

Área del Conocimiento de Agricultura

DISEÑO DE UN TREN DE TRATAMIENTO PARA AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS CON UN REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE Y UN HUMEDAL EN UN COMPLEJO DE VIVIENDAS SOCIALES

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero Químico

Elaborado por:

Tutor:

Br. Caleb Enrique
Pérez Cardoza
(2019- 0758U)

Br. Clarissa Virginia
Reyes Centeno
(2019-0910U)

MSc. Ing. Sergio
Enrique Álvarez García

AGRADECIMIENTO

Primero, agradezco a Dios, por brindarme la fuerza, la sabiduría y las oportunidades necesarias para alcanzar este importante logro en mi vida, Sin Su guía, nada de esto habría sido posible.

A mi Padres, **José Humberto Pérez Ordóñez**, por llevarme desde niño a esa Planta de Fabricación de Helados, tu segundo hogar, donde me mostraste tu grandeza profesional y el amor por lo que hacías. Hoy, me siento honrado de seguir tus pasos y de poder llevar adelante ese impacto que creaste en tantas personas. **Flor de María Cardoza Aguilar**, mi más profundo agradecimiento por ser mi guía constante. Tus abrazos, tus consejos y tu apoyo incondicional me formaron en el hombre que soy hoy. Cada palabra tuya fue brújula en los momentos difíciles y cada uno de tus gestos, un refugio seguro. Gracias por enseñarme con tu ejemplo el verdadero significado de la fuerza, la ternura y el amor.

A mis amigos **Bismarck Valdivia y Luis Báez**, gracias por sacar brillo al potencial que tenía, tanto en los estudios como en los proyectos realizados, y por acompañarme con sus risas y momentos que hicieron todo el proceso más llevadero. Su apoyo fue clave para mantener el entusiasmo y la motivación.

A mi compañera de tesis, **Clarissa Reyes**, gracias por tu dedicación y compañerismo. Juntos enfrentamos los retos de este proyecto y logramos superarlos con éxito.

A la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), que me brindó las herramientas académicas necesarias para mi formación. En especial, quiero expresar un sincero agradecimiento a mi tutor **Sergio Enrique Álvarez García**, por su valiosa guía en este trabajo. Gracias a su visión y dedicación, este proyecto tomó forma y encontró rumbo. Su habilidad para enseñarnos a ver más allá de lo académico y aplicar los conocimientos a la realidad ha sido clave en este proyecto.

A las profesoras **María Esther Baltodano y María Albertina Reyes Conrado**, gracias por su riguridad y enseñanza, que nos formaron con disciplina y excelencia académica, marcando una diferencia en mi proceso formativo.

A mi amigo **Braulio Tapia**, por tu compañía constante en cada paso del camino, gracias por estar siempre allí, apoyándome en cada momento.

Finalmente, me agradezco a mí mismo por la perseverancia, el esfuerzo y la dedicación que me han permitido llegar hasta aquí. Este logro es el resultado de todo el trabajo, sacrificio y amor por lo que hago. **¡Gracias por no rendirte!**

Caleb Enrique Pérez Cardoza

DEDICATORIA

Dedico este logro a Dios, quien ha sido mi faro en cada paso de este camino. Gracias por darme la fuerza, la sabiduría y las oportunidades necesarias para alcanzar este logro. Todo lo que soy y todo lo que he logrado, lo debo a Tu infinita bondad y guía.

A mis padres, quienes han sido mi pilar fundamental, gracias por su apoyo incondicional, por creer siempre en mí y por enseñarme el valor del esfuerzo y la perseverancia. Este triunfo también es suyo.

Caleb Enrique Pérez Cardoza

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mis padres, **Clarisa Centeno y César Reyes** quienes han sido mi mayor apoyo y motivación a lo largo de este camino. Muchas gracias por apoyar mi decisión de estudiar en Managua, gracias por sus consejos, por inculcarme el amor por la lectura, por ayudarme a ser la persona que soy hoy.

A las amistades que me han acompañado durante estos cinco años, **Daniela López, Crismara Condega, Elizabeth Montalván y Edith Luna.**

A mi pareja de tesis, **Caleb Pérez**, por su colaboración y dedicación. Muchas gracias por depositar tu confianza en mí.

Finalmente, a todos los profesores de la Facultad de Ingeniería Química que tuve la suerte de conocer, gracias por su dedicación y por el conocimiento que nos brindaron durante estos 5 años.

Clarissa Virginia Reyes Centeno

DEDICATORIA

Dedico esta tesis con todo mi cariño y gratitud a mi querida abuela, **Olga Sevilla**, cuyo amor incondicional y consejos han sido vitales en mi trayecto universitario.

A mi hermano, **César Reyes**, que está a punto de comenzar su propia aventura universitaria. Hermanito, te deseo fortaleza para alcanzar tus sueños.

Y, en memoria de mis bisabuelos, **Agapito Sevilla y Zulema Kuan**, cuya vida y enseñanzas son un legado que siempre llevaré en mi corazón.

Clarissa Virginia Reyes Centeno

RESUMEN

Este trabajo se desarrolló el diseño de un tren de tratamiento de aguas residuales domésticas para complejo habitacional del Municipio de Ciudad Sandino, en Managua, haciendo uso de un enfoque integral que combina el análisis de las características del agua residual, el dimensionamiento de cada componente del sistema y la evaluación de su eficiencia para cumplir con el Decreto 21-2017 y demás normativas ambientales nacionales.

Se determinó la composición física, química y microbiológica de los contaminantes principales de las aguas residuales domésticas, tales como materia orgánica, sólidos suspendidos y nutrientes, basados en estimación de composiciones típicas, de tal forma que permitió seleccionar las tecnologías adecuadas que aseguran la remoción efectiva de estos. El cálculo del caudal proyectado, basado en estimaciones demográficas y dotaciones de consumo, fue esencial para establecer las bases del diseño y garantizar que el sistema sea funcional y eficiente durante su vida útil.

El tren de tratamiento diseñado está compuesto por: 1.- El tratamiento primario incluye un sedimentador que remueve sólidos suspendidos mediante sedimentación, 2.- El tratamiento secundario se basa en un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA). Este reactor no solo reduce la materia orgánica y los sólidos suspendidos, sino que también genera biogás como subproducto, contribuyendo al aprovechamiento de energías renovables. 3.- El tratamiento terciario o de refinamiento, integra un humedal artificial de flujo superficial libre, una tecnología natural que elimina coliformes fecales y nutrientes mediante procesos biológicos, sin requerir energía externa.

El diseño de cada componente del sistema se llevó a cabo siguiendo criterios técnicos que aseguran su capacidad para cumplir con los estándares nacionales de calidad del agua, particularmente los establecidos por el Decreto 21-2017. Los resultados proyectan tasas de remoción superiores al 70% para la materia orgánica y sólidos suspendidos, además de una significativa disminución de microorganismos patógenos. Estos logros técnicos se complementan con un análisis económico que muestra un costo de tratamiento de \$0.07 USD/m³, destacándose como una opción económicamente viable y competitiva frente a alternativas convencionales.

Además de su efectividad técnica, el sistema ofrece beneficios sociales y ambientales al generar empleos locales, fomentar conciencia ambiental y proteger los cuerpos de agua receptores, contribuyendo a la conservación de los ecosistemas. Este diseño transforma los desafíos del manejo de aguas residuales en oportunidades de desarrollo sostenible y establece un modelo replicable para comunidades urbanas con recursos limitados.

ÍNDICE

I.	INTRODUCCIÓN	1
II.	Objetivos	3
	2.1. Objetivo general.....	3
	2.2. Objetivos específicos	3
III.	MARCO de REFERENCIA	4
	3.1. Datos generales.....	4
	3.1.1. Características geológicas	5
	3.1.2. Características hidrológicas.....	6
	3.1.3. Características socioeconómicas	7
	3.2. Determinación de la composición de las aguas residuales para el diseño del STAR.....	8
	3.2.1. Composición física.....	9
	3.2.2. Composición química	10
	3.2.3. Composición microbiológica	10
	3.3. Tratamiento de las aguas residuales domésticas	11
	3.3.1. Principales equipos y accesorios de tratamiento preliminar	11
	3.3.2. Principales equipos y accesorios de tratamiento primario	12
	3.3.3. Principales equipos y accesorios de tratamiento secundario	15
	3.3.4. Principales equipos y accesorios de tratamiento terciario	19
	3.4. Criterios de diseño de sistemas de tratamientos de aguas residuales ..	20
	3.4.1. Canal de entrada.....	20
	3.4.2. Rejillas.....	21
	3.4.3. Desarenadores.....	21
	3.4.4. Canaleta Parshall	23
	3.4.5. Criba.....	23
	3.4.6. Sedimentador primario	23
	3.4.7. Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA)	24
	3.4.8. Sedimentador lamelar	27
	3.4.9. Humedales de flujo superficial libre	27
IV.	METODOLOGÍA.....	28
	4.1. Determinación de la demanda del servicio	28
	4.1.1. Población actual	28
	4.1.2. Población proyectada.....	28

4.1.3. Determinación de caudal.....	28
4.2. Cálculo del diseño de equipos.....	30
4.2.1. Estimación de concentraciones de contaminantes en el canal de entrada del STAR.....	30
4.2.2. Diseño del canal de entrada.....	32
4.2.3. Diseño de rejillas	33
4.2.4. Diseño del desarenador	35
4.2.5. Diseño de la canaleta Parshall	36
4.2.6. Diseño de sedimentador primario.....	39
4.2.7. Diseño del Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente	41
4.2.8. Diseño del sedimentador lamelar	49
4.2.9. Diseño del Humedal artificial de flujo superficial	53
4.2.10. Diseño del lecho de secado	54
4.3. Evaluación económica.....	56
V. RESULTADOS	58
5.1. Presentación de resultados	58
5.1.1. Determinación de la demanda del servicio	58
5.1.1.2. Estimación de caudales de diseño del.....	58
5.1.2. Diseño de equipos y elementos del STAR.....	59
5.1.3. Evaluación económica.....	81
5.2. Análisis y discusión de resultados.....	82
5.2.1. Dimensiones y adecuación de los equipos	83
5.2.2. Eficiencia global del sistema.....	84
5.2.3. Cumplimiento con normas de vertido.....	84
5.2.4. Impacto económico y ambiental	85
5.2.5. Replicabilidad del proyecto	85
VI. CONCLUSIONES	86
VII. RECOMENDACIONES.....	87
VIII. BIBLIOGRAFÍA.....	88
ANEXOS	93
ANEXO I: PARÁMETROS DE DISEÑOS DE LOS COMPONENTES DEL STAR	I
ANEXO II: MEMORIA DE CÁLCULO	XI
ANEXO III: EVALUACIÓN ECONÓMICA	XXVII
ANEXO IV: PLANOS	XXVIII

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Composición típica de aguas residuales domésticas sin tratamiento	9
Tabla 2. Ventajas y desventajas de sedimentadores primarios	12
Tabla 3. Ventajas y desventajas de los tanques sépticos	13
Tabla 4. Ventajas y desventajas del tanque Imhoff	14
Tabla 5. Ventajas y desventajas de lagunas de estabilización	15
Tabla 6. Ventajas y desventajas de sistemas de lodos activados	17
Tabla 7. Ventajas y desventajas de RAFA	18
Tabla 8. Ventajas y desventajas de humedales	20
Tabla 9. Resumen de criterios de diseño para canal de entrada.....	21
Tabla 10. Resumen de criterios de diseño para rejillas	21
Tabla 11. Resumen de criterios de diseño para desarenadores de flujo horizontal	22
Tabla 12. Canaleta Parshall con descarga libre	23
Tabla 13. Resumen de criterios de diseño del sedimentador primario.	24
Tabla 14. Tiempo de residencia hidráulica recomendados para un RAFA de una altura de 4 metros para el tratamiento de aguas residuales domésticas.....	24
Tabla 15. Velocidades de flujo ascendente recomendadas para el diseño de reactores anaerobios de flujo ascendente que tratan aguas residuales domésticas	25
Tabla 16. Resumen de los principales criterios hidráulicos para el diseño de reactores RAFA que tratan agua residual doméstica.	26
Tabla 17. Resumen de criterios constructivos para el reactor anaerobio de flujo ascendente.....	26
Tabla 18. Criterios de diseño para sedimentadores lamelares.....	27
Tabla 19. Criterios de diseño para humedales artificiales de flujo superficial libre	27
Tabla 20. Dotaciones de agua.....	29
Tabla 21. Aportes de contaminantes por habitantes	30
Tabla 22. Eficiencia de remoción de los diferentes procesos de tratamientos ...	31
Tabla 23. Estimación de caudales de diseño del STAR del complejo habitacional de viviendas sociales en el municipio de Ciudad Sandino	59
Tabla 24. Parámetros del agua residual a aplicar el tren de tratamiento.....	60
Tabla 25. Porcentajes de remoción seleccionados	61
Tabla 26. Balance de contaminantes en el pretratamiento.....	62
Tabla 27. Balance de contaminantes en el tratamiento primario	62
Tabla 28. Balance de contaminantes del Reactor Anaerobio de Flujos Ascendente (RAFA) del Tratamiento secundario	63
Tabla 29. Balance de contaminantes del sedimentador lamelar del tratamiento terciario.....	63
Tabla 30. Balance de contaminantes del tratamiento terciario	64
Tabla 31. Concentración de entrada y salida del tren de tratamiento.....	64
Tabla 32. Resultados de diseño de canal de entrada.....	65
Tabla 33. Variables para el diseño de las rejillas.....	66
Tabla 34. Resultados de diseño de la rejilla	66
Tabla 35. Parámetros de diseño utilizados para el desarenador	67

Tabla 36. Resultados del diseño del desarenador.....	67
Tabla 37. Dimensiones de cada sección de la Canaleta Parshall	68
Tabla 38. Resultados del diseño de la Canaleta Parshall	68
Tabla 39. Parámetros de diseño para el sedimentador primario	69
Tabla 40. Resultados de diseño del sedimentador primario	69
Tabla 41. Parámetros para el diseño del reactor anaerobio de flujo ascendente	70
Tabla 42. Resultados del diseño de reactor anaerobio de flujo ascendente	70
Tabla 43. Verificación de cargas aplicadas y velocidades del flujo ascendente .	71
Tabla 44. Resultados del sistema de distribución del agua diseñado	71
Tabla 45. Estimaciones de concentraciones en el efluente	72
Tabla 46. Producción de biogás del reactor	72
Tabla 47. Resultados del dimensionamiento de las aberturas del compartimiento del sedimentador	73
Tabla 48. Resultados del área superficial del compartimiento de decantación ..	73
Tabla 49. Determinación del volumen del compartimiento de decantación	74
Tabla 50. Resultados del dimensionamiento de los colectores de gas	75
Tabla 51. Estimaciones de la producción de lodos.....	75
Tabla 52. Parámetros para el diseño de un sedimentador lamelar	76
Tabla 53. Resultados del diseño del sedimentador lamelar	76
Tabla 54. Parámetros para el diseño de un HAFS	77
Tabla 55. Cálculo del área superficial de cada parámetro.....	78
Tabla 56. Dimensionamiento del HAFS.....	78
Tabla 57. Parámetros para el diseño del lecho de secado	79
Tabla 58. Diseño del lecho de secado.....	79
Tabla 59. Costo de los equipos	81
Tabla 60. Costos de operación y mantenimiento.....	82

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Macro localización de la comunidad.....	4
Figura 2. Micro localización de la PTAR.....	5
Figura 3. Cuenca hidrográfica Río San Juan.....	6
Figura 4. Cuenca sur del lago de Managua.....	7
Figura 5. Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales.....	83

I. INTRODUCCIÓN

El crecimiento poblacional y la urbanización acelerada en Nicaragua han impulsado la expansión de proyectos estatales de viviendas sociales, una estrategia clave para satisfacer la creciente demanda habitacional y mejorar las condiciones de vida de comunidades vulnerables. Sin embargo, estas iniciativas traen consigo desafíos significativos en términos de sostenibilidad ambiental y sanitaria, particularmente en lo referente al manejo de aguas residuales domésticas. En comunidades densamente pobladas y con recursos limitados, como Ciudad Sandino, la falta de infraestructura adecuada conduce al vertido de aguas residuales sin tratamiento, lo que agrava la contaminación de cuerpos de agua, deteriora los ecosistemas locales y pone en riesgo la salud pública. Este panorama subraya la necesidad de implementar sistemas de tratamiento sostenibles que mitiguen estos impactos y aseguren una gestión eficiente de los recursos hídricos.

