)	138.7225	m ³
Altura del reactor (H)	4	m
Ancho (a) del reactor	4	m
Área de cada módulo (A)	34.680625	m ²



Largo(l)	8.67015625	m
Área total correcta	69.36125	m ²
Volumen total correcto	277.445	m ³
Tiempo de residencia hidráulica corregido (t)	0.333333333	dias
Carga hidráulica volumétrica (CHV)	3	m ³ /m ² dia
Carga orgánica volumétrica (COV)	1.1712	kgDQO/m ³ dia
Velocidades del flujo ascendente para Qip	12	m/dia
Velocidades del flujo ascendente para Qmax	13.80579723	m/dia
Área de influencia de distribución de agua residual (Ad)	2	m ²
Número de tubos de distribución (Nd)	34.680625	
Eficiencias de remoción de la DQO (E _{DQO})	67.15816482	%
Eficiencias de remoción de la DBO (E _{DBO})	75.25126266	%
Concentraciones de DQO en el efluente final (C _{efl})	0.128214525	kgDQO/m ³
Concentraciones de DBO en el efluente final (C _{efl})	0.069444957	kgDBO/m ³
Producción teórica del metano (DQO _{CH4})	149.9879951	kgDQO/dia
K(t) en (kgDQO/m ³)	2.680127608	kgDQO/m ³
QCH4 (m ³ /d)	55.96300513	m ³ /dia
Producción del biogás (Qg)	79.94715019	m ³ / dia
Dimensionamiento del colector del gas	2 (1 en cada módulo)	
Longitud de cada colector (Lg)	9	m
Longitud total del colector de gas (Lt)	18	m
Ancho de la parte superior del colector del gas (Ag)	0.25	m
Área total del colector del gas (Atg)	4.5	m ²
Tasa de liberación de biogás (Kg)	0.740251391	m/h
Longitud de cada abertura (La)	9	m
Longitud equivalente de operaciones simples (Lt)	36	m
Ancho de cada abertura (Aa)	0.45	m
Área total de las aberturas (Ata)	16.2	m ²
Verificación de las velocidades a través de las aberturas (vab) para Qip	51.3787037	m/dia
Verificación de las velocidades a través de las aberturas (vab) para Qmax	59.11033042	m/dia
Longitud total del sedimentador (Lts)	18	m
Ancho de cada compartimento del sedimentador (As)	4	m
Ancho efectivo de cada sedimentador (Aes)	3.7	m
Área total del sedimentador (Ats)	66.6	m ²



Tasas de CS del sedimentador (vs) para Qip	12.49752252	m3/dia
Tasas de CS del sedimentador (vs) para Qmax	14.37818848	m3/dia
Producción de lodo (Pl)	58.48984512	kg SST/dia
Volumen de lodo (VI)	1.4321	m3/dia

7.2.6.9 Filtro biológico percolador

Los calculos se llevaron a cabo conforme a la metodología de De-Lemos-Chernicharo, 2022.

Parámetros de diseño utilizados para el dimensionamiento del Filtro Biológico		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Gasto afluyente promedio (Qmed)	832.335	m ³ /d
QMhorario	1548.1431	m ³ /d
QMdiario	998.802	m ³ /d
C. de DBO media afluyente al reactor UASB (S _{oRafa})	0.3904	(Kg/m ³)
Ef. de remoción de DBO esperada para el RAFA (E _{RAFA})	75.25126266	%
C. de DBO media efluente del reactor: (S _{e-Rafa})	0.069444957	(Kg/m ³)
C. de DBO deseada para el efluente del FBP (S _{e-FBP})	<40	mg/L
Temperatura del agua residual (T)	20	°C
Con. esperada de la descarga del lodo (C)	4	%
Coef. de producción de lodo en el FBP (Y)	0.75	kgSST/kgDBO _{remov}
Con. para el lodo de descarte del S secundario (C _{lodo})	1	%
Masa específica del lodo removido del S secundario (y)	1020	kgSST/m ³

1.- Proponer carga orgánica volumétrica (Cv)

De acuerdo con el Cuadro 7.6 de: De Lemos Chernicharo, 2022, los FBP deben ser diseñados con Cv entre 0.5 y 1.0 kgDBO/m³, por lo tanto, el valor propuesto es: Cv = 0,60 kgDBO/m³.dia

2.- Cálculo del volumen de medio soporte, de acuerdo con la siguiente ecuación (V)

$$V = (Q_{med} * S_{eRAFA}) / Cv = (832.335 \frac{m^3}{dia} * 0.0694 \text{ kg} / m^3 = 96.3357 m^3$$



3.- Proponer profundidad para el medio soporte

De acuerdo con el Cuadro 7.6, del libro mencionado anteriormente, los FBP deben ser diseñados con alturas de medio soporte entre 2.0 y 3.0 m. Valor adoptado: $H = 2.0$ m

4.- Cálculo del área del FBP

$$A = V / H = (96.3357 \text{ m}^3) / (2.0 \text{ m}) = 48.1678 \text{ m}^2$$

5.- Verificación de la tasa de aplicación hidráulica superficial en el FBP (q_s)

Para Q medio:

$$q_s = Q_{med} / A = (832.335 \text{ m}^3/d) / (48.1678 \text{ m}^2) = 17.2798 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{dia}$$

Para $Q_{Mdiario}$:

$$q_s = Q_{Mdiario} / A = (998.802 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}) / (48.1678 \text{ m}^2) = 20.7358 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{dia}$$

Para $Q_{Mhorario}$:

$$q_s = Q_{Mhor} / A = (1548.1431 \text{ m}^3/d) / (48.1678 \text{ m}^2) = 32.1405 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{dia}$$

Se verifica, de acuerdo con los valores de las tasas de aplicación hidráulica superficial los cuales se encuentran dentro de los rangos recomendados. Solamente para el caudal máximo horario, la tasa de aplicación hidráulica quedó ligeramente por encima del valor máximo recomendado ($30 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{dia}$).

6.- Cálculo del diámetro del FBP (D)

$$D = [(4 \times A) / \pi]^{0.5} = [(4 \times 48.1678 \text{ m}^2) / (\pi)]^{0.5} = 7.8313 \text{ m}$$

7.- Estimación de la eficiencia de remoción de DBO del FBP

$$E = 100 / [1 + 0.443 \times (Cv / F)^{0.5}]$$

$$E = 100 / [1 + 0.443 \times (0.60 \frac{\text{KgDBO}}{\text{m}^3} \cdot \text{dia} / 1)^{0.5}] = 74.4520\%$$

Nota: usualmente, resulta en valores de eficiencias superiores a los verificados en la práctica. De esa forma, se adoptará una eficiencia igual a 60%, por ser más cercana a lo que



se ha observado en los filtros biológicos percoladores operando como unidades de postratamiento de efluentes de RAFA

8.- Estimación de la concentración de DBO en el efluente final

$$S_{e-FBP} = S_{e-RAFA} \times (1 - E/100)$$

$$S_{e-FBP} = 0.0694 \text{ Kg/m}^3 \times (1 - 60\%/100) = 0.02777 \text{ Kg/m}^3 = 27.77 \text{ mg/l}$$

9.- Evaluación de la producción de lodo.

La producción esperada de lodo en el FBP puede ser estimada a partir de la siguiente ecuación, proponiendo $Y = 0,75 \text{ kgSST/kgDBO}_{\text{remov.}}$, se tiene

$$P_{\text{lodo}} = Y \times (l_0 - l_e) = 0.75 \frac{\text{kgSST}}{\text{kgDBO}_{\text{remov}}} * [(Q_{\text{med}} \times S_{e-RAFA}) - (Q_{\text{med}} \times S_{e-FBP})]$$

$$P_{\text{lodo}} = 0.75 \frac{\text{kgSST}}{\text{kgDBO}_{\text{remov}}} * [(832.335 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} \times 0.0694 \text{ Kg/m}^3) - (0.0694 \text{ Kg/m}^3 \times 0.02777 \text{ Kg/m}^3)]$$

$$P_{\text{lodo}} = 26.0106 \text{ kgSST/dia}$$

Considerando 75% de sólidos volátiles, se tiene:

$$P_{\text{lodo}} = 0.75 * 26.0106 \frac{\text{kgSST}}{\text{dia}} = 19.5079 \text{ kgSSV/dia}$$

La producción volumétrica de lodo está dada por la siguiente ecuación

$$V_{\text{lodo}} = P_{\text{lodo}} / (\gamma * C_{\text{lodo}}) = (26.0106 \text{ kgSST/dia}) / (1.020 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1\%) = 2.55 \text{ m}^3 / \text{dia}$$

10.- Procesamiento del lodo

Producción de lodo en el reactor:



$$P_{lodo} = (Y * l_0) = 0.18 \frac{\text{kgSST}}{\text{kgDBOapp}} * \left[\left(832.335 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} * 0.0694 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) \right]$$

$$= 149.8077 \text{ kgSST/dia}$$

Producción total de lodo a ser deshidratado, incluyendo el lodo secundario enviado al reactor, considerando 30% de reducción del lodo volátil aerobio en el reactor:

$$P_{lodo} = 149.8077 \frac{\text{kgSST}}{\text{dia}} + \left(26.0106 \frac{\text{kgSST}}{\text{dia}} \right) - 0.3 * 19.5079 \text{kgSSV/dia}$$

$$= 169.96 \text{ kgSST/dia}$$

Valores obtenidos para el dimensionamiento del Filtro Biológico		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Carga orgánica volumétrica (Cv)	0.6	kgDBO/m ³ . d
Volumen de medio soporte (V)	96.335780 45	m ³
Altura del medio soporte (H)	2	m
Área del FBP (A)	48.167890 22	m ²
Tasa de aplicación hidráulica superficial en el FBP (qS) Para Qip	17.279872 47	m ³ /m ² . d
Tasa de aplicación hidráulica superficial en el FBP (qS) Para QMdiario	20.735846 96	m ³ /m ² d
tasa de aplicación hidráulica superficial en el FBP (qS) Para QMhorario	32.140562 79	m ³ /m ² . d
Diámetro del FBP (D)	7.8313001 87	m
Eficiencia de remoción de DBO del FBP (E)	74.452052	%
Concentración de DBO en el efluente final (S _{e-FBP})	0.0277779 83	(Kg/m ³)
Evaluación de la producción de lodo (P _{lodo})	26.010660 72	kgSST/d
75% de sólidos volátiles (P _{lodo-volátil})	19.507995 54	kgSSV/d
producción volumétrica de lodo (V _{lodo})	2.5500647 77	m ³ /d
Producción de lodo en los reactores UASB (P _{lodo})	149.80779 99	kgSST/d
Producción total de lodo a ser deshidratado (P _{lodo total})	169.96606 2	kgSST/d



7.2.6.10 Sedimentador secundario

El diseño de este tanque se realizó de acuerdo a la metodología explicada Conagua, 2019, libro 33 página. 182; utilizando además la tabla de parámetros de diseño, que a continuación se presenta.

Parámetros de diseño utilizados para el dimensionamiento del sedimentador secundario		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Qmed	832.335	m ³ /d
Carga hidráulica superficial (Cs)	24	m ³ /m ² . día
Altura (H)	2	m
Carga Hidráulica sobre vertedores (CH)	125	m ³ /m. día

1.- Calcular el área de sedimentación

Se determinó el área del sedimentador para caudal promedio afluente de la planta

Los sedimentadores deben ser diseñados con una carga hidráulica superficial entre 20 y 30 m³/m². Día. (De Lemos Chernicharo, 2022).

Valor propuesto: Cs = 24m³/m². Día.

$$As = Q_{med} / q_s = (832.335 \frac{m^3}{dia}) / (24 m^3 / m^2 \cdot dia) = 34.68 m^2$$

2.- Calcular el diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4 As}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 34.68 m^2}{\pi}} = 6.6450 m, \text{ajustar a } 7 m$$

Recalcular As

$$As1 = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi * (7m)^2}{4} = 38.4845 m^2$$

3.- Calcular del volumen

Se propone una altura (H) de 2 m

$$V = As * H = 38.4845 m^2 * 3m = 76.9690 m^3$$



4.- Calcular el tiempo de retención hidráulico (TRH)

$$TRH = \frac{V}{Q} = \frac{76.9690 \text{ m}^3}{832.335 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}} = 0.092473 = 2.2193 \text{ horas}$$

5.- Longitud de vertimiento (LV) (salida)

$$LV = \frac{Q}{CSV} = \frac{832.335 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{125 \text{ m}^3/\text{m.día}} = 6.6586 \text{ m}$$

6.- Calcular el perímetro del sedimentador:

$$P = \pi * D = \pi * 7\text{m} = 21.9911 \text{ m}$$

La canaleta de salida es de 30 cm de ancho y de 30 cm de altura.

Dimensiones del sedimentador secundario		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Área de sedimentación (A)	34.680625	m ²
Diámetro (D)	7	m
Recalculo de Área de sedimentación (A)	38.48451001	m ²
Volumen (V)	76.96902001	m ³
Tiempo de retención hidráulico (TRH)	0.092473607	2.219366578
Longitud de vertimiento (LV)	6.65868	m
perímetro del sedimentador (P _{sed})	21.99114858	m
Considerar una canaleta de salida de 30 cm de ancho y de 30 cm de altura		

7.2.6.12 Tanque de cloración

Los calculos se llevaron a cabo conforme a la metodología de López-Fernández, 2013.

En la siguiente tabla se muestran los parámetros de diseño del tanque de cloro.

Parámetros de diseño utilizados para el dimensionamiento del tanque de cloración		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Q _{med}	0.5780104167	m ³ /min= 832.335 m ³ /d
Dosis de cloro	0.009	(Kg/m ³)



Tiempo de contacto de cloro (T)	15	min =0.001041667 dias
Velocidad horizontal (Vh)	2	m/min
Altura (H)	1	m
Numero de canales del tanque de cloro	15	
ancho del canal	0.5	m
ancho del muro	0.1	m

1.- Cálculo de consumo diario de cloro (Cl₂)

$$(Cl_2) = (0.009 \frac{Kg}{m^3} * 0.578010 \frac{m^3}{min} * 1440 min = 7.49101 Kg$$

2.- El volumen del tanque.

$$V = Q * TRH = 0.578010 \frac{m^3}{min} * 15 min = 8.6701 m^3$$

3.- El área del tanque.

$$A = V/h = \frac{8.6701 m^3}{1m} = 8.6701 m^2$$

4.- Área requerida del tanque, al incrementarse un 20% por el área que ocupan los muros divisorios.

$$A = (8.6701 m^2) + (8.6701 m^2)(20\%) = 10.4041 m^2$$

Considerando que $l = 3 a$

Entonces Ancho del tanque (a)

$$a = \sqrt{\frac{10.4041 m^2}{3}} = 1.8622 m$$

5.- Longitud del tanque.

$$l = 3 a$$

$$l = 3(1.8622 m) = 5.5868 m$$

Si los canales se proponen de 0.5 m de ancho (a_c) y el ancho de muros divisorios de 0.10 m (a_m)

6.- Número aproximado de canales.



$$N_{0\ can} = \frac{l}{a_c + a_m} = \frac{5.5868\ m}{0.5\ m + 0.10\ m} = 9.3113$$

El número de canales se ajusta a 10

7.- Longitud debida a los canales.

$$L_c = (N_{0\ canal})(a_c) = (10)(0.5\ m) = 5\ m$$

Longitud debida a los muros.

$$N_{0\ muros} = (10 - 1) = 9$$

Para obtener la longitud debida a muros.

$$L_m = (N_{0\ muros})(a_m) = (9)(0.10\ m) = 0.9\ m$$

8.- Longitud total del tanque.

$$L_r = L_c + L_m = 5\ m + 0.9\ m = 5.9\ m$$

9.- Área real del tanque.

$$A_r = (L_r)(a) = (5.9\ m)(1.8622\ m) = 10.9874\ m^2$$

10.- Longitud de muros divisores.

Longitud de los muros divisores dentro del tanque.

$$l_m = (a - a_c) = (1.8622\ m - 0.5\ m) = 1.3622\ m$$

Área de muros divisores.

$$A_{muros} = (l_m)(a_m)(N_{0\ muros}) = 1.3622\ m * 0.10\ m * 9 = 1.2260\ m^2$$

11.- Área útil del tanque de contacto con cloro.

$$A_u = A_r - A_m = 10.9874\ m^2 - 1.2260\ m^2 = 9.7613\ m^2$$

12.- Revisión del volumen.

$$V = (A_u)h = 9.7613\ m^2 * 1\ m = 9.7613\ m^3$$

13.- Revisión del TRH.

$$TRH = \frac{V}{Q} = \frac{9.7613\ m^3}{0.578010\ \frac{m^3}{min}} = 16.8878\ min$$

15 min. <TRH<45 min.

En la siguiente tabla se resumen las características constructivas del tanque de cloración.