En este contexto, se ha diseñado un sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas para un nuevo complejo habitacional en Ciudad Sandino. Este sistema integra un reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA) y un humedal artificial de flujo superficial libre (HAFS), tecnologías seleccionadas por su eficiencia en la remoción de contaminantes, bajo costo operativo y facilidad de mantenimiento. El RAFA se utiliza para reducir la materia orgánica expresada como demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y demanda química de oxígeno (DQO), así como sólidos suspendidos totales. Este reactor funciona mediante procesos de digestión anaerobia que, además de tratar las aguas residuales, generan biogás como subproducto, lo que representa una oportunidad para aprovechar energía renovable.

El humedal artificial complementa el tratamiento al eliminar coliformes fecales y nutrientes como el fósforo mediante procesos naturales que no requieren energía externa, lo que refuerza la sostenibilidad del sistema. Este enfoque es particularmente adecuado para el contexto local, ya que su integración al entorno no solo cumple con los estándares ambientales, sino que también mejora la calidad del paisaje. Los estudios realizados indican que este tren de tratamiento puede lograr tasas de remoción de contaminantes superiores al 70%, cumpliendo con las normativas establecidas por el Decreto 21-2017, que regula los límites permisibles para el vertido de aguas residuales en Nicaragua.

El diseño del sistema considera un caudal promedio de 305 m³ por día, calculado con base en las proyecciones demográficas y las dotaciones establecidas por la Autoridad Nacional del Agua. Este caudal sirvió como referencia para dimensionar los componentes del sistema, garantizando su funcionalidad durante su vida útil y evitando sobrecargas. Asimismo, se priorizó un enfoque integral que combina eficiencia técnica con viabilidad económica, logrando un costo estimado de

tratamiento de \$0.07 USD por metro cúbico, significativamente inferior a la tarifa promedio establecida por ENACAL. Este análisis incluye tanto la inversión inicial como los costos operativos y de mantenimiento, lo que evidencia la competitividad económica de este sistema frente a opciones convencionales.

Además del impacto económico, el sistema diseñado tiene beneficios sociales y ambientales de gran alcance. Durante la construcción y operación del sistema se generarán empleos locales, promoviendo el desarrollo comunitario. Al mismo tiempo, la implementación de tecnologías sostenibles fomenta la conciencia ambiental y una cultura de cuidado de los recursos hídricos. El sistema también protege los ecosistemas locales al reducir significativamente la carga contaminante vertida en los cuerpos receptores, contribuyendo a la conservación de la biodiversidad y a la calidad de los recursos hídricos.

Este proyecto no solo aborda los desafíos técnicos asociados con el manejo de aguas residuales en comunidades con recursos limitados, sino que también establece un modelo replicable para desarrollos habitacionales en contextos urbanos similares. La combinación de tecnologías como el RAFA y el HAFS no solo garantiza una solución accesible y sostenible, sino que también promueve un equilibrio entre las dimensiones técnica, económica, ambiental y social del desarrollo urbano. Este enfoque integral demuestra que es posible transformar los desafíos del crecimiento poblacional en oportunidades para mejorar las condiciones de vida y proteger el medio ambiente, sentando las bases para un desarrollo más sostenible y resiliente en Nicaragua.

II. OBJETIVOS

2.1. Objetivo general

Diseñar un tren de tratamiento para aguas residuales domésticas con un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente y un Humedal en un complejo de viviendas sociales.

2.2. Objetivos específicos

- Establecer los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos del Agua Residual empleando el método convencional de Crites y Tchobanoglous.
- Estimar el caudal de Agua Residual del complejo de viviendas sociales ubicado en el municipio de Ciudad Sandino.
- Diseñar cada uno de los elementos del sistema de tratamiento de aguas residuales en función de los criterios de diseño.
- Determinar la eficiencia de remoción de contaminantes cumpliendo las regulaciones de vertidos de aguas residuales del país.

III. MARCO DE REFERENCIA

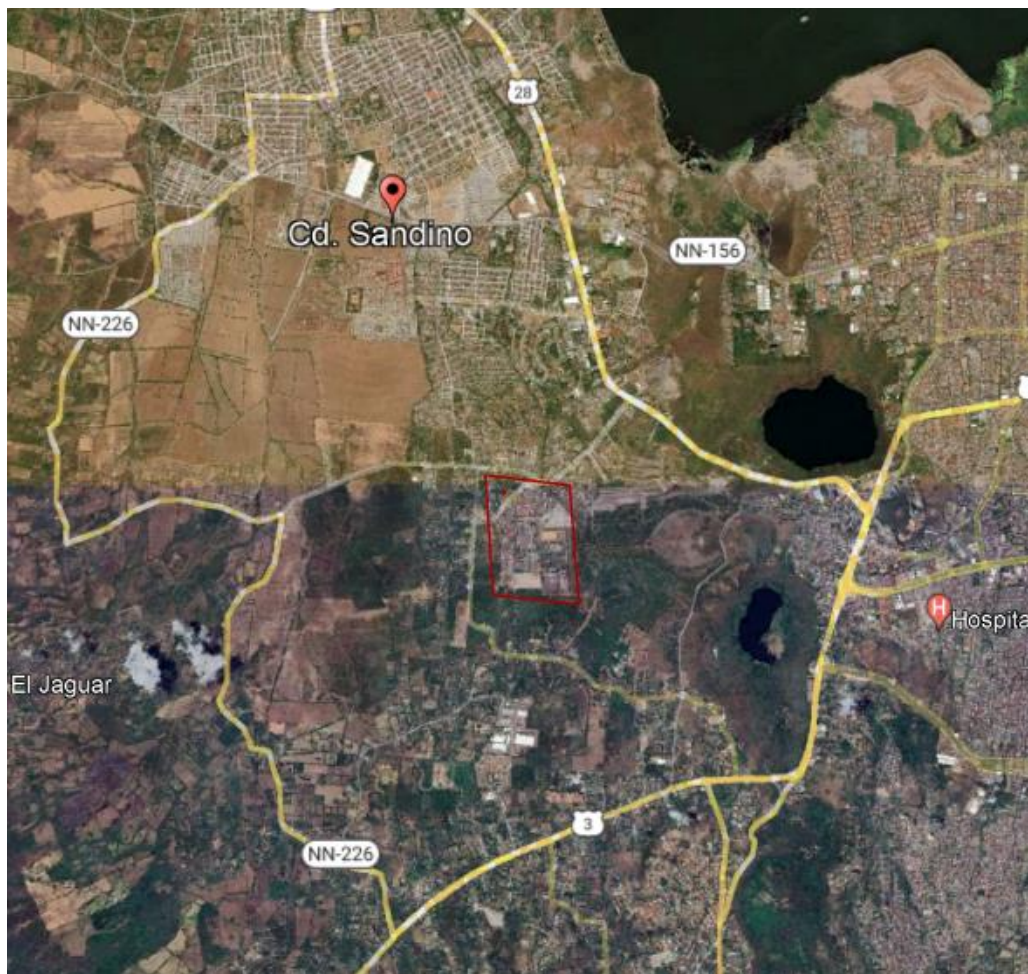
3.1. Datos generales

El presente estudio se llevará a cabo para un complejo de viviendas sociales que se encuentra ubicado en el municipio de Ciudad Sandino, Managua, Nicaragua.

El municipio se divide en trece zonas y cuatro comarcas, siendo Ciudad Sandino la cabecera municipal. Estas zonas y comarcas incluyen áreas como Bella Cruz, Bello Amanecer, Vista Hermosa, Enrique Smith, Satélite Asososca y La Gruta, así como las comarcas Trinidad Central-Norte y Cuajachillo 1-2.

Figura 1.

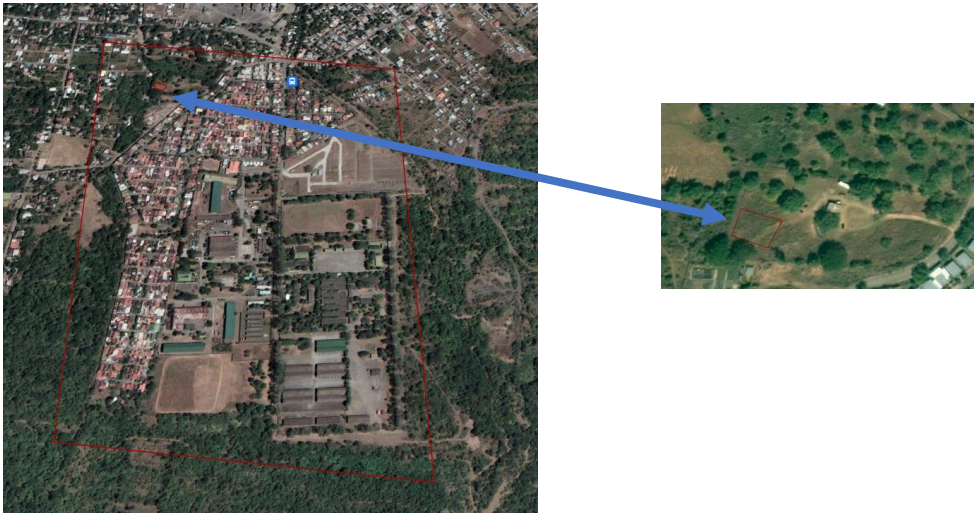
Macro localización de la comunidad



Nota. Tomada de Google Earth

Figura 2.

Micro localización de la PTAR



Nota. Tomada de Google Earth

3.1.1. Características geológicas

El área en estudio se encuentra en la provincia geológica de la depresión de Nicaragua, la misma comprende el área que ocupa el graben, al norte Costa Cosigüina, al sur frontera con Costa Rica, al oeste Cordillera de Marrabios y al este los lagos, donde comienzan a levantarse las áreas montañosas (López Sánchez & Castrillo Gómez, 2017).

Los suelos del municipio son de origen volcánico y varían desde los francos arenosos provenientes del piroclasto más reciente a las arcillosas derivadas del lodo volcánico.

El territorio es generalmente plano, con pendientes del 0% al 2% en las zonas urbanas y del 2% al 4% en las áreas circundantes. En la franja costera del Lago Xolotlán, hay una variedad de pendientes del 4% al 50%, variando desde ligeramente ondulado hasta escarpado en algunas áreas, como el Cerro Motastepe, que tiene una altura de 359 metros (Rosales Obregón & Vargas Solís, 2012).

La amenaza sísmica de Ciudad Sandino es alta, debido a las varias fuentes de sismicidad que incluyen la falla Mateare, el alineamiento tectónico Miraflores-Motastepe, la actividad del volcán Apoyeque y otros centros volcánicos cercanos.

Otra fuente de sismicidad en la zona es el alineamiento tectónico Miraflores-Motastepe. Los alineamientos tectónicos son zonas donde placas tectónicas interactúan, lo que puede generar estrés y movimientos sísmicos. En el caso de Ciudad Sandino, este alineamiento tectónico contribuye a la acumulación de estrés y, en última instancia, a la ocurrencia de terremotos.

demás de las fallas y los alineamientos tectónicos, la actividad volcánica es otra fuente de preocupación en Ciudad Sandino. El volcán Apoyeque, que se encuentra en las cercanías, es una fuente adicional de sismicidad. La actividad volcánica puede generar terremotos, especialmente cuando hay erupciones o desplazamientos de magma.

3.1.2. Características hidrológicas

El municipio de Ciudad Sandino se encuentra en la cuenca hidrográfica de Río San Juan, unidad hidrográfica 952 anteriormente conocida como Cuenca Proyecto Hidrológico Centroamericano 69.

Figura 3.

Cuenca hidrográfica Río San Juan

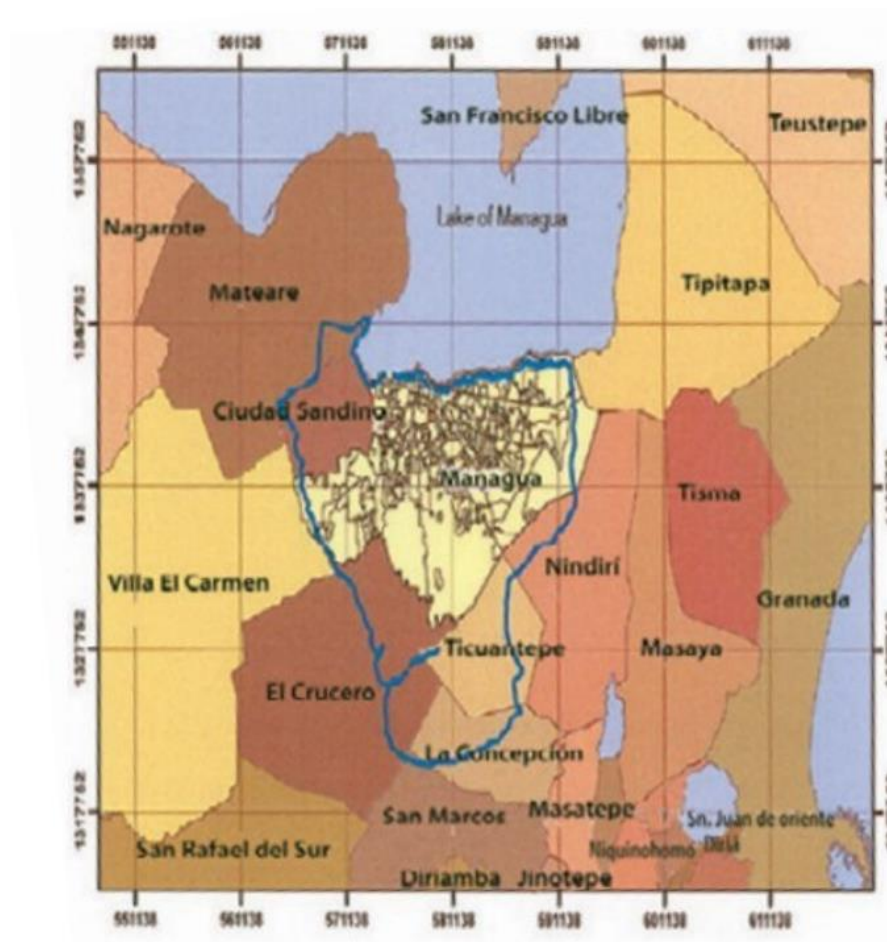


Nota. Tomada de Cuencas Hidrográficas de Nicaragua bajo la metodología Pfafstetter

Además, el lago de Managua, conocido como lago Xolotlán, es una de las principales fuentes de agua en Ciudad Sandino. El municipio forma parte de la cuenca Sur del lago de Managua que tiene una extensión de 825 km². Esta cuenca un aproximado de: 1,048,454 habitantes conformada por los municipios de Managua, Ticuantepe y Ciudad Sandino y parte de los municipios de Mateare, El Crucero, Tipitapa, Nindirí y La Concepción, lo atraviesan 9 cauces principales que recolectan las aguas pluviales que se generan en su área, conduciéndolas hacia el lago de Managua (Administración Alcaldía De Managua , 2016).

Figura 4.

Cuenca sur del lago de Managua



Nota. Proyecto de evaluación de los múltiples riesgos en la cuenca sur del lago de Managua (2010)

3.1.3. Características socioeconómicas

En términos generales la mayoría del empleo que se genera en Ciudad Sandino es por cuenta propia (48.0%), seguido por los trabajadores permanentes (37.0%), los no remunerados (7.2%), los patrones (6.1%) y los trabajadores registrados como temporales (1.8%). Los trabajadores no remunerados normalmente son mano de obra familiar que ayuda en las actividades económicas sin devengar salarios (Banco Central de Nicaragua, 2017).

Según el directorio económico realizado por el BCN en el año 2017 había 8,482 trabajadores en total, 4,647 (54.8%) laboran en viviendas con actividad económica, 3,287 (38.8%) trabajan en local independiente, 460 (5.4%) en mercados, 44 (0.5%) en otro tipo de establecimientos, 38 (0.4%) en bancos y otras instituciones financieras y 6 (0.1%) en supermercados.

El suministro de energía domiciliar es responsabilidad de la Distribuidoras de Electricidad del Norte Sociedad Anónima del Norte (Disnorte) y Distribuidoras de Electricidad del Norte Sociedad Anónima del Sur (Dissur), este servicio tiene una cobertura del 99.7% en la zona urbana de Ciudad Sandino. El agua potable tiene un menor alcance que la electricidad (98.6%). De las viviendas habitadas, las que tienen de 1 a 3 habitantes son las que presentan la menor cobertura para el servicio de agua potable (98.5%) y de 6 a más habitantes presenta una menor cobertura para el servicio de electricidad (99.7%).

La Alcaldía Municipal a través de varias direcciones atiende y brinda servicios a la población en áreas como el mercado, cementerio, recolección de desechos sólidos, limpieza pública, y el relleno sanitario.

La agricultura también desempeña un papel en la economía local, con productos tradicionales como maíz, yuca, ajonjolí, sandía y frijoles, así como productos no tradicionales como pipián y ayote. A pesar de la existencia de un servicio de tratamiento de aguas residuales, la cobertura es limitada, lo que plantea desafíos para la gestión de las aguas residuales en la región.

3.2. Determinación de la composición de las aguas residuales para el diseño del STAR.

La determinación de la composición de las aguas residuales domésticas para el diseño del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales (STAR) es esencial para identificar los contaminantes presentes y garantizar la eficacia del tratamiento.

En proyectos de diseño y construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas, donde no es factible realizar una caracterización directa de las aguas residuales a tratar, es fundamental emplear métodos de estimación basados en promedios establecidos. Estas estimaciones se realizan utilizando datos representativos de composiciones típicas de aguas residuales domésticas, como los presentados en la **Tabla 1**, adaptada de Tchobanoglous (2000). *Wastewater Engineering*. Este enfoque permite definir parámetros clave para el diseño, garantizando que las soluciones propuestas sean efectivas para las condiciones esperadas

Estas aguas están compuestas principalmente por aguas fecales y aguas grises, que incluyen residuos de lavado y limpieza, su determinación cuantitativa permite establecer su calidad inicial, necesaria para la selección de las tecnologías y procesos adecuados para el tratamiento de cada tipo de contaminante.

A continuación, se describen los aspectos relacionados con la composición física y química de las aguas residuales domésticas, de acuerdo con la **Tabla 1** adaptada de *Wastewater Engineering* por Tchobanoglous.

Tabla 1.*Composición típica de aguas residuales domésticas sin tratamiento*

Contaminantes	Unidad	Baja concentración	Media concentración	Alta concentración
Sólidos totales (TS)	mg/L	390	720	1230
Sólidos disueltos totales (TDS)	mg/L	270	500	860
Fijos	mg/L	160	300	520
Volátiles	mg/L	110	200	340
Sólidos suspendidos totales (TSS)	mg/L	120	210	400
Sólidos sedimentables	mL/L	5	10	20
Demanda bioquímica de oxígeno, 5 días, 20°C	mg/L	110	190	350
Carbono orgánico total (TOC)	mg/L	80	140	260
Demanda química de oxígeno (DQO)	mg/L	250	430	800
Nitrógeno total (como N)	mg/L	20	40	70
Orgánico	mg/L	8	15	25
Amoníaco libre	mg/L	12	25	45
Nitritos	mg/L	0	0	0
Nitratos	mg/L	0	0	0
Fósforo total (como P)	mg/L	4	7	12
Inorgánico	mg/L	3	5	10
Cloruros	mg/L	30	50	90
Sulfatos	mg/L	20	30	50
Aceites y grasas	mg/L	50	90	140
Compuestos orgánicos volátiles (COV)	mg/L	<100	100-400	>400
Coliformes totales	No./100 mL	10 ⁶ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹	10 ⁷ -10 ¹⁰
Coliformes fecales	No./100 mL	10 ³ -10 ⁵	10 ⁴ -10 ⁶	10 ⁵ -10 ⁸
Quistes de Cryptosporidium	No./100 mL	10 ⁰ -10 ¹	10 ¹ -10 ²	10 ² -10 ³
Quistes de Giardia lamblia	No./100 mL	10 ⁰ -10 ¹	10 ¹ -10 ²	10 ² -10 ³

Nota. Adaptada de Wastewater Engineering por Tchobanoglous**3.2.1. Composición física**

Desde un punto de vista físico, las aguas residuales domésticas suelen presentar un color gris y un olor rancio característico. Estas aguas contienen sólidos totales (TS) en concentraciones que oscilan entre 390 y 1230 mg/L, de los cuales una parte está disuelta (TDS) y otra en suspensión (TSS). Los sólidos suspendidos totales, que varían entre 120 y 400 mg/L, incluyen partículas de heces, restos de alimentos, papel higiénico, jabones, detergentes, arena y minerales. Una fracción importante de estos sólidos son los sólidos sedimentables, cuya concentración varía de 5 a 20 mL/L. Estos últimos se eliminan principalmente en procesos de pretratamiento como la sedimentación.

Los aceites y grasas representan otro componente físico relevante. En concentraciones de 50 a 140 mg/L, provienen principalmente de actividades culinarias y de limpieza. Estos compuestos no solo afectan la calidad del agua, sino que también generan problemas operativos al obstruir tuberías y afectar los

equipos de tratamiento. Los compuestos orgánicos volátiles (COV), presentes generalmente en concentraciones inferiores a 400 mg/L, también forman parte de esta categoría y requieren procesos específicos para su remoción.

3.2.2. Composición química

Desde el punto de vista químico, las aguas residuales domésticas contienen nutrientes como el nitrógeno y el fósforo, esenciales para el crecimiento de microorganismos. Sin embargo, en exceso, estos nutrientes pueden provocar problemas ambientales como la eutrofización de cuerpos de agua receptores. El nitrógeno total (como N), en concentraciones que oscilan entre 20 y 70 mg/L, incluye formas orgánicas y amoníaco libre, este último con valores de 12 a 45 mg/L. El fósforo total (como P), que varía entre 4 y 12 mg/L, incluye formas orgánicas e inorgánicas, siendo necesario su control para evitar impactos negativos en los ecosistemas acuáticos.

La materia orgánica presente en las aguas residuales se evalúa mediante indicadores como la demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅) y la demanda química de oxígeno (DQO). La DBO₅, con valores entre 110 y 350 mg/L, mide la cantidad de oxígeno necesaria para la descomposición biológica de la materia orgánica biodegradable, mientras que la DQO, con rangos de 250 a 800 mg/L, evalúa la materia orgánica total, incluyendo compuestos no biodegradables. Ambos parámetros son fundamentales para el diseño de sistemas de tratamiento biológico.

Además, las aguas residuales contienen compuestos inorgánicos como cloruros y sulfatos, en concentraciones de 30 a 90 mg/L y de 20 a 50 mg/L, respectivamente. Estos compuestos pueden influir en los procesos biológicos, ya que afectan la actividad de los microorganismos encargados de la depuración del agua.

3.2.3. Composición microbiológica

Las aguas residuales domésticas albergan una gran variedad de microorganismos patógenos, entre los que se incluyen bacterias, virus, protozoos y helmintos. La concentración de coliformes totales varía entre 10⁶ y 10¹⁰ organismos por cada 100 mL, mientras que la de coliformes fecales oscila entre 10³ y 10⁸ organismos por cada 100 mL. Estos indicadores reflejan la presencia de contaminación fecal, que representa un riesgo significativo para la salud pública.

Entre los protozoos presentes en las aguas residuales destacan los quistes de *Cryptosporidium* y *Giardia*, con concentraciones de hasta 10³ quistes por cada 100 mL. Estos organismos son resistentes a algunos tratamientos convencionales, por lo que requieren procesos avanzados de desinfección para garantizar su eliminación y prevenir enfermedades.

En conclusión, la caracterización física, química y microbiológica de las aguas residuales domésticas, basada en datos como los presentados en la **Tabla 1**, es esencial para el diseño de sistemas de tratamiento eficaces. Estos sistemas deben garantizar la remoción adecuada de sólidos, nutrientes, materia orgánica y microorganismos patógenos, cumpliendo con las normativas ambientales y protegiendo tanto la salud pública como los ecosistemas.

3.3. Tratamiento de las aguas residuales domésticas

Según Belzona (2010), una planta de tratamiento de aguas residuales evacua sólidos, reduce la materia orgánica y los contaminantes y restaura la presencia de oxígeno. Para ello se conceptualizan los siguientes niveles de tratamiento, establecidos por INAA (2009):

3.3.1. Principales equipos y accesorios de tratamiento preliminar

El tratamiento preliminar es el proceso que tiene por finalidad eliminar aquellos constituyentes de las aguas residuales, que pudieren interferir con los procesos subsecuentes del tratamiento. Las unidades utilizadas en los pretratamientos son:

- **Rejillas**

De acuerdo con Alvarado & Villanueva (2017), estas tienen por objetivo la remoción de materiales gruesos, barras separadas entre 1.0 y 5.0 centímetros, comunmente 2.5 centímetros y colocadas en un ángulo de 30 y 60 grados respecto al plano horizontal.

- **Tamices**

Son equipos que permiten el paso del agua, pero no de sólidos en suspensión, flotantes o residuos de basura tales como trapos o palos. La basura es recolectada y luego se dispone de ella.

- **Desarenadores**

Los desarenadores en el tratamiento de aguas residuales son los encargados de remover arena, grava, cenizas, partículas u otro material sólido pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico bastante mayor que el de los sólidos orgánicos putrescibles de las aguas residuales. De acuerdo con INAA (2009), existen dos tipos generales de desarenadores: de flujo horizontal y aireado.

- **Trampas de grasas y aceites**

Son tanques pequeños de flotación donde la grasa sale a la superficie y es retenida mientras el agua aclarada sale por una descarga inferior. Lo lleva partes mecánicas y el diseño es similar al de un tanque séptico.

- **Medidores de caudal**

Para un adecuado control de un sistema de tratamiento, es necesario conocer el caudal que entra a la planta. Entre estos se encuentran equipos eléctricos que trabajan por medio de sensores o los vertederos en canales, como el vertedero Sutro o el canal Parshall (Alvarado & Villanueva, 2017).

3.3.2. Principales equipos y accesorios de tratamiento primario

El tratamiento primario tiene por objetivo la remoción de sólidos suspendidos mediante operaciones como la sedimentación, flotación y precipitación. Según Andaluza & CENTA (2015), entre las unidades existente en este tipo de tratamiento se encuentran:

- **Sedimentador primario**

Tiene por objetivo básico la eliminación de una parte importante de los sólidos en suspensión presentes en las aguas residuales, bajo la acción de la gravedad. Por tanto, en esta etapa solo se remueven sólidos sedimentables y materias flotantes, permaneciendo inalterables los sólidos coloidales y disueltos. A diferencia de los Tanques Sépticos y de los Tanque Imhoff, la sedimentación primaria no almacena ni estabiliza los lodos decantados, por lo que los lodos que se extraen de forma continuada tienen que tratarse posteriormente.

Según Andaluza & CENTA (2015), los sedimentadores pueden ser estáticos o dinámicos. Los dinámicos son los que cuentan con elementos mecánicos que se emplean para retirar los flotantes y para conducir los lodos sedimentados. Dentro de los estáticos se tienen los cilindrocónicos que se utilizan para caudales pequeños (de hasta 20 m³/h) y los sedimentadores lamelares que emplean un elemento físico (lamela), que se disponen inclinado y contra el que chocan las partículas en su recorrido de sedimentación, para deslizarse sobre ella posteriormente. De esta forma, se precisa de un menor volumen de sedimentación siendo, por tanto, mas pequeños los equipos.

Ventajas e inconvenientes

De acuerdo con Andaluza & CENTA (2015), como principales ventajas e inconvenientes del empleo de los Sedimentadores Primarios cabe destacar los siguientes:

Tabla 2.

Ventajas y desventajas de sedimentadores primarios

Ventajas	Inconvenientes
✓ Bajos costos de explotación y mantenimiento (especialmente en los sedimentadores estáticos).	✓ Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios.

✓ Escaso impacto visual al disponerse enterrados casi en su totalidad.	✓ Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas.
✓ Escaso impacto sonoro dada la escasa potencia de los equipos electromecánicos que se implantan	✓ Posibles impactos olfativos como consecuencia de una mala gestión de los lodos.
	✓ Se generan lodos no estabilizados.

Nota. Andaluza & CENTA (2015)

• Tanques sépticos

Son dispositivos, que generalmente se disponen enterrados, y que permiten un tratamiento primario de las aguas residuales, reduciendo su contenido en sólidos en suspensión, tanto sedimentables como flotantes.

Ventajas e inconvenientes

Según Andaluza & CENTA (2015), las principales ventajas e inconvenientes del empleo de los Tanques Sépticos son:

Tabla 3.

Ventajas y desventajas de los tanques sépticos

Ventajas	Inconvenientes
✓ Bajos costos de operación y mantenimiento.	✓ Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios para poder cumplir los requisitos de la normativa de vertidos.
✓ Permiten cierta atenuación de los picos de carga contaminante.	✓ Sus efluentes presentan una elevada septicidad, por lo que generan malos olores.
✓ Simplifican la gestión de los lodos, al permitir su extracción una vez mineralizado, tras meses de acumulación.	✓ Si no se quema el biogás producido, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero.
✓ Presentan un nulo impacto visual al disponerse enterrados.	✓ Existe riesgo de contaminación de las aguas subterráneas en caso de construcción deficiente de los tanques.
✓ Presentan un nulo impacto sonoro al carecer de equipos electromecánicos.	

Nota. Andaluza & CENTA (2015)

- **Tanque Imhoff**

Son dispositivos que permite el tratamiento primario de las aguas residuales, reduciendo su contenido en sólidos en suspensión, tanto como sedimentables como flotantes. Constan de un único depósito, en el que se disponen dos zonas diferenciadas: la zona de alimentación, que se sitúa en la parte superior, y la zona de digestión de lodos, que se ubica en la zona inferior del depósito.

Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas e inconvenientes del empleo de los Tanques Imhoff cabe destacar las siguientes:

Tabla 4.

Ventajas y desventajas del tanque Imhoff

Ventajas	Inconvenientes
✓ Baja septicidad en los efluentes tratados, por el corto tiempo de permanencia del agua en la zona de sedimentación. ✓ Bajos costos de explotación y mantenimiento. ✓ Simplifican la gestión de los lodos, al permitir su extracción, una vez mineralizado, tras meses de acumulación. ✓ Presentan un nulo impacto visual cuando los tanques se disponen enterrados. ✓ Presentan un nulo impacto sonoro al carecer de equipos electromecánicos.	✓ Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios para poder cumplir los requisitos de la normativa de vertidos. ✓ Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas. ✓ Generación de malos olores en la zona de digestión de lodos. ✓ Si no se quema el biogás producido, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. ✓ Riesgo de contaminación de las aguas subterráneas en caso de construcción deficiente. ✓ La construcción de la zona de decantación entraña dificultades, especialmente en los tanques de mayor tamaño

Nota. Andaluza & CENTA (2015)

3.3.3. Principales equipos y accesorios de tratamiento secundario

Alvarado & Villanueva (2017) indican que la finalidad de este nivel de tratamiento es remover material organico en suspensión. Se utilizan procesos biológicos en el que se facilita que bacterias digieran la materia orgánica presente en las aguas. En este nivel comúnmente se utilizan:

- **Lagunas de estabilización**

De acuerdo con Andaluza & CENTA (2015), el tratamiento mediante Lagunas de Estabilización consta de varias balsas dispuesta en serie, en las que su profundidad decae paulatinamente, a la vez que se va incrementado su contenido en oxígeno disuelto.

Es decir, la combinación de ambientes con ausencia y presencia de oxígeno disuelto, reproduce los fenómenos de autodepuración, que de forma natural se dan en los cursos de agua.

Existen tres tipos de Lagunas de estabilización (Romero, 1999):

- **Lagunas anaerobias:** son lagunas profundas (3-5 m), que operan con elevadas cargas orgánicas ($>100 \text{ g DBO}_5/\text{m}^3/\text{d}$) y que persiguen dos objetivos básicos: i) la reducción de la materia en suspensión (sedimentable y flotante) presente en las aguas residuales y ii) la estabilización, vía anaerobia, de los lodos que se van acumulando en su fondo.
- **Lagunas facultativas:** presentan una menor profundidad (1.5–2.0 m) y ocupan mucha mas superficie que las Lagunas Anaerobias.
- **Lagunas de maduración:** constituyen la última etapa en el esquema de tratamiento, por lo que estan sometidas a bajas cargas organicas, dándose en ellas condiciones propicias para la penetración en profundidad de la radiación solar (aguas relativamente claras y poco profundas, 0.8-1.2 m).

Ventajas e inconvenientes

Algunas ventajas e inconvenientes de la implementación de las Lagunas de estabilización:

Tabla 5.

Ventajas y desventajas de lagunas de estabilización

Ventajas	Inconvenientes
✓ Facilidad constructiva, siendo el movimiento de tierras la actividad principal.	✓ Elevados requisitos de terreno para su construcción.
✓ Consumo energético nulo, si el agua residual llega por gravedad hasta la estación de tratamiento.	✓ Su construcción puede verse desaconsejada en zonas frías o de baja radiación solar.