Dimensiones del tanque de cloración



Criterio/parámetro	valor	unidades
Tanque de contacto de hipoclorito de sodio		
Consumo diario de cloro (Cl_2)	7.491015	Kg
Volumen del tanque (V)	8.67015625	m ³
Área transversal del taque de cloración(A)	8.6701562500	m ²
Área del tanque con 20% de incremento (A2)	10.4041875	m
Ancho del tanque(a)	1.862273476	m
Longitud del tanque (l)	5.586820428	m
Número aproximado de canales (N_{aprox})	10	
Longitud debida a los canales (L_c)	5	m
Número de muros (N_{muros})	9	
Longitud debida a muros (L_m)	0.9	m
Longitud total del tanque (L_t)	5.9	m
Área real del tanque (A_r)	10.98741351	m ²
Longitud de los muros divisores dentro del tanque (L_m)	1.362273476	m
Área de muros divisores (A_{muros})	1.226046129	m ²
Área útil del tanque de contacto con cloro (A_u)	9.761367381	m ²
Revisión del volumen (V)	9.761367381	m ³
Revisión del TRH	16.88787451	min

7.2.6.13 Lecho de secado

Parámetros de diseño utilizados para el dimensionamiento del lecho desecado		
Numero de módulos	2	
Q Promedio	832.335	m ³ /d
Material de filtrado	Arena	0.3-1.2 mm
Material de soporte	Grava	0.3-2.5 mm
DQO afluente prom reactor	0.3904	Kg/m ³
DQO afluente prom s. secundario	0.027777983	Kg/m ³
Cs Aplicable en lecho de arena	97	Kg/m ³ (50-125)
Coefficiente de rendimiento de solido	0.18	Kgsst/KgDQO apl (0.10-0.20)
Concentración esperada en descarga de lodo (DI)	4	% (convencional)
Densidad de lodo (ρ_l)	1021	Kg/m ³ (1.020-1.040)
profundidad	1	m (0.2-0.4 m)



Muro interior (Mi)	15	cm
--------------------	----	----

La generación de lodos se toma en cuenta del reactor y del sedimentador secundario, la producción de sólidos de cada uno son los siguientes:

Producción de sólidos (Ps) Reactor= 58.48984512 Kgsst/d

Producción de sólidos (Ps) S. secundario= 4.161705715 Kgsst/d

$$\begin{aligned} \text{Produccion de solidos diario} &= 58.48984512 \frac{\text{Kgsst}}{\text{d}} + 4.161705715 \frac{\text{Kgsst}}{\text{d}} \\ &= 62.65155084 \frac{\text{Kgsst}}{\text{d}} \end{aligned}$$

$$\text{Produccion anual} = 62.65155084 \frac{\text{Kgsst}}{\text{d}} * 365 \text{ dias} = 22867.81605 \text{ Kgsst/año}$$

3.- Volumen de lodos

Volumen diario

$$Vl = Ps / (\rho l * Dl)$$

$$Vl = 62.65155084 \text{ Kgsst/d} / (1021 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (\frac{4}{100})) = 1.534073233 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Volumen por año

$$Vl_{\text{año}} = 1.534073233 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} * 365 \text{ dias} = 559.93673 \text{ m}^3/\text{año}$$

4. Se propone extraer el lodo cada 6 meses por lo que, el volumen anual se divide en 2

$$V_{\text{extraido}} = \frac{559.93673 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}}{2} = 279.968365 \approx 280 \text{ m}^3$$

5.- Calculo del área de secado en relación al volumen

Se propone una altura de 1 m, por lo que se tiene:

$$A = \frac{280 \text{ m}^3}{1} = 280 \text{ m}^2$$

Se propone dos módulos, entonces es necesario dividir el área en 2

$$A_1 = \frac{280 \text{ m}^3}{2} = 140 \text{ m}^2$$

Posteriormente se propone datos para dimensionar la geometría de cada modulo



$$A. efectiva = Ancho * largo = 6 m * 12 m = 72 m^2$$

Así mismo el espesor del Muro interior (Mi) puede ser de 15 cm

$$A. muro interior = largo * muro interior = 12 m * (15 m/100) = 1.8 m^2$$

$$Area util por celda = A efectiva - A muro inferior = 72 m^2 - 1.8 m^2 = 70.2 m^2$$

$$A total por lecho = 70.2 m^2 * 2 = 140.4 m^2$$

Valores obtenidos para el dimensionamiento de lecho de secado		
Producción de solidos (Ps) Reactor	58.48984512	Kgsst/d
Producción de solidos (Ps) S. secundario	4.161705715	Kgsst/d
Producción anual (Ps _{año})	22867.81605	Kgsst/año
Volumen de lodos (VI)	1.534073233	m ³ /día
Volumen anual de lodos (VI _{año})	559.93673	m ³ /año
Extracción de lodos cada 6 meses (EI)	279.968365≈280	m ³
Área de secado en relacion al volumen	280	m ²
El área se dividirá en 2 porque se construirá 2 módulos de secado	140	m ²
El lecho de secado tendrá dos celdas, la geometría de cada una será de:	6	m ancho
	12	m largo
Área efectiva	72	m ²
Área de muro interior	1.8	m ²
Área útil por celda	70.2	m ²
Área total por lecho	140.4	m ²
Se acepta esta área debido a que 140.4 m ² > 140 m ² .		

Dimensionamiento de la línea de tratamiento 2

Reactor anaerobio de flujo ascendente – humedal artificial de flujo subsuperficial.

En esta alternativa se muestra un tratamiento natural, como tratamiento primario un reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA), y como tratamiento secundario, humedal artificial de flujo subsuperficial. La operación del RAFA se basa en la actividad autorregulada de diferentes grupos de bacterias que degradan la materia orgánica y se desarrollan en forma interactiva, formando un lodo biológicamente activo en el reactor. Dichos grupos bacterianos establecen entre sí relaciones simbióticas de alta eficiencia metabólica bajo la forma de gránulos cuya densidad les permite sedimentar en el digestor (Pérez-Rodríguez, 2015).



Se tomarán los calculos de la línea de tratamiento 1, a partir de las unidades de tratamiento preliminar (rejilla y desarenador), vertedor sutor, tanque de homogeneización, unidad de tratamiento biológico anaerobio (RAFA), y tanque de cloración, por lo tanto, solo se agregará el dimensionamiento del humedal Artificial de Flujo Subsuperficial con el del lecho de secado. (Anexo 2)

7.2.7.1 Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial

Parámetros para el dimensionamiento de humedales		
DBO5 influente	280.6	mg/l
remoción reactor	75.25126266	%
Q promedio	832.335	m3/día
DBO5 alimentado	69.44495698	
Carga Orgánica DBO5	57.80146827	kg/día
DBO5 Efluente	30	mg/L.
Constante de Velocidad (KDBO)	0.1	Recomendado para calculos de diseño
Carga orgánica recomendada	40	grDBO5/día*m2

1.- Determinación del área superficial

$$A_h = Qd \left(\frac{\ln C_o - \ln C_i}{KDBO} \right) = 832.335 \text{ m}^3/\text{dia} \frac{69.444957 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 30 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{0.1} = 6986.1 \text{ m}^2$$

$$= 0.69861 \text{ hectarias}$$

Se propone dos 2 módulos, por lo tanto, Área de cada módulo (Am)

$$A_m = \frac{6986.1 \text{ m}^2}{2} = 3493.05 \text{ m}^2$$

2.-Dimensionamiento

El objetivo es encontrar dimensiones que den como producto un valor cercano el área calculada anteriormente, entonces, se propone una relacion ancho: largo de **0.9:1**

Se propone un *largo* (L1) = 62 m, entonces *Ancho* (A1) = *largo* * 0.9 = 62 m * 0.9 = 55.8 m

Calculando área nueva $A_n = 62 \text{ m} * 55.8 \text{ m} = 3459.6 \text{ m}^2$



Ajustando dimensiones para términos de construcción: quedando *largo* ($L2$) = 62.5 m y *ancho* ($A2$) = 56 m

Área real = $A_r = 62.5\text{ m} * 56\text{ m} = 3500\text{ m}^2$ este valor se encuentra cercano al calculo del área de cada módulo, por lo que acepta.

3.- Calculo de carga orgánica

$$C_{organica} = 57.8014683\text{ kg/día} * 1000/3500\text{ m}^2 = 16.5147\text{ grDBO/día} * \text{m}^2$$

Se acepta el cálculo, debido a que, este valor es menor a 40 grDBO5/día*m²

4.- Distribución de las celdas.

Se propone 3 celdas en cada modulo

$$\text{Ancho de cada celda: } A_c = \frac{A2}{\text{Numero de celdas}} = \frac{56\text{ m}}{3} = 18.666\text{ m} \approx 19\text{ m}$$

$$\text{Largo de cada celda: } A_c = 62.5\text{ m}$$

5.- Consideraciones

Es fundamental tomar en cuenta las “consideraciones finales”, los cuales están dentro de los parámetros estipulados en Conagua-Libro-30, 2019.

Dimensionamiento de los humedales		
Criterio/parámetro	valor	unidades
Área superficial	6986.1	m ² = 0.69861 hectáreas
Se propone 2 módulos		
Área de cada módulo (Am)	3493.05	m ²
Relación	Ancho	Largo
	0.9	1
Ajuste	Ancho (A2)	Largo (L2)
	56 m	62.5 m
Área real (Ar)	3500	m ²
Carga orgánica	16.51470522	grDBO5/día*m ²
Distribución de las celdas		
Numero de celdas	3	Propuestas
Ancho (Ac)	18.66666667	m



Largo (Lc)	62.5	m
Consideraciones finales por Conagua-Libro-30, 2019		
Pendiente	1.2	%
Profundidad del humedal inicial:	0.6	m
Profundidad del humedal final:	1.2	m

7.2.7.2 Lecho de secado

Parámetros de diseño utilizados para el dimensionamiento del lecho de secado		
Numero de módulos	2	
Q Promedio	832.335	m ³ /d
Material de filtrado	Arena	0.3-1.2 mm
Material de soporte	Grava	0.3-2.5 mm
DQO afluente prom	0.3904	Kg/m ³
Cs Aplicable en lecho de arena	97	Kg/m ³ (50-125)
Coef de rendimiento de solido	0.18	Kgsst/KgDQO apl (0.10-0.20)
Concentración esperada en descarga de lodo (DI)	4	% (convencional)
Densidad de lodo (ρl)	1021	Kg/m ³ (1.020-1.040)
profundidad	1	m (0.2-0.4 m)
Muro interior (Mi)	15	cm