✓ Ausencia de averías electromecánicas al carecer de equipos electromecánicos. ✓ Mantenimiento sencillo, que se limita a retirar los residuos del pretratamiento y a mantener las superficies de las lagunas libres de flotantes para evitar la proliferación de mosquitos. Además, la simple observación visual y olfativa de las distintas lagunas permite estimar su estado operativo. ✓ Escasa producción de lodos, experimentando estos una alta mineralización a consecuencia de los elevados tiempos de retención en las lagunas anaerobias, lo que facilita su manipulación y evacuación. ✓ Gran inercia, por los elevados volúmenes, y por tanto largos tiempos de retención. ✓ Alto poder de inactivación de microorganismos patógenos, que puede llegar a 4-5 unidades logarítmicas. ✓ Buena integración medioambiental si se operan correctamente.	✓ Generación de olores desagradables en las Lagunas Anaerobias, si bien, estos olores pueden minimizarse y quedar circunscritos a las inmediaciones de estas lagunas si se diseñan y operan correctamente. ✓ Posible proliferación de mosquitos. ✓ Pérdidas de agua por evaporación y aumento de la salinidad en los efluentes tratados. ✓ Elevadas concentraciones de sólidos en suspensión en los efluentes finales, como consecuencia de la proliferación de las microalgas. ✓ La extracción de los lodos acumulados en el fondo de las lagunas es compleja. ✓ Riesgo de contaminación de acuíferos por infiltraciones en caso de que la impermeabilización del sistema no sea la adecuada. ✓ En las Lagunas Anaerobias (salvo que se cubran) se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero
---	---

Nota. Andaluza & CENTA (2015)

• **Sistemas de Lodos Activados**

Según el INAA (2016), el proceso de lodos activados y sus varias modificaciones pueden ser usados cuando las aguas residuales puedan responder a un tratamiento biológico. Este proceso requiere atención cuidadosa y una operación con supervisión competente, incluido un control rutinario de laboratorio.

Ventajas e inconvenientes

Según Fandiño (2017), algunas ventajas e inconvenientes que incurre el uso de sistemas de lodos activados:

Tabla 6.

Ventajas y desventajas de sistemas de lodos activados

Ventajas	Inconvenientes
✓ Altas eficiencias en remoción de materia orgánica.	✓ Alto consumo de energía debido a necesidad de aireación.
✓ Necesidad de área relativamente baja.	✓ Requieren de personal capacitado para el manejo, supervisión y mantenimiento de equipos, además de la necesidad de ensayos de laboratorio.
✓ Poco empirismo de diseño	✓ Puede no ser costo-eficiente debido al tamaño de la población.
	✓ Continua y alta producción de lodos, que pueden generar inconvenientes en cuanto a su disposición final.

Nota. Andaluza & CENTA (2015)

- **Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente**

De acuerdo al manual de Andaluza & CENTA (2015), los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), también conocidos como UASB (del inglés: Upflow Anerobic Sludge Blanket), constituyen tecnología de tratamiento anaerobia, en la que las aguas residuales a tratar pasan a través de un manto de lodos a baja velocidad ascensional.

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 1.5 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 velocidad de sedimentación inferiores a las de la capa anterior, así como menores concentraciones de sólidos (1.5-3%)

Este equipo en la parte superior tiene un separador trifásico (lodos-agua tratada-gas metano), el cual es un elemento importante para su correcto funcionamiento, y que tiene como meta: i) decantar los sólidos sedimentables (conducidos a la zona de digestión del fondo del reactor, evitando que escapen con los efluentes tratados), ii) extraer el gas.

Ventajas e inconvenientes

La implementación de los sistemas RAFA tiene como efecto las siguientes ventajas y desventajas:

Tabla 7.

Ventajas y desventajas de RAFA

Ventajas	Inconvenientes
✓ Bajos requisitos de superficie para su construcción (sin contar con la superficie de la laguna de afino), al trabajar con mayores cargas orgánicas que los tratamientos aerobios. ✓ Escasos, o nulos, requisitos de energía para su operación. ✓ Se generan lodos estabilizados y en mucha menos cantidad que en los tratamientos aerobios. ✓ Generación de biogás, aprovechable como fuente de energía. ✓ Carece de dispositivos móviles en su interior, que puedan ser fuente de averías. ✓ Los lodos se estabilizan y almacenan en el reactor, no siendo necesaria su extracción de forma frecuente. ✓ Bajos costos de construcción y de operación y mantenimiento. ✓ Aplicable a pequeñas y grandes poblaciones	✓ Se precisa un postratamiento de los efluentes tratados en el RAFA para cumplir con los requisitos de vertido. ✓ Muy baja capacidad de eliminación de nutrientes y de organismos patógenos. ✓ La etapa de puesta en operación es lenta y complicada. ✓ No se recomienda su uso con temperaturas medias del agua en el mes más frío menores a 15 °C. ✓ En su construcción se precisa del empleo de materiales resistentes a la corrosión, lo que encarece su construcción. ✓ No es recomendable su construcción para el tratamiento de aguas residuales con alto contenido en sulfatos. ✓ El proceso es sensible a la presencia de tóxicos en las aguas a tratar, entre ellos los metales pesados. ✓ Su operación y mantenimiento es más compleja que las de las tecnologías de tratamiento extensivas y que los FAFA (pero menos que las que requieren las tecnologías intensivas), ello hace preciso contar con

	operadores con una cierta cualificación técnica.
✓	Posible generación de olores desagradables y emisión de gases de efecto invernadero, si no se opera correctamente

Nota. Andaluza & CENTA (2015)

- **Sedimentadores secundarios**

La función del sedimentador secundario es la de separar los lodos del líquido-mezcla. Esta separación de sólidos es el último paso, antes de la descarga requerida para la producción de un efluente estable, bien clarificado, y con bajo contenido en DBO, DQO y sólidos totales (Universidad de las Américas Puebla, 2015). Como tal este tipo de equipo presenta la mismas ventajas y desventajas del sedimentador primario.

3.3.4. Principales equipos y accesorios de tratamiento terciario

Según Belzona (2010), consisten en procesos físicos y químicos especiales con los que se consigue limpiar las aguas de contaminantes concretos: fósforo, nitrógeno, minerales, metales pesados, virus, compuestos orgánicos, etc. Es un tipo de tratamiento más caro que los anteriores y se usa en casos más especiales. Dentro de los cuales los más comunes:

- **Humedales**

El INAA (2016), indica que los humedales, naturales o artificiales son sistemas de tratamiento acuático en los cuales se usan plantas y animales para el tratamiento de aguas residuales.

Los humedales artificiales son de superficie libre de agua, es decir, con espejo de agua; o de flujo subsuperficial sin espejo de agua. Los humedales artificiales se han utilizado en el tratamiento de aguas de irrigación, para tratar lixiviados de rellenos sanitarios, tratamiento de efluentes de tanques sépticos, etc.

De acuerdo al INAA (2016), estos son los tipos de humedales artificiales:

- **Humedales con espejo de agua o flujo superficial:** El humedal de espejo de agua es un pantano o ciénaga en el que la vegetación emergente está inundada hasta la profundidad de 10 a 45 cm. La vegetación incluye juncis, cañas, espadaña y anea. Algunos humedales se construyen con elementos específicos como revestimiento de material impermeable para impedir percolación, otro con elementos para favorecer la retención completa del afluente.
- **Humedales sin espejo de agua o flujo subsuperficial:** El agua fluye por debajo de la superficie de un medio poroso sembrado de plantas emergentes. El medio poroso es comúnmente grava gruesa y arena con espesores de 0.45 a 1.0 m y pendiente de 0.00 a 0.005. Estos humedales requieren menos áreas que los anteriores y no tienen problemas de malos

olores y mosquitos, sin embargo tiene un costo superior por la utilización de la grava y sin contar el riesgo de taponamiento.

Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas e inconvenientes de la aplicación de humedales:

Tabla 8.

Ventajas y desventajas de humedales

Ventajas	Inconvenientes
✓ Sencillez operativa. ✓ Consumo energético nulo o muy bajo. ✓ Bajos costos de explotación y mantenimiento. ✓ Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación, alimentación animal). ✓ Mínima producción de olores, al no estar expuestas al aire las aguas a tratar. ✓ Perfecta integración en el medio ambiente natural.	✓ Requieren una notable superficie de terreno para su construcción. ✓ No cuentan con mecanismo de control, de forma que pueden hacer frente a variaciones de las condiciones operativas. ✓ Si no se elige o dimensiona convenientemente, presentan riesgo de colmatación del sustrato. ✓ Presentan pérdidas de agua por evapotranspiración, que incrementan la salinidad de los efluentes depurados, lo que puede comprometer su posterior reúso.

Nota. Andaluza & CENTA (2015)

• Desinfección

De acuerdo con INAA (2016), el proceso de desinfección debe realizar en el efluente de plantas de tratamiento, cuando este puede crear peligros para la salud en las comunidades debajo de la descarga.

De todos los desinfectantes empleados, el cloro es el más ampliamente utilizado. La razón es que satisface la mayoría de los requisitos establecidos para el proceso de desinfección.

3.4. Criterios de diseño de sistemas de tratamientos de aguas residuales

3.4.1. Canal de entrada

Para el dimensionamiento del canal de Entrada a la Planta de Tratamiento, se utilizarán los criterios de dimensionamiento que proporcionan los manuales técnicos sobre los Canales:

Tabla 9.

Resumen de criterios de diseño para canal de entrada

Criterios de diseño para canales de entrada
✓ El valor de 0.3 m/seg se considera como la velocidad mínima apropiada que no permite sedimentación y además impide el crecimiento de plantas en el canal.
✓ La velocidad máxima no debe exceder 2.5-3.0 m/seg.
✓ El espesor puede ser de 5 a 7.7 cm para canales pequeños y medianos y de 10 a 15 cm para canales medianos y grandes.

Nota. Hidráulica de Canales (2002).

3.4.2. Rejillas

Según CONAGUA (2011), estos son los criterios de diseño para las Rejillas:

Tabla 10.

Resumen de criterios de diseño para rejillas

Criterios de diseño de rejillas
✓ Los sistemas de cribado son diseñados en función de los gastos pico de la planta
✓ El número de barras en el canal se define en función del espaciamiento entre ellas y su ancho
✓ El espaciamiento entre barras, varía entre 2.5 y 5.1 cm para rejillas de limpieza manual, y 1.6 a 7.6 cm para rejillas de limpieza automática
✓ En aguas residuales municipales se recomienda una separación de 2.5 cm y un ancho de barras de 0.8 centímetros
✓ La velocidad debe estar en el siguiente rango $3.0 \text{ m/s} \geq V \geq 0.3 \text{ m/s}$.
✓ El ancho de las barras debe encontrar entre 5.08-15.24 mm
✓ La velocidad de acercamiento para rejillas de limpieza manual debe estar entre 0.3048 a 0.6096 m/s.
✓ La profundidad de la rejilla debe ser entre 24.4-38.1 mm.
✓ La inclinación de las rejillas sobre la vertical debe ser entre 30-45 (grados).

Nota. CONAGUA (2011).

3.4.3. Desarenadores

Los desarenadores consisten en un ensanchamiento del canal del pretratamiento de forma que se reduzca la velocidad del agua y de las turbulencias, permitiendo así que el material sólido transportado en suspensión se deposite en el fondo, de donde es retirado periódicamente. Para ello debe cumplir los siguientes criterios:

Para lograr la precipitación de las partículas más pesadas se debe garantizar:

1. Estas unidades se han diseñado para mantener una velocidad del orden de 0.3 m/s que proporciona tiempos suficiente para que las partículas de arena puedan asentarse en el fondo del canal.
2. Crear las condiciones de turbulencia (hidráulicamente, mecánicamente o por aireación para prevenir la sedimentación de las partículas orgánicas).
3. Proporcionar suficiente tiempo para que las partículas de arenisca se sedimentan con una velocidad de precipitación, "VS".

Tabla 11.

Resumen de criterios de diseño para desarenadores de flujo horizontal

Criterios de diseño de desarenadores	
✓	El período de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 16 años.
✓	El número de unidades mínima en paralelo es de 2 para efectos de mantenimientos.
✓	El período de operación es de horas por día.
✓	Debe existir una transición en la unión del canal o tubería de llegada al desarenador para asegurar la uniformidad de la velocidad en la zona de entrada.
✓	El período de operación es de 24 horas por día.
✓	Debe existir una transición en la unión del canal o tubería de llegada al desarenador por asegurar la uniformidad de la velocidad en la zona de entrada.
✓	La transición debe tener un ángulo de divergencia suave no mayor de condiciones 12°30'.
✓	La velocidad de paso por el vertedero de salida debe ser pequeña para causar menor turbulencia y arrastre de materia (Krochin, V=1 m/s).
✓	La llegada del flujo de agua a la zona de transición no debe proyectarse en curva pues produce velocidades altas en los lados de la cámara.
✓	La relación largo/ancho debe ser entre 10 y 20.
✓	Se debe cumplir la siguiente relación alto/ancho para aceptar los valores:
	$0.8 \leq \frac{H}{B} \leq 1$
✓	La sedimentación de arena fina ($d < 0.01$ cm), se efectúa en forma más eficiente en régimen laminar de número de Reynolds menores de uno ($Re < 1.0$).
✓	La sedimentación de arena gruesa se efectúa en régimen de transición con valores de Reynolds entre 1.0 y 1,000.
✓	La sedimentación de grava se efectúa en régimen turbulento con valores de número de Reynolds mayores de 1,000.

Nota. CONAGUA (2011).

3.4.4. Canaleta Parshall

La siguiente tabla indica el nivel de Sumergencia máxima de acuerdo al Ancho de la garganta. La Sumergencia calculada debe ser relacionada con las Sumergencias indicadas en la tabla y así verificar el cumplimiento para descarga libre o descarga ahogada.

Tabla 12.

Canaleta Parshall con descarga libre

Ancho de la garganta (W mm)	Sumergencia máxima permitida (S%)	Ancho de la garganta (W m)	Sumergencia máxima permitida (S%)	Ancho de la garganta (W m)	Sumergencia máxima permitida (%S)
25.4	50	0.3048	70	2.4383	70
50.8	50	0.4572	70	3.0480	80
76.4	50	0.6096	70	3.6580	80
152.4	60	0.9144	70	4.5720	80
228.6	60	1.2192	70	6.0960	80
		1.5240	70	7.6200	80
		1.8288	70	9.1440	80
		2.1336	70	12.1292	80
				0	
			70	15.2400	80

S < S_{máx} Canaleta Parshall con descarga libre

S > S_{máx} Canaleta Parshall con descarga ahogada

Nota. Mendoza & De la Cruz (2022).

3.4.5. Criba

De acuerdo con INAA (2016), los tamices a usarse pueden ser del tipo estático (fijos), provistos de una malla fina de acero inoxidable o de un material no ferroso. Normalmente se fabrican con aberturas que oscilan entre 0.2 y 6mm.

El uso de este tipo de tamices se limita a plantas pequeñas o plantas en las que las pérdidas de cargas no constituyan un problema. Se deberán usar en pretratamiento, tratamiento primario y secundario.

Los tamices estáticos de malla en sección de cuña se fabrican con abertura entre 0.2 y 1.2 mm y para caudales entre 400 y 1200 L/m²*min de superficie de tamiz, con pérdidas de carga entre 1.2 y 2.1 m

3.4.6. Sedimentador primario

Para el diseño del sedimentador primario se deben cumplir los siguientes criterios de diseño:

Tabla 13.

Resumen de criterios de diseño del sedimentador primario.

Resumen de criterios constructivos para sedimentador primario	
✓	En tanques circulares el diámetro es generalmente menor de 60 m, con profundidades de agua de 2 a 4 metros y pendientes en el fondo de 8 %
✓	La relación 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 (una 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 con varias tolvas de lodos, permitiéndose así el uso de anchos iguales o mayores a 24 m.

Nota. Romero Rojas (2001)

3.4.7. Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA)

De acuerdo con CONAGUA (2011), estos son los criterios de diseño para el Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA):

- **Tiempo de retención hidráulica**

Se debe utilizar tiempos mínimos de retención de seis horas, para que puedan realizar la remoción hasta un 80% en la DBO₅. El tiempo de retención aplicable a las aguas residuales están en dependencia a la temperatura.

Tabla 14.

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

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

Nota. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (2011)

- **Velocidad ascensional**

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

Tabla 15.

Velocidades de flujo ascendente recomendadas para el diseño de reactores anaerobios de flujo ascendente que tratan aguas residuales domésticas

Gasto del afluente	Velocidad de flujo ascendente (m/h)
Flujo promedio	0.5-0.7
Flujo máximo	<0.9-1.1
Flujos picos temporales (2 a 4 h)	<1.5

Nota. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (2011)

- **Altura del reactor**

La Altura que se toma para el reactor está en dependencia del tipo de lodo que se encuentra presente en el reactor, la carga orgánica aplicada y la carga hidráulica volumétrica. Para lodos floculento, las velocidades de flujo impuestas al sistema dejan a los reactores con altura útiles de 4 y 5 metros, distribuidas de la siguiente forma: altura del comportamiento del sedimentador: 1.5 a 2.0 m; altura del comportamiento de digestión: entre 2.5 y 3.5 metros. Adicionalmente INAA (2016), indica que debe proveerse un borde libre de 40 cm.

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

- **Distribución del afluente**

Debe existir una distribución uniforme del agua residual, cerca del fondo del reactor (10-20 cm), mediante una serie de tubos y donde cada uno cubre un área de 1 a 2 m³ del fondo del tanque.