1.- Calculo de la concentración de DQO

$$C_{DQO} = Q_{promedio} * DQO_{afluente promedio} = 324.943584 \text{ kg/d}$$

2.-Calculo de producción de solidos

$$Produccion \ de \ solidos = C_{DQO} * \text{Coeficiente de rendimiento de solido}$$

$$\begin{aligned} Produccion \ de \ solidos \ diaria &= 324.943584 \text{ kg/d} * 0.18 \text{ Kgsst/KgDQO} \\ &= 58.48984512 \text{ Kgsst/d} \end{aligned}$$

$$Produccion \ anual = 58.48984512 \text{ Kgsst/d} * 365 \text{ dias} = 21348.79347 \text{ Kgsst/año}$$

3.- Volumen de lodos



Volumen diario

$$Vl = Ps / (\rho l * Dl)$$

$$Vl = 58.48984512 \frac{\text{kgsst}}{\text{d}} / (1021 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (\frac{4}{100})) = 1.432170 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Volumen por año

$$VI_{\text{año}} = 1.432170 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} * 365 \text{ dias} = 522.7422495 \text{ m}^3/\text{año}$$

4. Se propone extraer el lodo cada 6 meses por lo que, el volumen anual se divide en 3

$$V_{\text{extraido}} = \frac{522.7422495 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}}{2} = 261.3711247 \approx 261 \text{ m}^3$$

5.- Calculo del área de secado en relación al volumen

Se propone una altura de 1 m, por lo que se tiene:

$$A = \frac{261 \text{ m}^3}{1} = 261 \text{ m}^2$$

Se propone dos módulos, entonces es necesario dividir el área en 2

$$A_1 = \frac{261 \text{ m}^3}{2} = 130.5 \text{ m}^2$$

Posteriormente se propone datos para dimensionar la geometría de cada modulo

$$A. \text{ efectiva} = \text{Ancho} * \text{largo} = 5 \text{ m} * 13.5 \text{ m} = 67.5 \text{ m}^2$$

Así mismo el espesor del Muro interior (Mi) puede ser de 15 cm

$$A. \text{ muro interior} = \text{largo} * \text{muro interior} = 13.5 \text{ m} * (15 \text{ m}/100) = 2.025 \text{ m}^2$$

$$\text{Area util por celda} = A \text{ efectiva} - A \text{ muro inferior} = 67.5 \text{ m}^2 - 2.025 \text{ m}^2 = 65.475 \text{ m}^2$$

$$A \text{ total por lecho} = 65.475 \text{ m}^2 * 2 = 130.95 \text{ m}^2$$

Dimensiones del lecho de secado		
Producción de solidos (Ps)	58.48984512	Kgsst/dia
Producción anual (Ps _{año})	21348.79347	Kg/año
Volumen de lodos (VI)	1.432170547	m ³ /día
Volumen anual de lodos (VI _{año})	522.7422495	m ³ /año
Extracción de lodos cada 6 meses (El)	261.3711247	m ³



Redondeando Vf	261	m3
Área de secado en relacion al volumen	261	m2
El área se dividirá en 2 porque se construirá 2 módulos de secado	130.5	m2
El lecho de secado tendrá dos celdas, la geometría de cada una será de:	5	m ancho
	13.5	m largo
Área efectiva	67.5	m2
Área de muro interior	2.025	m2
Área útil por celda	65.475	m2
Área total por lecho	130.95	m2
Se acepta esta área debido a que $130.95 \text{ m}^2 > 130.5 \text{ m}^2$.		

8. Resultados

8.1. Inventario estatal de plantas de tratamiento de aguas residuales

Municipio	Total, de plantas	Capacidad Instalada (l/s)	Activa	Baja	Fuera de operación	Caudal Tratado (l/s)
Acala	1	0.6	1			0.6
Aldama	2	6.86	1		1	0.83
Amatan	1	1.5			1	0
Amatenango de la Frontera	2	8.14	2			5.25
Amatenango del Valle	1	6			1	0
Angel Albino Corzo	1	22		1		0
Arriaga	1	9.24	1			9.24
Benemérito de las Américas	2	28		1	1	0
Berriozábal	2	75	2			45
Bochil	2	11	1		1	11
Catazajá	1	6.57			1	0
Chalchihuitán	1	3.21			1	0
Chamula	21	19.65	4	17		4.45
Chanal	2	7			2	0
Chenalhó	8	8.99	3		5	2.49
Chiapa de Corzo	6	114.96	5		1	2.98
Chiapilla	1	6.4			1	0
Chicomuselo	1	10.95	1			4.75
Chilón	9	30.66	3		6	1.53
Cintalapa	3	6.54	1		2	0.35
Comitán de Domínguez	4	7.05	3		1	7.45
El Porvenir	1	1.5		1		0



El parral	1	23.64	1			23.64
Emiliano Zapata	1	7.5			1	0
Escuintla	1	3.44			1	0
Francisco León	2	1.62			2	0
Frontera Comalapa	3	18.8			3	0
Frontera Hidalgo	1	0			1	0
Huitiupán	3	7.58			3	0
Huixtán	8	8.1	1		7	0.5
Huixtla	3	3.65		1	2	0
Ixtapa	1	8.6			1	0
Ixtapangajoya	1	3			1	0
Jiquipilas	3	4	2		1	2
La Concordia	2	2.77	1		1	0.67
La Independencia	2	17.19	1		1	9.31
La Trinitaria	1	25.31	1			25.31
Larrainzar	3	6.98			3	0
Las Margaritas	11	54.02	2	1	8	0
Las Rosas	1	36.4	1			36.4
Mapastepec	1	1.8			1	0
Maravilla Tenejapa	4	11.75	2		2	4.75
Marqués de Comillas	3	16	1		2	3
Mazatán	2	9.5			2	0
Mitontic	2	2.33		1	1	0
Montecristo de Guerrero	1	0			1	0
Motozintla	1	2.46		1		0
Ocosingo	5	79.4	2	1	2	3.8
Ocotepec	4	10.35			4	0
Ocozacoautla de Espinoza	5	15.65	3		2	8.15
Ostuacán	2	8.38			2	0
Osumacinta	1	3.75			1	0
Oxchuc	1	6.2			1	0
Palenque	8	51.85	4		4	7.05
Pantelhó	2	3.95			2	0
Pantepec	2	6.82	1	1		1.82
Pichucalco	1	32.29			1	0
Pijijiapan	3	66.04	1	1	1	1.5
Reforma	2	38.37		1	1	0
Sabanilla	3	7.11	1		2	0.5
Salto del Agua	11	26.09	2	4	5	0.59
San Andrés Duraznal	2	4.4			2	0
San Fernando	1	2.09			1	0



San Juan Cancuc	1	2.72			1	0
San Lucas	1	7.69			1	0
Santiago el Pinar	2	0.33			2	0
Siltepec	1	20	1			5.61
Simojovel	4	0.8			4	0
Sitalá	1	4			1	0
Solosuchiapa	1	1.2			1	0
Suchiapa	2	58.73	1		1	38
Suchiate	2	52.5	2			0
Sunuapa	1	7.5	1			0
Tapachula	48	456.68	18	11	19	38.5
Tapilula	1	1		1		0
Tecpatan	1	0.76		1		0
Tenejapa	4	11.32	1		3	1.62
Teopisca	2	0.78	1		1	0.78
Tila	3	3.61			3	0
Tonala	12	234.61	1	1	10	80
Tumbala	3	7.93	1	1	1	1.3
Tuxtla Chico	2	22.2			2	0
Tuxtla Gutiérrez	27	1291.37	22		5	787.67
Tuzantan	3	5.7	1		2	0.82
Tzimol	1	7.5	1			4.5
Unión Juárez	3	3.7			3	0
Villa Corzo	6	35	1	1	4	2
Villaflores	2	61.52			2	0
Zinacantán	5	9.44		1	4	0
Total	327	3339.59	107	49	171	1185.71
Total, en %	100.00%		32.72%	14.98%	52.29%	

Tabla 19. Plantas de tratamiento construidas y su estado de operación, 2022, (CONAGUA, 2022).

8.2. Procesos aplicados en el tratamiento de aguas residuales.

Dentro de los sistemas biológicos utilizados para el tratamiento de las aguas residuales utilizadas se encuentra los sistemas aerobios que representa el 26.52% del total de tipos de procesos instalados, en los que se encuentran: Lodos activados, filtro rociador, filtro percolador y lagunas de estabilización. El resto representado por el 73.48% son los anaerobios, dentro de los cuales se encuentran inmersos los procesos que se muestran en la siguiente gráfica.