El agua residual es dirigida desde la parte superior del reactor por medio de tubos hacia el fondo del reactor. Los principales requerimientos para estos tubos son los siguientes:

- El diámetro de los tubos deberá ser tal que permita que el agua residual a tratar descienda a una velocidad menor a 0.2 m/s. Cuando el agua residual es de baja concentración, este requisito de velocidad normalmente se cumple cuando los tubos tienen un diámetro de 75 mm.
- Utilizar tubos con diámetros de entre 75 y 100 mm para evitar obstrucciones por sólidos.
- Para permitir la velocidad de flujo más alta en su extremo inferior para favorecer al mezclado y mayor contacto con el lecho de los lodos, el diámetro deberá ser lo suficientemente pequeño (40 a 50 mm)

Tabla 16.

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

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

Nota. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (2011)

Tabla 17.

Resumen de criterios constructivos para el reactor anaerobio de flujo ascendente

Resumen de criterios constructivos del reactor
✓ La pendiente del sedimentador deberá tener una inclinación de 45° a 60°. ✓ El área superficial de la apertura entre los colectores del gas no deberá ser menor a 15-20 por ciento del área superficial del reactor. ✓ La altura del colector del gas deberá ser de 1.5 a 2 metros para un reactor con una altura de 5 a 6 metros. ✓ Una interfase líquido-gas deberá ser mantenida en el colector de gas para facilitar la liberación y recolección de burbuja de gas y para controlar la formación de la capa de espuma. ✓ La superposición de los deflectores instalados debajo de las aberturas debe ser de 100 a 200 mm para evitar las burbujas de gas que fluyen hacia arriba y que entran en el compartimiento del colector. ✓ Los deflectores de la capa de espuma deberían ser instalados frente a los vertederos del afluente. ✓ La profundidad del compartimiento del sedimentador debe ser de 1.5 a 2.5 m.

Nota. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (2011)

3.4.8. Sedimentador lamelar

Tabla 18.

Criterios de diseño para sedimentadores lamelares

Criterios de diseño de sedimentador lamelar
✓ Un sedimentador de lamelas consiste en uno o más módulos, cada uno contiene de 10 a 100 placas.
✓ Las placas tienen un valor típico de 1.5 m de ancho y 2.5 m de largo, con un espaciado de 25-50 mm entre cada una.
✓ La inclinación de las placas sobre la vertical debe ser entre 25-45 (grados).

Nota. Process Design Manual for Suspended Solids Removal por Burns and Roe, Inc., 1971 (p.85)

3.4.9. Humedales de flujo superficial libre

Tabla 19.

Criterios de diseño para humedales artificiales de flujo superficial libre

Criterios de diseño de HAFS
✓ El contaminante que requiere la mayor área para su remoción determina el tamaño del área de tratamiento del humedal, la cual corresponde a la superficie del fondo.
✓ Se puede suponer que la temperatura del agua es aproximadamente igual a la temperatura ambiente media. Esta suposición es razonable en climas relativamente cálidos.
✓ El tiempo de retención hidráulica está en un rango de 1 a 5 días para tratamiento de agua doméstica.
✓ La porosidad tiene un valor típico (adimensional) de 0.65-0.75.
✓ La relación largo ancho debe ser mínimo 1:1, aunque las más usadas son 2:1 y 4:1.

Nota. Humedales construidos. Estado del arte (II) (2003).

IV. METODOLOGÍA

4.1. Determinación de la demanda del servicio

4.1.1. Población actual

En el contexto actual de 2023, se dispone de datos que indican la presencia de 324 viviendas en la urbanización en cuestión. Para calcular la población correspondiente, se ha considerado una estimación de 5 residentes por cada unidad habitacional.

$$hab = nv * 5 \quad (\text{Ecuación 4. 1})$$

Donde:

- hab: número de habitantes
- nv: número de viviendas

4.1.2. Población proyectada

Teniendo en cuenta que se está trabajando el diseño del Tran de Tratamiento como proyecto de saneamiento, se determinará el caudal proyectado para una población a 25 años, para ello se calculará mediante el Método Geométrico:

$$P_f = P_A(1 + t)^n \quad (\text{Ecuación 4. 2})$$

Donde:

- P_f : población futura
- P_A : población actual
- t: índice de crecimiento
- n: años proyectados

Mediante la información proporcionada por INIDE en el Censo 2005, se tomará el Índice de Crecimiento correspondiente para Ciudad Sandino.

En el proceso de cálculo de todos los caudales requeridos para el año 2048, que serán considerados en la planificación del Tren de Tratamiento de Aguas Residuales, se aplicará la misma metodología de cálculo detallada previamente para el año 2023.

4.1.3. Determinación de caudal

Se utilizará la tabla de dotaciones proporcionada por INAA (2016) para la ciudad de Managua, para determinar el caudal de aguas residuales domésticas. Además, se seleccionará un porcentaje de retorno de caudal de diseño del 80%.

Tabla 20.

Dotaciones de agua

Clasificación de barrios	Dotación (L/hab/día)
Zonas de máxima densidad y de actividades mixtas	160
Zonas de alta densidad	140
Zonas de media densidad	340
Zonas de baja densidad	568

Nota. Guía Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales (2016).

4.2.2.1. Caudal medio (Q_m)

El caudal medio de aguas residuales domésticas, se deberá estimar igual a la aplicación de un coeficiente de retorno por la dotación del consumo de agua, se calculará con la siguiente expresión:

$$Q_{med} = \frac{Cr * (P * D)}{86400} \quad (\text{Ecuación 4. 3})$$

Donde:

- Cr: coeficiente de retorno
- P: Población en Hab.
- D: Dotación en L/Hab/Día

4.2.2.2. Caudal mínimo de aguas residuales (Q_{min})

Para la verificación del caudal mínimo en las alcantarillas se deberá aplicar la siguiente relación:

$$Q_{min} = \frac{1}{5} Q_{med} \quad (\text{Ecuación 4. 4})$$

Donde:

- Q_{med}: Caudal medio diario en L/s

Cuando el caudal mínimo calculado sea menor de 1.5 L/s, se tomará este último valor para efecto de cálculo de velocidades y tirantes.

4.2.2.3. Caudal Máximo de aguas residuales (Q_{máx})

$$Q_{max} = \left[1 + \frac{14}{4 + P^{\frac{1}{2}}} \right] Q_m \quad (\text{Ecuación 4. 5})$$

Donde:

- P: población servida en miles de habitantes

4.2. Cálculo del diseño de equipos

4.2.1. Estimación de concentraciones de contaminantes en el canal de entrada del STAR.

El diseño de un Tren de Tratamiento de Aguas Residuales (STAR) se fundamenta en la estimación de las concentraciones de contaminantes presentes en el canal de entrada, las cuales son derivadas de las actividades humanas. Estas concentraciones se determinan a partir de datos de aportes de contaminantes por habitante y su relación con el caudal medio de las aguas residuales, los cuales se presentan en la Tabla 21.

Este enfoque es crucial para garantizar que el sistema cumpla con las normativas de vertido vigentes y sea capaz de alcanzar las eficiencias de remoción necesarias para proteger la calidad del agua y el medio ambiente.

Tabla 21.

Aportes de contaminantes por habitantes

Constituyente	Intervalo	Aporte, g/hab-d	
		con residuos de cocina.	con residuos de cocina.
DBO ₅	50–120	80	100
DQO	110–295	190	220
SST	60–150	90	110
NH ₃ como N	5 -12	7.6	8.4
N org. como N	4 -10	5.4	5.9
NTK como N	9 -21.7	13	14.3
P org. como P	0.9 -1.8	1.2	1.3
P inorg. como P	1.8 -2.7	2.0	2.2
P total como P	2.7 -4.5	3.2	3.5
Grasas y aceites	10 -40	3.0	34

Nota. Adaptado de Tchobanoglous (2000). *Wastewater Engineering*.

Este cálculo permite determinar los valores de entrada para cada contaminante y, a partir de ellos, seleccionar los procesos y equipos más adecuados para el tratamiento, considerando las eficiencias teóricas de remoción establecidas por la normativa nacional (NTON 05 027-05, 2005). Además, el cumplimiento de los límites de vertido requeridos por el Decreto 21-2017 (Artículo 26) es fundamental para asegurar que el sistema de tratamiento funcione de manera eficaz y sostenible.

El método de estimación, no solo garantiza que los parámetros operativos del STAR se alineen con las características de las aguas residuales a tratar, sino que también optimiza el diseño para lograr una alta eficiencia de remoción, cumpliendo

con los estándares ambientales y reduciendo el impacto negativo en los cuerpos receptores.

Para determinación de la concentración de cada uno de estos parámetros se utilizará la siguiente ecuación que relaciona la cantidad de habitantes y el caudal promedio a tratar:

$$VCC = \frac{C * hab}{Q_{med}} \quad (\text{Ecuación 4. 6})$$

Donde:

- VCC: valor de concentración de contaminante
- C: carga de contaminante
- hab: número de habitantes
- Qmed: caudal medio

Para la selección de los equipos se utilizarán las eficiencias remoción teóricas que dispone NTON 05 027-05 (2005), en función de que el efluente cumpla con la normativa de vertido, el Decreto 21-2017 (Artículo 26).

Tabla 22.

Eficiencia de remoción de los diferentes procesos de tratamientos

TRATAMIENTO	PORCENTAJE DE REDUCCIÓN (%)					
	DBO5	DQO	SS	Coliformes	P	N
Tratamiento Preliminar o pretratamiento	15-30	10-20	15-30	10-35		
Decantación Primaria	25-40		50-70	25-75		0-10
Efluente Primario + Cloración				99		
Fosas Sépticas o Tanques Imhoff	40-60	40-70	37-85	10-90	0-10	3-5
Lodos Activados (Aireación Prolongada)	75-95	70-90	83-99	90	40-70	40-60
Lodos Activados (Convencional)	85-95		85-92	90-98	40-70	40-60
Lechos Bacterianos	80-90	70-92	90-99			
Efluente secundario + Cloración				98-99		
Lagunas Aerobias	70-95	40-70	70-90	99-99.99	40-60	55-85
Lagunas Facultativas	70-85	40-70	50-90	99-99.99		
Lagunas Anaerobias	40-80	40-60	60-80	40-60		
Humedales de Flujo Superficial (Lagunas Macrofitas)	70-90	40-80	60-80	90-98	40-70	40-60
Humedales sub-superficial	70-95	70-90	90-99	70-90	85-91	90-96

Biodiscos		70-97		75-97	75-97	85-91	90-96
Filtro Verde (Irrigación)		90-99	90-95	95-100	95-100	85-90	90-96
Filtro Verde (escorrentía)		92-96	60-70	95	95	85-91	90-96
Infiltración	-	80-99	70-80	95	95	25-40	30-95
Percolación							

Nota. NTON 05 027-05 (2005).

Para el diseño de cada unidad de tratamiento de aguas residuales, se utilizaron los Criterios de diseño extraídos de manuales y que se mencionan en el Apartado “Criterios de diseño de sistemas de tratamientos de Aguas Residuales” del Marco de Referencia. Así como, “los Parámetros de Ecuaciones de diseño” ubicados en Anexos.

4.2.2. Diseño del canal de entrada

Para el diseño del Canal en Entrada se determinarán los siguientes parámetros:

Radio hidráulico

$$R_h = \frac{b * y}{b + 2y} \quad (\text{Ecuación 4. 7})$$

Donde:

- R_h : radio hidráulico
- b : ancho de fondo
- y : tirante o profundidad del agua

Velocidad de agua en canal

$$u = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecuación 4. 8})$$

Donde:

- u : Velocidad de agua en Canal
- n : coeficiente de Manning
- R_h : radio hidráulico
- S : tipo de suelo

Área de la sección transversal mojada

$$A = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{u} \quad (\text{Ecuación 4. 9})$$

Donde:

- A : área transversal mojada
- $Q_{m\acute{a}x}$: Caudal máximo horario
- u : Velocidad de agua en Canal

Altura efectiva

$$h = \sqrt{\frac{A}{2}} \quad (\text{Ecuación 4. 10})$$

Donde:

- h: altura efectiva
- A: área transversal mojada

Altura total del canal

$$H = h + B.L \quad (\text{Ecuación 4. 11})$$

Donde:

- H: altura total del canal
- h: altura efectiva
- B.L.: Borde Libre

4.2.3. Diseño de rejillas

Para el diseño de las rejillas se determinarán los siguientes parámetros:

Área de canal

$$A = W * y \quad (\text{Ecuación 4. 12})$$

Donde:

- W: ancho de canal
- y: Tirante hidráulico o profundidad del agua

Velocidad antes de la reja

$$V = \frac{Q_{\text{máx}}}{A} \quad (\text{Ecuación 4. 13})$$

Donde:

- $Q_{\text{máx}}$: Caudal máximo horario
- A: área de canal

Longitud de la reja

$$L = \frac{y + B.L.}{\text{sen}(45^\circ)} \quad (\text{Ecuación 4. 14})$$

Donde:

- y: tirante hidráulico o profundidad del agua
- B.L.: Borde Libre

Número de barras

$$n = \frac{W - C}{c + dv} \quad (\text{Ecuación 4. 15})$$

Donde:

- W: ancho de canal
- C: espaciamiento libre
- dv: espesor de barra

Velocidad de acercamiento a la reja

$$Va = \frac{Q_{\text{máx}}}{(W - dv)y} \quad (\text{Ecuación 4. 16})$$

Donde:

- $Q_{\text{máx}}$: Caudal máximo horario
- W: ancho de canal
- dv: espesor de barra
- y: tirante hidráulico o profundidad del agua

Área de barra

$$Ar = n * dv * y \quad (\text{Ecuación 4. 17})$$

Donde:

- n: número de barras
- dv: espesor de barra
- y: tirante hidráulico o profundidad del agua

Velocidad a través de la reja

$$Vr = \frac{Q_{\text{máx}}}{A - Ar} \quad (\text{Ecuación 4. 18})$$

Donde:

- $Q_{\text{máx}}$: Caudal máximo horario
- A: área de canal
- Ar: área de barra

Pérdidas hidráulicas

$$h_L = \frac{1(Vr^2 - Va^2)}{0.7(2g)} \quad (\text{Ecuación 4. 19})$$

Donde:

- h_L : pérdidas hidráulicas
- Vr: velocidad a través de la reja
- Va: velocidad de acercamiento a la reja
- g: constante de la gravedad

4.2.4. Diseño del desarenador

En el diseño del desarenador se tomarán los siguientes cálculos:

Velocidad de flujo

$$V_d = a\sqrt{d} \quad (\text{Ecuación 4. 20})$$

Donde:

- a: constante en función al diámetro
- d: diámetro de partícula

Altura de la cámara de sedimentación

$$H = \frac{Q_{\text{máx}}}{V_d * B} \quad (\text{Ecuación 4. 21})$$

Donde

- Q_{máx}: caudal máximo
- V_d: Velocidad de flujo
- B: ancho de cámara

Velocidad

$$V = \frac{Q_{\text{máx}}}{A} \quad (\text{Ecuación 4. 22})$$

Donde

- Q_{máx}: caudal máximo
- A: área hidráulica

Número de Reynolds

$$Re = \frac{V * Rh}{\nu} \quad (\text{Ecuación 4. 23})$$

Donde

- V: velocidad
- Rh: radio hidráulico
- ν : viscosidad del fluido

Velocidad de sedimentación para Flujo Turbulento

$$V_s = \sqrt{(Y_s - 1) \frac{4 * g * D}{3 * C}} \quad (\text{Ecuación 4. 24})$$

Donde

- Y_s: peso específico de las partículas
- g: aceleración de la gravedad
- D: diámetro de las partículas
- C: coeficiente de resistencia de los granos

Tiempo de retención

$$T_s = \frac{H}{V_s} \quad (\text{Ecuación 4. 25})$$

Donde

- H: altura de la cámara de sedimentación
- Vs: velocidad de sedimentación

Longitud de la cámara

$$L = k * V_d * T_s \quad (\text{Ecuación 4. 26})$$

Donde

- k: coeficiente de seguridad
- Vd: velocidad de flujo
- Ts: tiempo de retención

Transición de entrada

$$L_r = \frac{T_2 - T_1}{2 * \tan(\theta)} \quad (\text{Ecuación 4. 27})$$

Donde

- T2: espejo de agua en la cámara de sedimentación
- T1: espejo de agua en el canal de entrada
- θ : ángulo de transición

4.2.5. Diseño de la canaleta Parshall

Para el diseño de la canaleta Parshall se calculará los siguientes parámetros:

Ancho del canal en la sección Ha

$$D' = \frac{2}{3}(D - W) + W \quad (\text{Ecuación 4. 28})$$

Donde:

- D: ancho del canal en la entrada
- W: ancho de garganta

Velocidad en la sección Ha

$$V_o = \frac{Q}{(H_o * D')} \quad (\text{Ecuación 4. 29})$$

Donde:

- Ho: altura de agua en la sección convergente
- D': ancho del canal en la sección Ha

Caudal específico en la garganta de la canaleta

$$q = \frac{Q_{med}}{W} \quad (\text{Ecuación 4. 30})$$

Donde:

- Q: caudal medio
- W: ancho de garganta

Carga hidráulica disponible en la garganta

$$E_o = \frac{V_o^2}{2g} + H_o + N \quad (\text{Ecuación 4. 31})$$

Donde:

- Vo: velocidad en la sección Ha
- g: fuerza gravitacional
- Ho: altura de agua en la sección convergente
- N: dato de figura 7

Altura en la sección de la garganta H2

$$H_2 = E_2 - \frac{q^2}{2g * H_2^2} \quad (\text{Ecuación 4. 32})$$

Donde:

- E2: carga hidráulica en la sección 2
- q: caudal específico en la garganta
- g: fuerza gravitacional

Velocidad en la sección de la garganta H2

$$V_2 = \frac{q}{H_2} \quad (\text{Ecuación 4. 33})$$

Donde:

- q: caudal específico en la garganta
- H2: altura en la sección de la garganta 2

Sumergencia en la canaleta Parshall

$$S = \frac{H_2}{H_o} * 100 \quad (\text{Ecuación 4. 34})$$

Donde:

- H2: altura en la sección de la garganta 2
- Ho: altura de agua en la sección convergente

Número de Froude

$$F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g * H_2}} \quad (\text{Ecuación 4. 35})$$

Donde:

- F_2 : número de Froude
- V_2 : velocidad en la sección 2
- g : fuerza gravitacional
- H_2 : altura en la sección de la garganta 2

Altura de Agua en el Resalto

$$H_3 = \frac{H_2}{2} [(1 + 8F_2^2)^{0.5} - 1] \quad (\text{Ecuación 4. 36})$$

Donde:

- H_3 : altura de agua en el resalto
- H_2 : altura en la sección de la garganta 2
- F_2 : número de Froude

Velocidad en el resalto

$$V_3 = \frac{q}{H_3} \quad (\text{Ecuación 4. 37})$$

Donde:

- V_3 : velocidad en el resalto
- q : caudal específico en la garganta
- H_3 : altura de agua en el resalto

Altura de agua en la sección de salida

$$H_4 = H_3 - (N - K) \quad (\text{Ecuación 4. 38})$$

Donde:

- H_4 : altura de agua en la sección de salida
- H_3 : altura de agua en el resalto
- N y K : dato de figura 7

Velocidad en la sección de salida

$$V_4 = \frac{Q}{C * H_4} \quad (\text{Ecuación 4. 39})$$

Donde:

- V_4 : velocidad en la sección de salida
- Q : caudal medio
- C : dato de tabla 6
- H_4 : altura de agua en la sección de salida

Pérdida de carga en el resalto

$$h_f = H_o + k - H_4 \quad (\text{Ecuación 4. 40})$$

Donde:

- h_f : pérdida de carga en el resalto
- H_o : altura de agua en la sección convergente
- K : dato de figura 7
- H_4 : altura de agua en la sección de salida

Tiempo de mezcla en el resalto

$$T = \frac{2G'}{V_3 + V_4} \quad (\text{Ecuación 4. 41})$$

Donde:

- T : Tiempo de mezcla en el resalto
- G' : dato de figura 7
- V_3 : velocidad en el resalto
- V_4 : velocidad en la sección de salida

Gradiente de velocidad

$$G = \sqrt{y/\mu} * \sqrt{h_f/T} \quad (\text{Ecuación 4. 42})$$

Donde:

- y/μ : dato de acuerdo a temperatura
- h_f : pérdida de carga en el resalto
- T : Tiempo de mezcla en el resalto

4.2.6. Diseño de sedimentador primario

Las siguientes ecuaciones son para el diseño de un sedimentador primario tipo Dortmund:

Área superficial teórica

$$A_{ST} = \frac{Q}{V_s} \quad (\text{Ecuación 4. 43})$$

Donde:

- A_{ST} : Área superficial teórica
- Q : Caudal de diseño
- V_s : Carga superficial

Diámetro del sedimentador

$$\Phi = 2r = 2 * \sqrt{\frac{A_{ST}}{\pi}} \quad (\text{Ecuación 4. 44})$$

Donde:

- Φ : Diámetro del sedimentador
- r: Radio del sedimentador
- A_{ST} : Área superficial teórica

Área superficial real

$$A_S = \pi \left(\frac{\Phi}{2} \right)^2 \quad (\text{Ecuación 4. 45})$$

Donde:

- A_S : Área superficial real
- Φ : Diámetro del sedimentador

Tiempo de retención

$$t_0 = \frac{h}{V_S} \quad (\text{Ecuación 4. 46})$$

Donde:

- t_0 : Tiempo de retención
- V_S : Carga superficial

Diámetro de la zona de entrada en el centro del tanque

$$\Phi_{entrada} = 0.20 * \Phi \quad (\text{Ecuación 4. 47})$$

Donde:

- $\Phi_{entrada}$: Diámetro de la zona de entrada en el centro del tanque

Altura de la tolva

$$h_{tolva} = \tan \theta * r \quad (\text{Ecuación 4. 48})$$

Donde:

- h_{tolva} : Altura de la tolva
- θ : Angulo respecto a la horizontal
- r: radio de la zona de sedimentación

4.2.7. Diseño del Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente

Para el diseño del Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente, se siguió la Metodología de Dimensionamiento del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento sobre el Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente del CONAGUA (2010).

Carga de DQO al afluente promedio

$$Lo = So * Q_{med} \quad (\text{Ecuación 4. 49})$$

Donde:

- Lo: Carga de DQO en el afluente
- So: Concentración de DQO en el afluente
- Q_{medio} : Caudal medio

Volumen total del reactor

$$V = Q_{med} * t \quad (\text{Ecuación 4. 50})$$

Donde:

- V: volumen total del reactor
- Q_{medio} : Caudal medio
- t: tiempo de retención hidráulica

Volumen de cada módulo

$$Vu = \frac{V}{N} \quad (\text{Ecuación 4.51})$$

Donde:

- Vu: volumen de cada modulo
- V: volumen total del reactor
- N: número de módulos

Área de cada módulo

$$A = \frac{Vu}{H} \quad (\text{Ecuación 4. 52})$$

Donde:

- Vu: volumen de cada modulo
- H: altura del reactor

Carga hidráulica volumétrica

$$CHV = \frac{Q_{med}}{V} \quad (\text{Ecuación 4. 53})$$

Donde:

- CHV: carga hidráulica volumétrica
- Q_{medio} : Caudal medio
- V: volumen total del reactor

Carga orgánica volumétrica

$$COV = \frac{Q_{med} * S_o}{V} \quad (\text{Ecuación 4. 54})$$

Donde:

- Q_{med} : Caudal medio
- S_o : Concentración de DQO en el afluente
- V : volumen total del reactor

Velocidad de flujo ascendente

$$v = \frac{Q_{med}}{At} \quad (\text{Ecuación 4. 55})$$

Donde:

- Q_{med} : Caudal medio
- At : área total correcta

Número de tubos

$$Nd = \frac{At}{Ad} \quad (\text{Ecuación 4. 56})$$

Donde:

- At : área total correcta
- Ad : área de influencia

Estimación de las eficiencias de remoción de la DQO del sistema

$$E_{DQO} = 100 * (1 - 0.68 * t^{-0.35}) \quad (\text{Ecuación 4. 57})$$

Donde:

- E_{DQO} : Eficiencia de remoción de DQO
- t : tiempo de retención hidráulica

Estimación de las eficiencias de remoción de la DBO del sistema

$$E_{DBO} = 100 * (1 - 0.70 * t^{-0.50}) \quad (\text{Ecuación 4. 58})$$

Donde:

- E_{DBO} : Eficiencia de remoción de DBO
- t : tiempo de retención hidráulica

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

$$C_{efl} = \frac{S_o - (E * S_o)}{100} \quad (\text{Ecuación 4. 59})$$

Donde:

- S_o : concentración del afluente
- E : eficiencia de remoción

Estimación de la producción del metano

$$DQO_{CH_4} = Q_{med} * [(S_o - C_{efl}) - Y_{obs} * S_o] \quad (\text{Ecuación 4. 60})$$

Donde:

- Q_{medio} : Caudal medio
- S_o : concentración del afluente de DQO
- C_{efl} : concentración del efluente
- Y_{obs} : Coeficiente del rendimiento de sólidos, en términos de DQO

Constante cinética de producción de metano

$$K(t) = \frac{P + K_{DQO}}{[R * (273 + T)]} \quad (\text{Ecuación 4. 61})$$

Donde:

- $P = 1 \text{ atm}$
- $K_{DQO} = 64 \frac{gDQO}{mol}$
- $R = 0.08206 \text{ atm} * \frac{L}{mol} * K$

Producción de metano

$$Q_{CH_4} \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)} \quad (\text{Ecuación 4. 62})$$

Donde:

- DQO_{CH_4} : producción teórica de metano
- Constante cinética de producción de metano

Estimación de la producción de biogás

De acuerdo con CONAGUA (2011), se considera un contenido de metano de 75% en el biogás:

$$Q_g = \frac{Q_{CH_4}}{0.75} \quad (\text{Ecuación 4. 63})$$

Donde:

- Q_g : caudal de biogás
- Q_{CH_4} : caudal de metano

Número de Aberturas simples en lado más largo del reactor

$$N_{abl} = N * N_{sep} * A_{sep} \quad (\text{Ecuación 4. 64})$$

Donde:

- N : Número de módulos
- N_{sep} : número de separadores trifásicos en cada reactor
- A_{sep} : abertura por separador

Largo de cada abertura sencilla en el largo del reactor

$$L_{absen-l} = l - (2 * A_{aSim}) \quad (\text{Ecuación 4. 65})$$

Donde:

- L: largo total del reactor
- A_{aSim}: ancho de cada abertura simple

Largo total de abertura sencillas en el largo del reactor

$$LT_{absen-l} = N_{abl} * L_{absen-a} \quad (\text{Ecuación 4. 66})$$

Donde:

- N_{abl}: número de aberturas simples en lado más largo del reactor
- L_{absen-a}: largo de cada abertura sencilla en el largo del reactor

Número de aberturas simples en el ancho del reactor

$$N_{aban} = N * N_{sep} * A_{sep} \quad (\text{Ecuación 4. 67})$$

Donde:

- N: número de módulos
- N_{sep}: número de separadores trifásicos en cada reactor
- A_{sep}: abertura por separador

Largo total de aberturas sencillas en el ancho del reactor

$$LT_{absen-a} = N_{aban} * L_{absen-a} \quad (\text{Ecuación 4. 68})$$

Donde:

- N_{aban}: número de aberturas simples en el ancho del reactor
- L_{absen-a}: largo de cada abertura sencilla en el ancho del reactor

Área Total de Aberturas

$$AT_{aber} = (LT_{absen-l} + LT_{absen-a}) * A_{aSim} \quad (\text{Ecuación 4. 69})$$

Donde:

- LT_{absen-l}: largo total de aberturas sencillas en el largo del reactor
- LT_{absen-a}: largo total de aberturas sencillas en el ancho del reactor
- A_{aSim}: ancho de cada abertura simple

Verificación de las velocidades a través de las aberturas

Velocidad de aberturas

$$u_{ab} = \frac{Q}{AT_{aber}} \quad (\text{Ecuación 4. 70})$$

Donde:

- U_{ab}: velocidad de aberturas
- Q: caudales
- AT_{aber}: área total de aberturas

Número de compartimientos de decantación

$$N_{deC} = N_{sep} * N \quad (\text{Ecuación 4. 71})$$

Donde:

- N_{deC} : número de compartimientos de decantación
- N_{sep} : número de separadores trifásicos en cada reactor
- N : número de módulos

Largo Total de decantadores

$$LT_{deC} = N_{deC} * L_{deC} \quad (\text{Ecuación 4. 72})$$

Donde:

- LT_{deC} : largo total de decantadores
- N_{deC} : número de compartimientos de decantación
- L_{deC} : largo de cada decantador (lado más largo de reactor)

Ancho externo de cada colector de gas

$$A_{exc} = A_{cc} + (2 * 0.005) \quad (\text{Ecuación 4. 73})$$

Donde:

- A_{exc} : ancho externo de cada colector de gas
- A_{cc} : ancho de cada colector de gas, junto a la interfase L-G

Ancho útil de cada compartimiento de decantación

$$B_{de} = \frac{A_{mod} - (N_{sep} * A_{exc})}{N_{sep}} \quad (\text{Ecuación 4. 74})$$

Donde:

- B_{de} : ancho útil de cada compartimiento de decantación
- A_{mod} : ancho de módulo
- N_{sep} : número de separadores trifásicos en cada reactor
- A_{exc} : ancho externo de cada colector de gas

Área Total de decantadores

$$AT_{dec} = LT_{deC} * B_{de} \quad (\text{Ecuación 4. 75})$$

Donde:

- AT_{dec} : área total de decantadores
- LT_{deC} : largo total de decantadores
- B_{de} : ancho útil de cada compartimiento de decantación

Verificación de las tasas de aplicación superficial en los decantadores

Velocidad de las tasas

$$u_s = \frac{Q}{AT_{dec}} \quad (\text{Ecuación 4. 76})$$

Donde:

- Q: Caudal
- AT_{dec}: área total de decantadores

Ancho de la superficie inclinada del compartimiento de decantación

$$A_{supdec} = \left(\frac{B_{de}}{2} \right) - A_{asim} \quad (\text{Ecuación 4. 77})$$

Donde:

- B_{de}: ancho útil de cada compartimiento de decantación
- A_{aSim}: ancho de cada abertura simple

Área de sección 1

$$A_{dec1} = \frac{H_{supdec} * A_{supdec}}{2} \quad (\text{Ecuación 4. 78})$$

Donde:

- H_{supdec}: altura de la superficie inclinada del compartimiento de decantación
- A_{supdec}: ancho de la superficie inclinada del compartimiento de decantación

Área de sección 2

$$A_{dec2} = (A_{asim}) * (H_{supdec}) \quad (\text{Ecuación 4. 79})$$

Donde:

- A_{aSim}: ancho de cada abertura simple
- H_{supdec}: altura de la superficie inclinada del compartimiento de decantación

Área de sección 3

$$A_{dec3} = [2 * (A_{supdec} + A_{asim})] * [H_{supvdec}] \quad (\text{Ecuación 4. 80})$$

Donde:

- A_{supdec}: ancho de la superficie inclinada del compartimiento de decantación
- A_{aSim}: ancho de cada abertura simple
- H_{supvdec}: altura de la superficie inclinada del compartimiento de decantación

Área total a lo largo de la profundidad del decantador

$$A_{dec} = (2 * A_{dec1}) + A_{dec2} + A_{dec3} \quad (\text{Ecuación 4. 81})$$

Donde:

- A_{dec1} : área de sección 1
- A_{dec2} : área de sección 2
- A_{dec3} : área de sección 3

Volumen total de decantadores

$$VT_{dec} = N_{dec} * L_{dec} * A_{dec} \quad (\text{Ecuación 4. 82})$$

Donde:

- N_{dec} : número de compartimientos de decantación
- L_{dec} : largo de cada decantador (lado más largo de reactor)
- A_{dec} : área total a lo largo de la profundidad del decantador

Pendiente de la superficie inclinada

$$P_{inc} = \tan^{-1} \frac{H_{supdec}}{A_{supdec}} \quad (\text{Ecuación 4. 83})$$

Donde:

- H_{supdec} : altura de la superficie inclinada del compartimiento de decantación
- A_{supdec} : ancho de la superficie inclinada del compartimiento de decantación

Verificación de los Tiempos de retención hidráulica en los decantadores

Tiempo de retención hidráulica en los decantadores

$$T_{dec} = \frac{VT_{dec}}{Q} \quad (\text{Ecuación 4. 84})$$

Donde:

- T_{dec} : tiempo de retención hidráulica en los decantadores
- VT_{dec} : volumen total de decantadores
- Q : caudal

Número de colectores de gas

$$N_{cg} = N_{sep} * N \quad (\text{Ecuación 4. 85})$$

Donde:

- N_{cg} : número de colectores de gas
- N_{sep} : número de separadores trifásicos en cada reactor
- N : número de módulos

Largo de cada colector

$$l_{col} = L_{absen-l} - (2 * A_{supdec}) \quad (\text{Ecuación 4. 86})$$

Donde:

- L_{col} : largo de cada colector
- $L_{absen-l}$: largo de cada abertura sencilla en el largo del reactor
- A_{supdec} : ancho de la superficie inclinada del compartimiento de decantación

Largo total de colectores de gas

$$L_{tg} = N_{cg} * l_{col} \quad (\text{Ecuación 4. 87})$$

Donde:

- L_{tg} : largo total de colectores de gas
- N_{cg} : número de colectores de gas
- L_{col} : largo de cada colector

Área Total de colectores de gas, junto a la interfase L-G

$$AT_{col} = L_{tg} * A_{col} \quad (\text{Ecuación 4. 88})$$

Donde:

- AT_{col} : área total de colectores de gas, junto a la interfase L-G
- L_{tg} : largo total de colectores de gas
- A_{col} : ancho de cada colector, junto a la interfase L-G

Verificación de la tasa de Liberación de Biogás en los colectores

$$T_{LB} = \frac{Q_g}{AT_{col}} \quad (\text{Ecuación 4. 89})$$

Donde:

- T_{LB} : verificación de la tasa de liberación de Biogás en los colectores
- Q_g : gasto de metano en el biogás
- AT_{col} : área total de colectores de gas, junto a la interfase L-G

Producción de lodo

$$Pl = Y * DQO_{app}(Lo) \quad (\text{Ecuación 4. 90})$$

Donde:

- Pl : producción de lodo
- Y : Coeficiente del rendimiento de sólidos
- DQO_{app} : DQO en kg DQO/día

Volumen del lodo

$$Vl = \frac{Pl}{y * \left(\frac{C}{100}\right)} \quad (\text{Ecuación 4. 91})$$

Donde:

- Vl: volumen del lodo
- y: densidad del lodo
- C: concentración esperada de la descarga del lodo

4.2.8. Diseño del sedimentador lamelar

Las ecuaciones de diseño para un sedimentador lamelar a seguir fueron:

Longitud relativa

$$L = \frac{l}{E} \quad (\text{Ecuación 4. 92})$$

Donde

- L: Longitud relativa
- l: longitud de las placas (m)
- E: Espaciamiento entre placas (m)

Área útil

$$A = \frac{Q}{CS} \quad (\text{Ecuación 4. 93})$$

Donde

- A: Área útil (m²)
- Q: Caudal (m³/d)
- CS: Carga superficial (m/d)

Velocidad promedio de sedimentación entre las placas

$$V_0 = \frac{CS}{\sin \theta} \quad (\text{Ecuación 4. 94})$$

Donde

- V0: Velocidad promedio de sedimentación entre placas (m/d)
- CS: Carga superficial (m/d)
- θ: Ángulo de inclinación de las placas

Longitud relativa en la zona de transición

$$L' = 0.013 \times V_0 \times \frac{E}{\nu} \quad (\text{Ecuación 4. 95})$$

Donde

- V0: Velocidad promedio de sedimentación entre placas (m/d)
- E: Espaciamiento entre placas (m)
- ν : Viscosidad cinemática (m^2/s)

Longitud relativa corregida

$$L_c = L - L' \quad (\text{Ecuación 4. 96})$$

Donde

- L: Longitud relativa
- L': Longitud relativa en la zona de transición

Velocidad crítica de sedimentación

$$V_{sc} = \frac{S \times V_0}{\sin \theta + L_c \times \cos \theta} \quad (\text{Ecuación 4. 97})$$

Donde

- S: Modulo de eficiencia de las placas
- Lc: Longitud relativa corregida
- θ : Ángulo de inclinación de las placas

Número de Reynolds

$$Re = \frac{V_0 \times E}{\nu} \quad (\text{Ecuación 4. 98})$$

Donde

- V0: Velocidad promedio de sedimentación entre placas (m/d)
- E: Espaciamiento entre placas (m)
- ν : Viscosidad cinemática (m^2/s)

Tiempo de retención hidráulica en las celdas

$$TRH_{celdas} = \frac{l}{V_0} \quad (\text{Ecuación 4. 99})$$

Donde

- l: longitud de las placas (m)
- V0: Velocidad promedio de sedimentación entre placas (m/d)

Tiempo de retención hidráulica en la unidad

$$TRH = \frac{(A/2) \times H}{Q} \quad (\text{Ecuación 4. 100})$$

Donde

- TRH: Tiempo de retención hidráulica en la unidad
- A: Area útil (m²)
- H: Altura de la unidad (m)
- Q: Caudal (m³/d)

Factor Epsilon

$$\varepsilon = \frac{e}{E + e} \quad (\text{Ecuación 4. 101})$$

Donde

- ε : Factor Epsilon
- E: Espaciamiento entre placas (m)
- e: Espesor de las placas (m)

Área superficial

$$A_s = \frac{Q}{V_0 \times \sin \theta \times (1 - \varepsilon)} \quad (\text{Ecuación 4. 102})$$

Donde

- AS: Área superficial (m²)
- Q: Caudal
- V0: Velocidad promedio de sedimentación entre placas (m/d)
- θ : Ángulo de inclinación de las placas
- ε : Factor Epsilon

Longitud del sedimentador

$$L_s = \frac{A_s}{B} \quad (\text{Ecuación 4. 103})$$

Donde

- LS: Longitud del sedimentador (m)
- AS: Área superficial (m²)
- B: Ancho del sedimentador (m)

Número de placas

$$N = \frac{(L_S - l \times \cos \theta) \sin \theta + E}{E + e} \quad (\text{Ecuación 4. 104})$$

Donde

- L_S : Longitud del sedimentador (m)
- l : longitud de las placas (m)
- θ : Ángulo de inclinación de las placas
- N : Número de placas
- E : Espaciamiento entre placas (m)
- e : Espesor de las placas (m)

Volumen del sedimentador

$$V_{sed} = Q \times TRH \quad (\text{Ecuación 4. 105})$$

Donde

- V_{sed} : Volumen del sedimentador
- Q : Caudal
- TRH : Tiempo de retención hidráulica en la unidad

Altura útil de la lámina de agua en la unidad

$$h_{agua} = \frac{V_{sed}}{A_S} \quad (\text{Ecuación 4. 106})$$

Donde

- h_{agua} : Altura útil de la lámina de agua en la unidad (m)
- V_{sed} : Volumen del sedimentador (m^3)
- A_S : Área superficial (m^2)

Borde libre sobre la lámina de agua

$$bl = H - h_{agua} \quad (\text{Ecuación 4. 107})$$

Donde

- bl : Borde libre sobre la lámina de agua (m)
- h_{agua} : Altura útil de la lámina de agua en la unidad (m)
- H : Altura del sedimentador

4.2.9. Diseño del Humedal artificial de flujo superficial

Para dimensionar el humedal se seguirán las siguientes ecuaciones utilizando relaciones básicas establecidas por Reed et al. (2006):

Tiempo de retención hidráulica

$$TRH = \frac{\ln(C_0/C_e)}{K_T} \quad (\text{Ecuación 4. 108})$$

Donde:

- C_e : Concentración del contaminante efluente (mg/L).
- C_0 : Concentración del contaminante afluente (mg/L).
- K_T = constante de velocidad de primer orden según la temperatura, d^{-1} . El valor de K_T dependen del contaminante que se busca eliminar y de la temperatura a la que se realiza el proceso de tratamiento.
- t : Tiempo de retención hidráulica. (d)
- $K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)}$, siendo K_{20} la constante de velocidad a 20°C; θ , el coeficiente de temperatura a 20°C y T , la temperatura media del agua residual en el humedal durante el proceso de depuración, expresada en °C.

Área superficial

El área superficial del humedal se calcula en base a cada parámetro que se debe remover, el valor de A_s a escoger es el valor máximo calculado. El área correspondería a la mayor calculada para los parámetros a remover:

$$A_s = L * W = \frac{Q * \ln(C_0/C_e)}{K_T * y * n} \quad (\text{Ecuación 4. 109})$$

Donde

- L : Longitud del humedal
- W : Ancho del humedal
- y : profundidad del agua en el humedal, suministrada en m
- n : porosidad o espacio utilizado por el agua para fluir por el humedal

Ancho

$$W = \sqrt{\frac{A_s}{n}} \quad (\text{Ecuación 4. 110})$$

Donde

- A_s = área superficial necesaria dada en m^2 .
- n : Relación ancho-largo

Longitud

$$L = n * W \quad (\text{Ecuación 4. 111})$$

Donde

- W : Ancho del humedal

Número de macrofitas necesarias

$$N_m = \left(\frac{L}{d_p} - 1 \right) \left(\frac{W}{d_p} - 1 \right) \quad (\text{Ecuación 4. 112})$$

Donde

- L: Longitud del humedal
- W: Ancho del humedal
- d_p : Distancia entre macrofita y macrofita

4.2.10. Diseño del lecho de secado

La metodología para el diseño de un lecho de secado es la siguiente:

Carga de sólidos que ingresa al sedimentador

$$C = \frac{Pf \times cpc}{1000} \quad (\text{Ecuación 4. 113})$$

Donde

- C: Carga de solidos que ingresa al sedimentador (kg SS/día)
- Pf: Población futura
- cpc: contribución per cápita de sólidos suspendidos (gr SS/hab/día)

Masa de solidos que conforman los lodos

$$Msd = (0.5 \times 0.7 \times 0.5 \times C) + (0.5 \times 0.3 \times C) \quad (\text{Ecuación 4. 114})$$

Donde

- Msd: Masa de solidos que conforman los lodos (kg SS/día)
- C: Carga de solidos que ingresa al sedimentador (kg SS/día)

Volumen diario de lodos digeridos

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} \times \% \text{ sólidos}} \quad (\text{Ecuación 4. 115})$$

Donde

- Vld: Volumen diario de lodos digeridos (lt/día)
- Msd: Masa de solidos que conforman los lodos (kg SS/día)
- ρ_{lodo} : Densidad de lodos

Volumen de lodos a extraerse

$$Vol = \frac{Vld \times Td}{1000} \quad (\text{Ecuación 4. 116})$$

Donde

- Vol: Volumen de lodos a extraerse (m^3)
- Vld: Volumen diario de lodos digeridos (lt/día)
- Td: Tiempo de digestión (días)

Área de lecho de secado

$$Als = \frac{Vol}{Ha} \quad (\text{Ecuación 4. 117})$$

Donde

- Als: Área de lecho de secado
- Ha: Altura de aplicación (m)
- Vol: Volumen de lodos a extraerse (m³)

Área unitaria

$$Au = \frac{Als}{\# \text{ de unidades}} \quad (\text{Ecuación 4. 118})$$

Donde

- Au: Área unitaria (m²)
- Als: Área de lecho de secado
- # de unidades: Número de lechos de secados

Ancho de lecho de secado

$$w = \sqrt{\frac{Au}{2}} \quad (\text{Ecuación 4. 119})$$

Donde

- w: ancho de lecho de secado (m)
- Au: Área unitaria (m²)

Largo de lecho de secado

$$L = w \times 2 \quad (\text{Ecuación 4. 120})$$

Donde

- L: Largo de lecho de secado (m)
- w: ancho de lecho de secado (m)

4.3. Evaluación económica

La evaluación económica de un tren de tratamiento de aguas residuales es un proceso esencial para determinar su viabilidad financiera y su impacto económico en la comunidad.

Según la Guía técnica para el diseño de alcantarillado y sistemas de tratamiento de aguas residuales del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA) las plantas de tratamiento de aguas servidas tienen un periodo de diseño de 10 a 25 años, por tanto, se dividirán los costos entre un periodo de 25 años que es la vida útil estimada de la planta.

Costos de inversión inicial

El costo de inversión, también conocido como costo de capital, se refiere a la cantidad de dinero que se debe gastar inicialmente para diseñar, construir e instalar el tren de tratamiento. Incluye la compra de equipos, maquinaria, infraestructura, terrenos, costos de diseño y cualquier otro gasto relacionado con la puesta en marcha del sistema. Este costo es una inversión inicial que se recupera con el tiempo a medida que el tren de tratamiento está en funcionamiento.

$$C_{INV} = \frac{\text{Costos totales de Inversión}}{25 \text{ años}} \quad (\text{Ecuación 4. 121})$$

Costos de operación y mantenimiento

Estima los costos anuales de operación y mantenimiento del sistema. Esto incluirá el costo de energía para alimentar el reactor UASB, costos de mano de obra para operar y mantener el sistema, costo de productos químicos (si son necesarios), y cualquier otro gasto relacionado con el funcionamiento del tren de tratamiento.

$$C_{OM} = \frac{\text{Costos totales de Operación Mantenimiento}}{25 \text{ años}} \quad (\text{Ecuación 4. 122})$$

Costo de tratamiento de agua por metro cubico

La fórmula general para calcular los costos de tratamiento de agua por metro cúbico sería la siguiente:

$$\text{Costo por } m^3 = \frac{\text{Costos totales}}{\text{Volumen total de agua tratada}} \quad (\text{Ecuación 4. 123})$$

Es importante tener en cuenta que el resultado de este cálculo representará el costo promedio por metro cúbico de agua tratada en el período de tiempo considerado. Estos costos pueden variar según la eficiencia y la tecnología del sistema de tratamiento, la fuente de agua, la escala del proyecto y otros factores.

Al obtenerse el costo por metro cubico se procede a comparar el valor obtenido con la tarifa de tratamiento de aguas residuales de la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL). La comparación permite evaluar la eficiencia de costos del tratamiento de agua de la planta diseñada en comparación con los costos de ENACAL. Si la planta a diseñar puede proporcionar servicios de tratamiento de agua a un costo más bajo, será económicamente viable para la comunidad.

V. RESULTADOS

En esta sección se presentan los resultados obtenidos para el diseño de los distintos componentes del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales (STAR), obtenidos al aplicar los criterios de diseño y los algoritmos de cálculos para cada equipo y accesorios. Así mismo se presenta el análisis y discusión de estos resultados detalladamente que destaca la eficiencia global del sistema, el cumplimiento de normativas nacionales, la adecuación técnica de los equipos, su impacto económico y ambiental, y su potencial replicabilidad.

5.1. Presentación de resultados

5.1.1. Determinación de la demanda del servicio

5.1.1.1. Estimación de población de diseño del STAR.

En 2023, el tamaño promedio de las familias en Nicaragua se estimó en 5 personas por vivienda, de acuerdo al estudio pre-censal realizado por el Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE) y el Banco Central de Nicaragua (BCN) que se llevó a cabo para preparar el censo de población y viviendas programado para 2024. Considerando que el complejo habitacional, está compuesto por 324 viviendas con un promedio de 5 personas/Vivienda, se tiene una población en el Año 2023 (Año 0 del Proyecto) de 1620 habitantes.

5.1.1.2. Estimación de caudales de diseño del STAR domésticas.

La estimación de caudales de diseño Q_{min} , Q_m y $Q_{m\acute{a}x}$, se realizó con las ecuaciones 4.3, 4.4 y 4.5. Considerando una población $P(\text{Año } 0) = 1620$ habitantes con una tasa de crecimiento de 2.1 % conforme (INIDE & BCN,2023) y una dotación de 140 L/Hab/día conforme NTON 05-010-98, por ser una zona urbana de alta densidad. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 23.

Tabla 23.

Estimación de caudales de diseño del STAR del complejo habitacional de viviendas sociales en el municipio de Ciudad Sandino

Año	Año de diseño	Población	Qmin	Qm	Qmáx	Qmin	Qm	Qmáx
		Hab	(L/s)	(L/s)	(L/s)	(m³/día)	(m³/día)	(m³/día)
0	2023	1620	0.42	2.10	2.8	36.29	181.44	238.7
1	2024	1654	0.43	2.14	2.67	37.05	185.25	231.4
2	2025	1689	0.44	2.19	2.74	37.83	189.14	236.3
3	2026	1724	0.45	2.24	2.80	38.62	193.11	241.2
4	2027	1760	0.46	2.28	2.85	39.43	197.17	246.3
5	2028	1797	0.47	2.33	2.91	40.26	201.31	251.5
6	2029	1835	0.48	2.38	2.97	41.11	205.54	256.8
7	2030	1874	0.49	2.43	3.04	41.97	209.85	262.2
8	2031	1913	0.50	2.48	3.10	42.85	214.26	267.7
9	2032	1953	0.51	2.53	3.16	43.75	218.76	273.3
10	2033	1994	0.52	2.59	3.24	44.67	223.35	279.0
11	2034	2036	0.53	2.64	3.30	45.61	228.04	284.9
12	2035	2079	0.54	2.69	3.36	46.57	232.83	290.9
13	2036	2123	0.55	2.75	3.44	47.54	237.72	297.0
14	2037	2167	0.56	2.81	3.51	48.54	242.71	303.2
15	2038	2213	0.57	2.87	3.59	49.56	247.81	309.6
16	2039	2259	0.59	2.93	3.66	50.60	253.01	316.1
17	2040	2306	0.60	2.99	3.74	51.67	258.33	322.7
18	2041	2355	0.61	3.05	3.81	52.75	263.75	329.5
19	2042	2404	0.62	3.12	3.90	53.86	269.29	336.4
20	2043	2455	0.64	3.18	3.97	54.99	274.95	343.5
21	2044	2506	0.65	3.25	4.06	56.14	280.72	350.7
22	2045	2559	0.66	3.32	4.15	57.32	286.62	358.1
23	2046	2613	0.68	3.39	4.23	58.53	292.63	365.6
24	2047	2668	0.69	3.46	4.32	59.76	298.78	373.2
25	2048	2724	0.71	3.53	4.41	61.01	305.05	380.8

Nota. Elaboración propia

Para el diseño del STAR y su tren de tratamiento, se tomarán los caudales de diseño correspondientes al año 2048. Para la etapa del Pretratamiento se tomará el Caudal Máximo ($Q_{\text{máx}}$) **de 380.8 m³/día**, ya que esta etapa es la que tiene que soportar la mayor carga hidráulica y las variaciones de caudales. Para las posteriores etapas se tomará el Caudal Medio (Q_{medio}) de 305 m³/día.