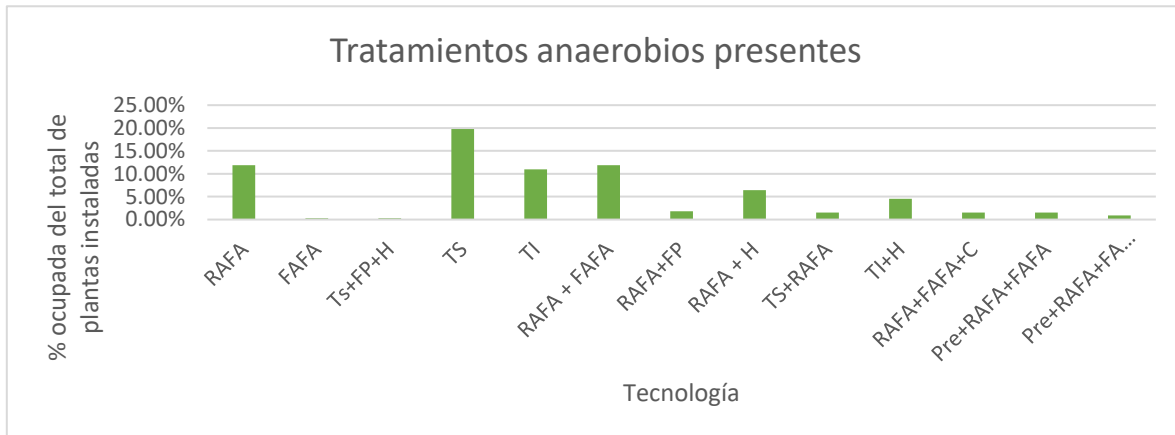


Figura 21. Grafica de tratamientos anaerobios presentes en el estado de Chiapas basado en el inventario.

Tecnología de tratamiento	Cantidad de PTAR construida
RAFA	39
FAFA	1
RAFA+ FAFA	39
Pretratamiento + RAFA + FAFA	5
RAFA+FAFA + Cloración	5
Pretratamiento + RAFA + FAFA + Cloración	3
RAFA + Filtro Percolador	6
RAFA+ Humedales	21
Tanque Séptico	65
Tanque Séptico + Filtro percolador+ Humedales	1
Tanque Séptico + RAFA	5
Tanque Imhoff	36



Tanque Imhoff + humedales	15
Total	241

Tabla 20. Plantas de tratamiento de aguas residuales construidas, por proceso, 2022 (CONAGUA, 2022).

Donde:

Pre: Pretratamiento	TS: Tanque Séptico
C: Cloración	TI: Tanque Imhoff
RAFA: Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente.	H: Humedales
FAFA: Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente.	FP: Filtro Percolador

8.3 Situación de las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales.

Con base a la información encontrada en el inventario de Plantas de tratamiento de aguas residuales existentes en el estado de Chiapas hay una cantidad de agua residual que queda afuera de los sistemas de tratamiento. La capacidad instalada es de 3339.59 l/s, sin embargo, solo 1185.71 l/s es tratada, con estas cantidades es posible deducir que la infraestructura construida con un gran esfuerzo financiero no es usada al 100% de su capacidad, en cuanto a las principales causas de salida de operación son las siguientes según CONAGUA 2022: Falta de mantenimiento en cada uno de los componentes del sistema, problemas de la energía eléctrica para el bombeo de agua (constantes apagones), tratamiento inadecuado y/o la capacidad de la planta fue rebasada por lo que se requiere su reingeniería y/o ampliación, problemáticas sociales (la población no acepta o se interesa en mantener operando la planta), falta de recursos para finalizar la construcción, para su operación y/o rehabilitación, o simplemente está fuera de operación.

Con base a lo anterior se buscó información bibliográfica de las principales características y parámetros de diseño de las principales tecnologías presentes: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA), Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA), Tanque séptico y Tanque Imhoff, así como los principales cálculos para el diseño de los



principales niveles de tratamiento que debe conformar una PTAR, y para su visualización se propuso dos alternativas de tratamiento de aguas residuales aplicado a la cabecera municipal de Zinacantán, en el que calculó los principales niveles del tren de tratamiento de aguas residuales, y se obtuvieron las dimensiones básicas para ambas alternativas propuestas.

8.4. Matriz de atributos para las dos alternativas de los niveles de tratamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales.

Atributos	Unidad	Alternativa	
		1	2
Canal de llegada			
Diámetro del tubo (D)	m	0.322120181	0.322120181
Tirante hidráulico (h)	m	0.065195217	0.065195217
Perímetro mojado (Pm)	m	0.630390435	0.630390435
Radio hidráulico (R _h)	m	0.051710189	0.051710189
Pendiente hidráulico (s)	°	0.001944172	0.001944172
Rejillas			
Velocidad antes de la rejilla (V)	m/s	0.51	0.51
Longitud de la barra (L)	m	0.429185221m	0.429185221m
número de espacio (n)	14 espacios	13.40677966	13.40677966
Numero de barras (n-1)		13	13
Pérdida hidráulica (Kischmer) (h _L)	m	0.002744051	0.002744051
Velocidad a través de la reja (V _r)	m/s	0.708333	0.708333
Desarenador horizontal			
Tiempo de retención (T)	s	13.39572193	13.39572193
Longitud del desarenador (L).	m	4.018716578	4.018716578
Área transversal (Atrans)	m ²	0.055415935	0.055415935
área superficial (Asup)	m ²	1.484672905	1.484672905
Ancho (B)	m	0.369439565	0.369439565
Si se considera 2 canales: Ancho sería		0.184719783	0.184719783
H	m	0.5500000000	0.5500000000
Vertedor sutro			
Área	m ²	0.055415935	0.055415935
Ancho del canal	m	0.184719783	0.184719783
Altura del tirante en el vertedor	m	0.2746	0.2746
Base	m	0.077685286	0.077685286
Tanque de homogeneización			
Longitud de la caja (L)	m	7.60269963	7.60269963
Área real de la caja (Ar)	m ²	57.80104167	57.80104167
Volumen del tanque (V)	m ³	69.36125	69.36125
Tiempo de retención hidráulico real (T _{RHr})	h	2	2



RAFA			
Tiempo de residencia hidráulica (t)	días	0.333333333	0.333333333
Volumen total del reactor (V):	m ³	277.445	277.445
Número de módulos del reactor (N)		2	2
Volumen de cada módulo (Vu)	m ³	138.7225	138.7225
Altura del reactor (H)	m	4	4
Ancho (a) del reactor	m	4	4
Área de cada módulo (A)	m ²	34.680625	34.680625
Largo(l)	m	8.67015625	8.67015625
Número de tubos de distribución (Nd)		34.680625=18 tubos en cada modulo	34.680625=18 tubos en cada modulo
Eficiencias de remoción de la DQO (E _{DQO})	%	67.15816482	67.15816482
Eficiencias de remoción de la DBO (E _{DBO})	%	75.25126266	75.25126266
Concentraciones de DQO en el efluente final (C _{efl})	kgDQO/m ³	0.128214525	0.128214525
Concentraciones de DBO en el efluente final (C _{efl})	kgDBO/m ³	0.069444957	0.069444957
Filtro biológico percolador			
Carga orgánica volumétrica (C _v)	kgDBO/m ³ . d	0.6	----
Volumen de medio soporte (V)	m ³	96.33578045	----
Altura del medio soporte (H)	m	2	----
Área del FBP (A)	m ²	48.16789022	----
Diámetro del FBP (D)	m	7.831300187	----
Eficiencia de remoción de DBO del FBP (E)	%	74.452052	----
Concentración de DBO en el efluente final (S _{e-FBP})	(Kg/m ³)	0.027777983	----
Sedimentador secundario			
Diámetro (D)	m	7	
Área de sedimentación (A)	m ²	38.48451001	----
Volumen (V)	m ³	76.96902001	----
Tiempo de retención hidráulico (TRH)	2.219366578	0.092473607	----
Longitud de vertimiento (LV)	m	6.65868	----
perímetro del sedimentador (P _{sed})	m	21.99114858	----
Humedales			
Área superficial	m ²	----	6986.1
Área de cada módulo (A _m) (se propone 2 modulos)	m ²	----	3493.05
Relación		----	Ancho: Largo
Área real (A _r)	m ²	----	3500



Carga orgánica	grDBO5/día*m2	----	16.51470522
Numero de celdas		----	3 (propuestas)
Ancho (Ac)	m	----	18.66666667
Largo (Lc)	m	----	62.5
Pendiente	%	----	1.2
Profundidad del humedal inicial	m	----	0.6
Tanque de cloración			
Consumo diario de cloro (Cl ₂)	Kg	7.491015	7.491015
Volumen del tanque (V)	m ³	8.67015625	8.67015625
Ancho del tanque(a)	m	1.862273476	1.862273476
Longitud del tanque (l)	m	5.586820428	5.586820428
Número aproximado de canales (N _{aprox})		10	10
Longitud debida a los canales (Lc)	m	5	5
Número de muros (N _{muros})		9	9
Longitud debida a muros (L _m)	m	0.9	0.9
Lecho de secado			
Volumen de lodos (Vl)	m3/día	1.534073233	1.432170547
Vol. anual de lodos (Vl _{año})	m3/año	559.93673	522.7422495
Extracción de lodos cada 6 meses (El)	m3	279.968365≈280	261.3711247
Área de secado en relacion al volumen	m2	280	261
El área se dividirá en 2 porque se construirá 2 módulos de secado	m2	140	130.5
El lecho de secado tendrá dos celdas, la geometría de cada una será de:	m ancho	6	5
	m largo	12	13.5
Área efectiva	m2	72	67.5
Área de muro interior	m2	1.8	2.025
Área útil por celda	m2	70.2	65.475
Área total por lecho	m2	140.4	130.95

Tabla 21. Matriz de atributos para las dos alternativas de los niveles de tratamiento

8.5 Propuesta del tren de tratamiento seleccionado

	Alternativa 1: RAFA + filtro biológico percolador			Alternativa 2: RAFA + Humedales		
Eficiencias medias de remoción	DBO (%)	DQO (%)	SST (%)	DBO (%)	DQO (%)	SST (%)
	80-93	73-88	87-93	85-90	75-85	80-85



Aplicabilidad del proceso	En Chiapas hay una mayor participación de RAFA+ Humedales	Existe menor presencia en el estado
Consumo de energía	En función de que se recurra o no a recirculación, y al grado de la misma, así como de la topografía de la zona, requiere la elevación de las aguas a tratar, por lo que hay consumo de energía eléctrica.	Si las aguas residuales a tratar llegan a la PTAR por gravedad, los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal pueden operar sin ningún consumo de energía eléctrica.
Producción de lodos	Existe mayor producción de lodos en comparación a la alternativa 2.	En los propios Humedales Artificiales no se generan lodos, pero sí en el reactor.
	pueden generar malos olores en aquellos casos en los que se produce la colmatación del material de soporte, lo que da lugar a encharcamientos y a la instauración de condiciones de anaerobiosis, como consecuencia de la interrupción de las corrientes de aire. Estos encharcamientos pueden provocar también la aparición de moscas. La generación de impactos sonoros viene relacionada con el funcionamiento de los equipos de bombeo/recirculación.	si no operan correctamente, se pueden generar olores desagradables, como consecuencia de la liberación a la atmósfera del biogás generado.
Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar	presenta una buena capacidad para soportar puntas de caudal y carga	poca capacidad de respuesta para adaptarse a estas condiciones operativas
Requerimiento de personal	Se considera que para operar el RAFA+FP se requiere de un operador por día y un vigilante	Carecen de complejidad, por lo que pueden ser asumidas por operadores sin una cualificación específica.
Requisitos de área	0.1-0.2 m ² /habitante	requieren una notable superficie de terreno para su construcción,
Operación y mantenimiento	Lo habitual es que cuenten con un importante equipamiento electromecánico, por lo que es necesario contar con operadores más o menos cualificados	Sencillez operativa

Tabla 22. Requerimientos para las dos alternativas (De-Lemos-Chernicharo, 2022 y CENTA, s. f).



8.6 Discusión de resultados

La estimación de gastos teóricos de la localidad fue para 7927 habitantes, con una aportación de 105 L /hab. día, dicha población genera un volumen diario de aguas residuales de 832.335 m³/día, en cuanto a los gastos de diseño calculados arrojan que el gasto promedio de entrada a la planta es de 9.6335 L/s, mientras que el mínimo y máximo fueron de 4.8167 L/s y 16.6247 L/s, en base a ello se realizó los calculos para las dos líneas de tratamiento que se propusieron. Con esto mismo se llevó a cabo el siguiente análisis.

Ambos procesos de tratamiento cumplen con las condiciones de descarga, en el inventario estatal aparece una mayor participación de RAFA+ Humedales. Sin embargo, en términos generales, el RAFA es sensible a variaciones en el caudal, en este sentido, el filtro percolador como postratamiento, al ser un proceso de biomasa fija permite soportar las variaciones de caudal. Así también los humedales presentan poca capacidad de respuesta para adaptarse a variación de condiciones operativas, disminuyendo los rendimientos de depuración, sin embargo, la zona de estudio implicó a una cantidad no tan grande de habitantes, significando que no habría mucha variación, consecuentemente es posible alcanzar un rendimiento aceptable operado de manera correcta.

Por otra parte, en la primera línea de tratamiento hay una menor producción de lodos en comparación a la segunda línea de tratamiento, esto toma ventaja debido a que el municipio no cuenta con un relleno sanitario y el traslado de lodos a otro lado resultaría muy costoso. En cuanto a la complejidad de operación de la alternativa 1 es necesario contar con operadores más o menos cualificados dado que necesita equipamiento electromecánico (bombas para la alimentación a los filtros, recirculación y extracción de los lodos) y consecuentemente hay un consumo de energía para la elevación de las aguas a tratar y la recirculación al reactor. En contraste, la línea de RAFA + Humedales contribuye sobremanera a la reducción del consumo de energía y de los costos operacionales de la planta de tratamiento. Además de eso, cuenta con eficiencias medias de remoción de DQO entre el 75 y el 85%, DBO entre 85 a 90 %, de sólidos suspendidos entre 80 y 85%.



Con lo anterior se escoge la segunda alternativa de tratamiento RAFA+ Humedales, esta línea de tratamiento está conformada por las siguientes unidades:

Pretratamiento: Consiste en un canal de entrada donde se recibirán las aguas provenientes del colector del dren público, se instalarán dos canales para poder desviar el flujo de entrada lo cual se realizará a través de compuertas, en cada canal se encontrará la rejilla de acero inoxidable, para detener los desechos de mayor tamaño como palos, piedras, trapos, etc. seguido de un desarenador de flujo horizontal, donde se lleva a cabo la sedimentación principalmente de arenas, para evitar obstrucción o daño por abrasión a válvulas o tuberías que se encuentren en el tren de tratamiento por partículas cuyo diámetro sea mayor de 0.2 mm y para el control y medición del caudal, se eligió un vertedor sutor al final del desarenador.

Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA): La operación del RAFA se basa en la actividad autorregulada de diferentes grupos de bacterias. Dentro de los aspectos a considerar para el diseño se encuentran las características de aguas residuales en términos de la composición y contenido de sólidos, la carga orgánica volumétrica, la velocidad de flujo ascendente, el volumen del reactor, las características físicas, como el sistema de distribución del efluente y el sistema de recolección de gas (Pérez-Rodríguez, 2015).

Humedal de flujo subsuperficial: Contará con dos humedales de flujo subsuperficial horizontal, las plantas emergentes recomendable para este sistema, es la espadaña, arraigadas en el suelo o medio poroso, que emergen o penetran en la superficie libre del agua. Las espadañas crecen a profundidades de agua de hasta 1.5 m, ya que la profundidad de penetración de sus raíces lo hacen a más de 75 cm. Lo que permite diseñar depósitos de considerables profundidades.

Tanque de contacto de cloro. Se aplicará el hipoclorito de sodio (NaOCl), cuya eficiencia bactericida es idéntica a la del cloro gas, produciendo reacciones similares en el agua. Se emplean en plantas pequeñas y pozos, el cual será dosificada y aplicada por medio de bombas dosificadoras.



10. Conclusiones de Proyecto

Con este trabajo se puede concluir que, en cuanto a las plantas de tratamiento y su tecnología construidas en el estado de Chiapas, es evidente que la infraestructura que se tiene para hacerse cargo del tratamiento de las aguas residuales no es suficiente para cubrir las necesidades, además de que es ineficiente en su operación,

Aún queda mucho por hacer en el sector de agua potable, alcantarillado y saneamiento, considerando el nivel de servicios con que se cuenta actualmente y como se expone en el apartado 8.3 del presente documento donde se muestran las cifras de capacidad instalada en comparación con las de caudal tratado, que son menores, durante años se ha reportado una cantidad importante de plantas de tratamiento sin funcionar; esto significa recursos financieros desperdiciados en un estado que no se puede dar ese lujo. Además, la mayoría de las que se encuentran en operación corresponden a diseños con carencia de niveles de tratamiento que son importantes como la parte de tratamiento preliminar y desinfección que aportan a la correcta operación de la planta.

Por otra parte, los tipos de planta construidos representan otro problema, porque en el inventario estatal se encontró que algunos municipios han optado por métodos convencionales de tratamiento, en particular por el de lodos activados que requiere de un uso intensivo de productos químicos y de energía en el proceso y en lo que respecta a la parte económica quedan fuera del alcance de muchos municipios.

Así mismo se cumplió con el objetivo planteado, obteniendo como resultado la adecuación y la propuesta de dos alternativas de tratamiento de aguas residuales para la cabecera municipal de Zinacantán Chiapas, en el que se elige la línea de tratamiento 2, como una opción más viable para la zona en cuanto a las condiciones de descarga, dificultades de construcción y operación comparada con la otra alternativa. Sin embargo, es importante llevar a cabo las experimentaciones necesarias a nivel laboratorio y piloto, para conocer el desarrollo y funcionamiento práctico de los reactores, cuando se traten aguas residuales municipales, hacer el análisis de campo, tanto para la caracterización de las aguas residuales, como para las condiciones de descarga. La caracterización de las aguas residuales es de gran importancia para el diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, Finalmente, el



sistema de tratamiento RAFA es apto para tratar aguas residuales municipales, siempre y cuando sea operado de forma adecuada.

11. Competencias desarrolladas y/o aplicadas

Durante mi estancia en el laboratorio de análisis y calidad del Agua del Instituto Estatal del agua, puse en práctica mis conocimientos y habilidades adquiridas en el Instituto Tecnológico de Tuxtla Gutiérrez. Cuyas habilidades desarrolladas en el laboratorio fueron la determinación de parámetros de calidad del agua, así mismo la metodología para muestrear aguas residuales en base a las NMX. Este conocimiento lo adquirí en la materia de Ingeniería ambiental y tratamiento de efluentes industriales así mismo llevé a cabo mis conocimientos adquiridos en la materia de seminario de diseño de plantas, esto para determinar las bases de diseño de mi caso de estudio. Por otra parte, adquirí habilidades para utilizar nuevas plataformas de navegación y buscar referencias bibliográficas confiables.

12. Fuentes de Información

Acosta, L.Y., Obaya Abreu, M. C., (2005). La digestión anaerobia. Aspectos teóricos. Parte

1. Instituto Cubano de Investigaciones de los Derivados de la Caña de Azúcar Ciudad de La Habana, ISSN: 0138-6204,

<https://www.redalyc.org/pdf/2231/223120659006.pdf>

Alvarado-Michi, E. L. (2010). Agua: efectos provocados por las actividades antropogénicas en la microcuenca del río Pixquiac. Tesis de licenciatura. Universidad Veracruzana, Xalapa. P. 57.

Bermúdez, R. C., Rodríguez, S., Martínez, M. de la C., Terry A. I. (2011). Ventajas del empleo de reactores UASB en el tratamiento de residuales líquidos para la obtención de biogás. Aqualimpia.com. <https://aqualimpia.com/PDF/UASB%20Ventajas.pdf>

Cedeño-Muñoz, H. A. (2020). Análisis de los parámetros de calidad del agua del efluente del Río Muerto para su posible reutilización del cantón Manta, Ecuador. <https://polodelconocimiento.com/ojs/index.php/es/article/view/1299/2309#>

CONAGUA 2019. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado. (Vol, libro 4). México, D.F.:



Comisión Nacional del Agua.

<https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro4.pdf>

CONAGUA 2019. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Introducción al Tratamiento de Aguas Residuales Municipales (Vol, libro 25). México, D.F.:

Comisión Nacional del Agua.

<https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro25.pdf>

CONAGUA 2019. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y Tratamiento Primario (Vol, libro 26). México, D.F.: Comisión Nacional del Agua.

<https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro26.pdf>

CONAGUA 2019. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (Vol, libro 28). México, D.F.: Comisión Nacional del Agua.

<https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro28.pdf>

CONAGUA 2019. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Saneamiento básico (Vol, libro 29). México, D.F.: Comisión Nacional del Agua.

<https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro29.pdf>

CONAGUA 2019. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Humedales artificiales (Vol, libro 30). México, D.F.: Comisión Nacional del Agua.

<https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro30.pdf>

CONAGUA 2019. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Saneamiento básico (Vol, libro 37). México, D.F.: Comisión Nacional del Agua.

<https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro37.pdf>

CONAGUA 2019. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Operación y mantenimiento de PTARM: Procesos anaerobios (Vol, libro 49). México, D.F.:

Comisión Nacional del Agua.

<https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro49.pdf>

CONAGUA (2007). Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Paquetes tecnológicos para el tratamiento de excretas y aguas residuales en comunidades



rurales.

<https://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/Libros/37PaquetesTecnologicosParaElTratamientoDeExcretasyAguasResiduales.pdf>

Crites y Tchobanoglous. (2000). Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones

De-Anda-Sánchez José. (s. f.). Vista de saneamiento descentralizado y reutilización sustentable de las aguas residuales municipales en México. Sociedad y Ambiente.

<https://revistas.ecosur.mx/sociedadambiente/index.php/sya/article/view/1770/1689>

De-Lemos-Chernicharo, C.A. (2022). traducción: Sánchez Ortiz, I.A. Principios del tratamiento biológico de aguas residuales, Reactores Anaerobios. 2^a Ed. Editorial Universidad de Nariño.

CENTA. (s.f). Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales. Modulo 1.

https://www.aecid.bo/portal/wp-content/uploads/2021/11/Mod_01_Guia_PTAR.pdf

CENTA. (s.f). Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales. Modulo 2.

https://www.aguasresiduales.info/media/images/ckfinder/userfiles/files/Mod_02_Guia_PTAR.pdf

CENTA. (s.f). Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales. Modulo 3.

https://www.aguasresiduales.info/media/images/ckfinder/userfiles/files/Mod_03_Guia_PTAR.pdf

Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización. (2005).

Organización Panamericana de la salud.

https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/OPS%202005.%20Gu%C3%ADa%20para%20el%20dise%C3%B1o%20de%20tanques%20s%C3%A9pticos.pdf



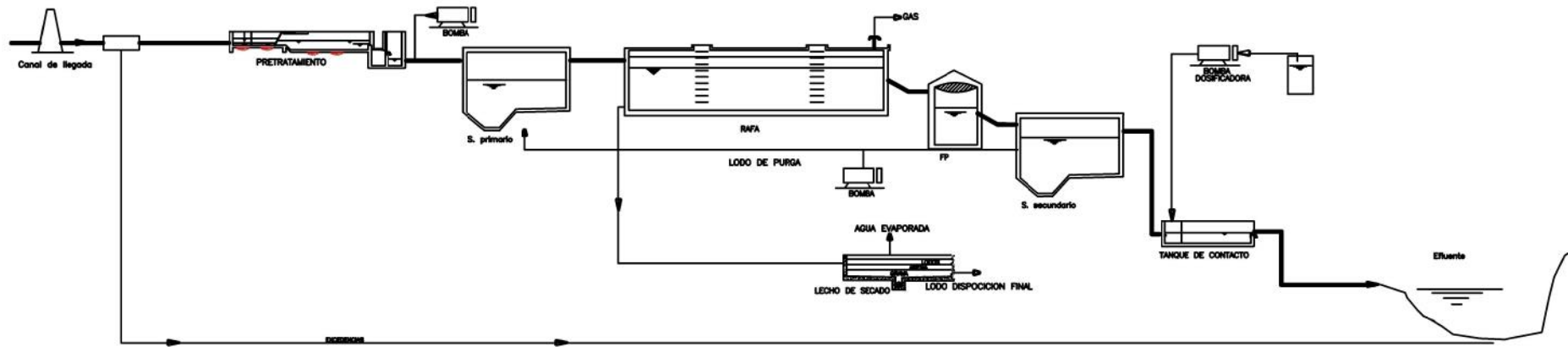
- López-Fernández, L.I. (2013). Evaluación del Diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Propuesta para la Localidad de Cosautlán de Carvajal. Tesis de licenciatura. Facultad de ciencias químicas. Xalapa Ver. México, p. 103.
- López-Ruiz, R. (s.f.). Apuntes de tratamiento de aguas residuales. Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería.
- Lozada-Grajales, R. M. (2017) Propuesta de tratamientos de aguas residuales de tipo doméstico por métodos naturales para la Congregación de Zoncuantla, Coatepec, Veracruz, México. Tesis de licenciatura. Universidad Veracruzana. <https://www.uv.mx/oabcc/files/2019/02/tesis-Rosa-Maria.pdf>.
- Márquez-Vázquez, M., y Martínez González, S. (2011). Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA's o UASB) Antología. Centro Tecnológico Aragón. Laboratorio de Ingeniería Ambiental. P. 6.
- Martí-Ortega, N. (2006) Phosphorus precipitation in anaerobic digestion process. Dissertation.com. Boca Ratón, Florida. USA. <https://docplayer.es/3160185-Phosphorus-precipitation-in-anaerobic-digestion-process-nuria-marti-ortega.html>
- Morán, M. (2023). Agua y saneamiento - Desarrollo sostenible. Desarrollo Sostenible. <https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/water-and-sanitation>
- Metcalf y Eddy. (1996). Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertido Y reutilización. 3 a edición, editorial McGraw-Hill. México.
- Noyola-Robles, A., et al. (2000). ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. México: IMTA. ISBN 968-7417-36-6
- Noyola, A., Morgan-Sagastume, J.M., Güereca, L.P. (2013). Selección de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales: guía de apoyo para ciudades pequeñas y medianas. Universidad nacional autónoma de México.
- Ortiz-Muñoz, D. F. (2011) Manual de Tratamientos Biológicos de Aguas Residuales para poblaciones medianas de la Región Sur del Ecuador. Tesis de licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad Técnica Particular de Loja. P. 88.



- Osorio-Rivera, M. A., Carrillo-Barahona, W. E., Negrete-Costales, J. H., Loor-Lalvay, X. A., & Riera-Guachichullca, E. J. (2021). La calidad de las aguas residuales domésticas. *Polo del Conocimiento: Revista científico - profesional*, 6(3), 228-245. <https://doi.org/10.23857/pc.v6i3.2360>
- Pérez-Rodríguez, J. L. (2015). Evaluación y diagnóstico de alternativas de tratamiento de aguas residuales usando sistemas convencionales y sus impactos ambientales: Caso de estudio Tenango, Ocosingo, Chiapas. Tesis de Maestro en Ingeniería. Universidad Autónoma de Chiapas. <http://www.repositorio.unach.mx:8080/jspui/bitstream/123456789/3502/1/RIBC144900.pdf>
- Reutelshöfer, T., Guzmán-Bejarano, L. F. (2015). Guía para la toma de muestras de agua residual. Periagua. ISBN: 978-99974-47-91-3. https://www.bivica.org/files/5376_aguas-residuales-muestra.pdf
- Rodríguez, J. A. (s.f). Tratamiento anaerobio de aguas residuales. Universidad el Valle. Cali – Colombia. <http://www.ingenieroambiental.com/4014/tratamiento545.pdf>
- Tratamiento de Aguas residuales en Pequeñas Comunidades. (s.f.), CAPÍTULO II. <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/19117/Capitulo2.pdf>

13. Anexo

DIAGRAMA DE FLUJO: LINEA DE TRATAMIENTO 1



CARACTERÍSTICAS DE LAS UNIDADES													
PRETRATAMIENTO		CAJA DE DISTRIBUCION		RAFA		FILTRO PERCOLADOR		SEDIMENTADOR SECUNDARIO		DESINFECCION		LECHO DE SECADO	
CANAL DE ENTRADA	CANAL DE DISTRIBUCION	SEÑALIZACION	7.60 x 7.60 m.	Nº. DE SEÑALIZACION	2	Flujo	7.60 m	AREA DE DISTRIBUCION	58.00 m ²			Nº. DE UNIDADES	2
TIPO	REJILLAS DE LAMPIERA INFERIOR	TIPO	GRANDE	TENOR DE AGUA	1.5 m.	FLUJO	68.20 m ³ /día	SEÑALIZACION	7 m	DESINFECTANTE	HIPOCLORITO DE SODIO	AREA DE SECADO	AL HAMBAL
Nº. DE CANALES	1 CP. + 1 RES.	Nº. DE CANALES	1 CP. + 1 RES.	DIAMETRO EFLUENTE	30 cm.	OD ₂ EFLENTE	288.4 mg/L	SEÑALIZACION	76.00 m	TIPO	5 ppm	DISPOSICION LIMPIO	AL HAMBAL
VELOCIDAD DE APROXIMACION	0.21 m/seg.	VELOCIDAD HORIZONTAL	0.2 m/seg.	VOLUMEN DEL TANQUE	84.3125 m ³ .	OD ₂ EFLENTE	288.4 mg/L	VOLUMEN DEL MISO DE SOPORTE	64.3207 m ³	ANCHO DEL TANQUE	1.800 m	VOL. LIMPIO	1.800 m ³ /día
TIEMPO EN EL CANAL	0.2 m	VELOCIDAD DE SEDIMENTACION	0.012 m/h/m/seg.	TIEMPO DE RESERVA HERRAJA	8 horas	ALCANTARA	2 m	TIEMPO DE RESERVA	5.2500 HORAS	LONGITUD DEL TANQUE	5.0 m	LIMPIO	12
ANCHO DEL CANAL	50 cm	TIEMPO EN EL CANAL	60 m.	VELOCIDAD	12 m/hora	EFICIENCIA DE RESERVA	74.650 m	G. DE SOD EN EL EFLENTE	6.0277 mg/l	TIEMPO DE RESERVA	10 MIN.	ANCHO	6
VELOCIDAD A TRAVES DE LAMPA	0.7000 m.	ANCHO DEL CANAL	30 cm.	EFICIENCIA	76.00 m					VOLUMEN	0.070 m ³		
PERDIDA DE CARGA	0.0027 m.	LONGITUD DEL CANAL	4.01 m.	OD ₂ EFLENTE	68.4 mg/L								
	CONTROL DE VELOCIDAD	80%		OD ₂ EFLENTE	120.21 mg/L								

Diagrama de flujo de las unidades.

SIN ESCALA

Fecha: Enero 2024.

ITTG

Plano N°:

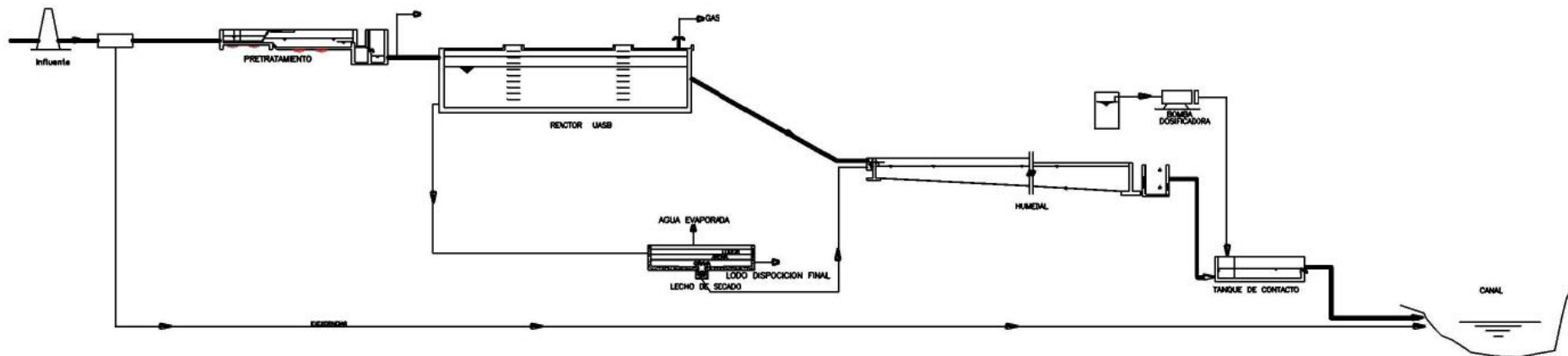
Proyecto: Línea de tratamiento 1

Dibujo: Susana Peirano Pérez de la Torre

Anexo 1. Diagrama de flujo de la línea de tratamiento 1

Para mejor visualización: <https://drive.google.com/file/d/1pDqdtNL7W0Qsvrucv8zLB8fQ72-6zfJD/view?usp=sharing>

DIAGRAMA DE FLUJO: LÍNEA DE TRATAMIENTO 2



CARACTERÍSTICAS DE LAS UNIDADES

PRETRATAMIENTO		TANQUE DE HOMOGENEIZACIÓN		RAFA		HUMEDAL		DESINFECCION		LECHO DE SECADO			
CANAL DE ENTRADA:	CANAL DESPRENDICOR	DIMENSIONES 7.80 x 7.80 m.		Nº. DE REACTORES	2	Nº. DE UNIDADES 2				Nº. DE UNIDADES 2			
TIPO	REJILLAS DE LIMPIEZA MANUAL	TIPO	ORIMEDAD	TIRANTE DE AGUA	1.2 m.	FLUJO	832.33 m ³ /día	MODULO	FLUJO SUBSUPERFICIAL	DESINFECTANTE	HIPOCLORITO DE SODIO	LECHO FILTRANTE	AREJA
Nº. DE CARRILES	1 OP.	Nº. DE CARRILES	1 OP. + 1 RES.	DIAMETRO INFLUYENTE	33 cm.	DIR ₅ INFLUYENTE	289.6 mg/L	AREA DE CADA MODULO	3000 m ²	DOSE	0.038 kg/m ³	DISPOSICION LIMNICO	AL HUMEDAL
VELOCIDAD DE ANIMACION	0.51 m/seg.	VELOCIDAD HORIZONTAL	0.3 m/seg.	VOLUMEN DEL TANQUE	883828 m ³ .	DO INFLUYENTE	200.4 mg/L	LONGITUD	62.8 m.	ANCHO DEL TANQUE	1.8622 m.	VOL. GENERADO	1.4321 m ³ /día
TIRANTE EN EL CANAL	1.2 cm.	VELOCIDAD DE DESMAYORACION	0.212 m ³ /m ² /seg.			TIEMPO DE RETENCION HUMEDAL	8 Horas	ANCHO	15.867 m.	LARGO DEL TANQUE	8.8 m.	LARGO	13.0 m.
ANCHO DEL CANAL	50 cm.	TIRANTE EN EL CANAL	50 cm.			VELOCIDAD	12 m/día.	PROFUNDIDAD	50 cm.	TIEMPO DE RETENCION	16 MIN.	ANCHO	5 m.
VELOCIDAD A TRAVES DE LASERAS	0.7863 m.	ANCHO DEL CANAL	36 cm.			EFICIENCIA	70.3512 %	DIR ₅ EFLUENTE	30 mg/L.	VOLUMEN	8.8701 m ³		
PONDERA DE CARGA	0.0227 m.	LARGO DEL CANAL	4.81 m.			DIR ₅ EFLUENTE	69.4 mg/L.						
	CONTROL DE VELOCIDAD		Tubo			DO EFLUENTE	128.21 mg/L.						

	Diagrama de flujo de las unidades.	SIN ESCALA Fecha: enero 2024.	ITTG	Plano N°:	Proyecto: Línea de tratamiento 2	Dibujo: Susana Petrona Pérez de la Torre
--	------------------------------------	----------------------------------	------	-----------	----------------------------------	--

Para mejor visualización: https://drive.google.com/file/d/1Y0XkcTJwLgbUMF0mqjH4b4kNoRvuqJg_/view?usp=sharing