5.1.2. Diseño de equipos y elementos del STAR

El Tren de Tratamiento diseñado para el complejo de viviendas sociales está compuesto por una etapa de Pretratamiento que incorpora Canal de Entrada,

Rejillas, Desarenador, Canaleta Parshall para medición de caudal y una Criba Hidrostática. Como Tratamiento Primario se utilizará un Sedimentador Rectangular, para la preparación del afluente del Tratamiento Biológico. El Centro del Tren de Tratamiento es el Tratamiento secundario que incorpora el Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente y a la salida un Sedimentador Lamelar para la reducción de partículas más pequeñas. El último Tratamiento o Terciario está compuesto por un Humedal artificial de flujo superficial con el fin de tratar los nutrientes restantes.

5.1.2.1. Determinación de concentración de contaminantes del agua residual en el canal de entrada.

Para la determinación de las concentraciones de contaminantes presentes en las aguas residuales domesticas se ha utilizado la carga de contaminantes per-cápita, (Co), complementándose con los valores típicos de concentración promedios para el Departamento de Managua establecidos por el INAA, en su Norma Técnica NT-GTASYSTAR-V.2-INAA-16. En la Tabla 24, se muestran las concentraciones de contaminantes de diseño del sistema de Tratamiento propuesto para dar cumplimiento a parámetros físico-químicos y microbiológicos de vertidos establecidos en el Artículo 26 del Decreto 21-2017.

Tabla 24.

Caracterización del Agua Residual a aplicar el tren de tratamiento

Parámetros	Co gr/hab/día	Unidad	Concentración	Decreto 21-2017
pH	-	pH	6.93*	6--9
Sólidos Suspendidos Totales	105	mg/l	938	80
Sólidos Sedimentables	-	mg/l	51*	1
Materia Flotante	-	Adim	Presente*	Ausente
DBO ₅	85	mg/l	758.9	110
DQO	202.5	mg/l	1808	220
Nitrógeno Total	10.3	mg/l	91.8	30
Fósforo Total	3.6	mg/l	32.1	10
Aceites y Grasas Totales	25	mg/l	223.2	15

Nota. Elaboración propia

Al compararse con el Artículo 26, se encontraron los parámetros que deben mejorarse al aplicar el tren de tratamiento. Estos son los que se encuentran en las dos últimas columnas. Parámetros como los Sólidos Suspendidos Totales, Sólidos Sedimentables, Aceites y Grasas Totales y Materia Flotante indican son los que se redujeron con la aplicación de tratamientos físicos como el pretratamiento y sedimentadores. El resto de parámetros se redujeron con la

aplicación de los tratamientos biológicos como el Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente y el Humedal.

5.1.2.2. Balance de contaminantes

Se realizó todos los balances de contaminantes en cada unidad de tratamiento con los porcentajes de remoción teóricos y se verificó que con el tren de tratamiento utilizado se cumple con los Rangos y Valores máximos permitidos por el Artículo 26 del Decreto 21-2017, esto con el fin de asegurar que el tratamiento esté apto para una descarga en cuerpos receptores sin afectar la sociedad y el ambiente.

Como lo indica la Tabla 25, estas son las eficiencias de remoción teóricas que se utilizaron para verificar el perfecto funcionamiento del tren de tratamiento para la degradación de los contaminantes, en las etapas de Pretratamiento, Tratamiento Primario (Sedimentador), Tratamiento Secundario y Tratamiento Terciario.

Tabla 25.

Porcentajes de remoción seleccionados

Parámetros	Porcentajes de remoción para cada Tratamiento			
	Pretratamiento	Primario	Secundario	Terciario
DBO ₅	23%	35%	73%	80%
DQO	15%	35%	73%	60%
Sólidos Suspendidos Totales	23%	58%	65%	70%
Nitrógeno Total	5%	15%	15%	50%
Aceites y Grasas Totales	95%	-	-	-
Fósforo	-	15%	35%	55%
Sólidos Sedimentables	-	88%	-	-

Nota. Elaboración propia

Estos porcentajes seleccionados son la media aritmética de los valores presentados en Tabla 22 del acápite 4.2.1. de la Metodología, esto con el fin de no tomar un valor extremadamente bajo que fuerce a utilizar más equipos de tratamiento para el cumplimiento del decreto o un valor extremadamente alto que pudieran no llegar a cumplirse por la reducción de la eficiencia de los equipos con el paso del tiempo. Es decir, el promedio de estos valores es el más sensato en la toma de decisiones en la selección de los equipos de tratamientos.

En la Tabla 26 se presentan los resultados de los balances de contaminantes en pretratamiento. Los valores representados en la columna R, indican la cantidad removida de concentración de contaminante y la columna SR, la concentración que quedó sin remover con esta etapa y que son los valores de entrada a la posterior unidad de tratamiento.

Tabla 26.*Balance de contaminantes en el pretratamiento*

Parámetros	AR sin tratar		Pretratamiento Desarenador+Rej.+Crib.	
	Unidad de medida	Valores de Conc. En el afluente	R	SR
pH	pH	6.93	0.00	6.93
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	937.50	210.94	726.56
Sólidos Sedimentables	mg/l	51.00	0.00	51.00
Materia Flotante	Adim	Presente	Presente	Presente
DBO ₅	mg/l	758.93	170.76	588.17
DQO	mg/l	1808.04	271.21	1536.83
Nitrógeno Total	mg/l	91.82	4.59	87.22
Fósforo Total	mg/l	32.14	0.00	32.14
Aceites y Grasas Totales	mg/l	223.21	212.05	11.16

Nota. Elaboración propia

Como se muestra la aplicación única de un pretratamiento no remueve exitosamente la cantidad adecuada de contaminantes. Por lo tanto, se aplicó el sedimentador primario obteniendo los siguientes resultados en la tabla 27.

Tabla 27.*Balance de contaminantes en el tratamiento primario*

Parámetros	AR sin tratar		Tratamiento Primario Sed. Primario	
	Unidad de medida	Salida del Pretratam.	R	SR
pH	pH	6.93	0.00	6.93
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	726.56	417.77	308.79
Sólidos Sedimentables	mg/l	51.00	44.63	6.38
Materia Flotante	Adim	Presente	Presente	Ausente
DBO ₅	mg/l	588.17	205.86	382.31
DQO	mg/l	1536.83	537.89	998.94
Nitrógeno Total	mg/l	87.22	13.08	74.14
Fósforo Total	mg/l	32.14	4.82	27.32
Aceites y Grasas Totales	mg/l	11.16	0.00	11.16

Nota. Elaboración propia

La Tabla 28 y 29 ilustran el balance de contaminantes que se obtiene en la aplicación del tratamiento secundario, que es la parte céntrica del tren de tratamiento, ya que, este es el que remueve los parámetros más complejos como lo son DBO₅ y DQO.

Tabla 28.

Balance de contaminantes del RAFA del tratamiento secundario

Parámetros	AR sin tratar		Trat. Secundario RAFA	
	Unidad de medida	Salida del Trat. Prim.	R	SR
pH	pH	6.93	0.00	6.93
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	308.79	200.71	108.08
Sólidos Sedimentables	mg/l	6.38	0.00	6.38
Materia Flotante	Adim	Ausente	Ausente	Ausente
DBO ₅	mg/l	382.31	277.17	105.14
DQO	mg/l	998.94	724.23	274.71
Nitrógeno Total	mg/l	74.14	11.12	63.02
Fósforo Total	mg/l	27.32	9.56	17.76
Aceites y Grasas Totales	mg/l	11.16	0.00	11.16

Nota. Elaboración propia

Tabla 29.

Balance de contaminantes del sedimentador lamelar del tratamiento terciario

Parámetros	AR sin tratar		Trat. Secundario Sed. Lamelar	
	Unidad de medida	Salida del RAFA	R	SR
pH	pH	6.93	0.00	6.93
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	108.08	62.14	45.93
Sólidos Sedimentables	mg/l	6.38	5.58	0.80
Materia Flotante	Adim	Ausente	Ausente	Ausente
DBO ₅	mg/l	105.14	36.80	68.34
DQO	mg/l	274.71	96.15	178.56
Nitrógeno Total	mg/l	63.02	9.45	53.57
Fósforo Total	mg/l	17.76	2.66	15.10
Aceites y Grasas Totales	mg/l	11.16	0.00	11.16

Nota. Elaboración propia

Como se observa en la Tabla 30, la mayoría de los parámetros cumplen con la normativa, excepto el nitrógeno y fósforo total, por lo que se implementó un humedal artificial de flujo superficial para reducir estas concentraciones.

Tabla 30.

Balance de contaminantes del tratamiento terciario

Parámetros	AR sin tratar		Trat. Terciario Humedales	
	Unidad de medida	Salida del Trat Sec.	R	SR
pH	pH	6.93	0.00	6.93
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	45.93	32.15	13.78
Sólidos Sedimentables	mg/l	0.80	0.00	0.80
Materia Flotante	Adim	Ausente	Ausente	Ausente
DBO ₅	mg/l	68.34	54.67	13.67
DQO	mg/l	178.56	107.14	71.42
Nitrógeno Total	mg/l	53.57	26.78	26.78
Fósforo Total	mg/l	15.10	8.30	6.79
Aceites y Grasas Totales	mg/l	11.16	0.00	11.16

Nota. Elaboración propia

En la Tabla 31 se muestra que el tren de tratamiento de aguas residuales para este complejo de viviendas sociales cumple con los valores máximos permisibles por el marco legal para la deposición de las aguas residuales sin afectar la sociedad y el ambiente. También se muestran las eficiencias globales de remoción obtenidas en la aplicación de cada unidad de tratamiento por contaminantes.

Tabla 31.

Concentración de entrada y salida del tren de tratamiento

Parámetros	Unidad de medida	Entrada	Salida	Rangos y Valores Máximos Permisibles	Efic. Globales
pH	pH	6.93	6.93	6--9	--
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	937.50	13.78	80	99%
Sólidos Sedimentables	mg/l	51.00	0.80	1	98%
Materia Flotante	Adim	Presente	Ausente	Ausente	100%
DBO ₅	mg/l	758.93	13.67	110	98%

DQO	mg/l	1808.04	71.42	220	96%
Nitrógeno Total	mg/l	91.82	26.78	30	71%
Fósforo Total	mg/l	32.14	6.79	10	79%
Aceites y Grasas Totales	mg/l	223.21	11.16	15	95%

Nota. Elaboración propia

En las siguientes secciones se presentan los resultados de las variables de diseño y dimensionamiento de cada unidad de tratamiento, tomando en cuenta las ecuaciones de diseño mostrados en el capítulo 6.2 de la Metodología. Asimismo, expone los parámetros de diseño tomados en consideración para el cálculo de las variables de diseño.

5.1.2.3. Diseño del canal de entrada

El caudal de agua residual sin tratar del complejo de viviendas sociales es trasegado directamente por el sistema de alcantarillado hasta llegar al canal de entrada de la Planta. El canal de entrada diseñado cuenta con una longitud de 1 m hasta el desarenador.

Tabla 32.

Resultados de diseño de canal de entrada

Parámetros	Unidad	Valor
Caudal Máx ($Q_{\text{máx}}$)	m ³ /s	0.0044
Coeficiente de Manning (n)	Adim	0.013
Borde Libre (B.L.)	m	0.30
Profundidad del agua (y)	m	0.38
Ancho en el fondo (b)	m	0.52
Pendiente máxima (S)	Adim	0.0002
Radio hidráulico (R_h)	m	0.154
Velocidad de agua en Canal (u)	m/s	0.31
Área de la sección transversal mojada (A)	m ²	0.014
Altura efectiva (h)	m	0.084
Altura total del canal (H)	m	0.38
Ancho total (W)	m	0.168

Nota. Elaboración propia

La velocidad de agua en Canal (u) se encuentra dentro del rango de velocidades que indican los criterios de diseño ($3.0 \text{ m/s} \geq V \geq 0.3 \text{ m/s}$). Esto indica que las dimensiones obtenidas son hidráulicamente correctas evitando la erosión en el canal y la sedimentación en el fondo del canal.

5.1.2.4. Diseño de rejillas

La Rejilla diseñada se ubicará en el canal de entrada y tiene como objetivo evitar el paso de cualquier material y para el diseño se definió las siguientes variables ilustradas en la Tabla 33.

Tabla 33.*Variables para el diseño de las rejillas*

Variables de diseño	Unidades	Valor
Arreglo de Barras	-	Rectangulares
Tipo de Limpieza	-	Manual
Inclinación de barras	°	45
Caudal (Q)	m ³ /s	0.0044
Espesor de barra (d _b)	m	0.005
Espaciamiento Libres (C)	m	0.025
Tirante Hidráulico (h)	m	0.08
Ancho (W)	m	0.168
Borde Libre (B.L.)	m	0.30

Nota. Elaboración propia

Teniendo en cuenta estas variables de diseño se tiene los resultados mostrados en la Tabla 34, donde se comprueba que la velocidad de canal, la de acercamiento a la reja y la que atraviesa la reja son mayores de 0.3 m/s comprobando el buen diseño hidráulico de las rejillas.

Tabla 34.*Resultados de diseño de la rejilla*

Cálculos	Unidades	Valor
Área de Canal (A)	m ²	0.014
Velocidad de Canal (V)	m/s	0.31
Longitud de la reja (L)	m	0.54
Número de barras (N)	Adim	5
Número de espacios (N+1)	Adim	6
Velocidad de acercamiento a la reja (V _a)	m/s	0.32
Área de barra (A _r)	m ²	0.002
Velocidad a través de la reja (V _r)	m/s	0.38
Pérdidas hidráulicas (h _L)	m	0.0028

Nota. Elaboración propia

Los resultados obtenidos en la Tabla 34 cumplen con los criterios de diseño mencionados en la Tabla 9 de la sección 5.4.2. del capítulo “Criterios de diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales”.

5.1.2.5. Diseño del desarenador

El desarenador diseñado con el propósito de eliminar cualquier partícula sedimentable que pudiese acarrear el proceso y afectar los posteriores tratamientos. El desarenador se diseñó en función de los parámetros establecidos en la Tabla 35, dando como resultado las dimensiones ilustradas en la Tabla 36.

Tabla 35.*Parámetros de diseño utilizados para el desarenador*

Parámetros	Unidad	Valor
Caudal de diseño ($Q_{\text{máx}}$)	Lts/s	4.40
Diámetro de la partícula (d)	cm	0.0575
Densidad específica de la arena (ρ_a)	g/cm ³	2.65
Densidad del agua (ρ)	g/cm ³	1
Temperatura del agua (T°)	°C	20
Viscosidad cinemática del agua (η)	cm ² /s	0.01005
Viscosidad dinámica del agua (μ)	g/cm*s	0.01003
Gravedad (g)	cm/s ²	981
Constante en función al diámetro (a)	Adim	44

*Nota. Elaboración propia***Tabla 36.***Resultados del diseño del desarenador*

Cálculos	Unidad	Valor
Velocidad de escurrimiento (V_d)	m/s	0.33
Velocidad de sedimentación (V_s)	m/s	0.0621
Número de Reynolds (Re)	Adim	35.53
Coeficiente de Arrastre (C_D)	Adim	1.52
Velocidad de Sed. en la zona de Transición (V_s')	m/s	0.09
Eficiencia (E)	Adim	0.8
Coeficiente de Seguridad (C_s)	Adim	1.8
Área Superficial (A_s)	m ²	0.09
Ancho del desarenador ASUMIDO (B)	m	0.50
Profundidad de la cámara de sedimentación (H_s)	m	0.18
Altura total de Desarenador (H)	m	0.6
Largo del desarenador (L)	m	2.50
Relación Altura/ancho (H/B)	Adim	1
Tiempo de Sedimentación (T_s)	s	9.01
Volumen del Desarenador (V)	m ³	0.22
Tiempo de Retención (TRH)	s	49.8
Espejo de Agua en la cámara de sedimentación (T2)	m	0.50
Espejo de Agua en el canal de entrada (T1)	m	0.168
Ángulo de Transición (θ)	°	12.5
Transición de Entrada (LT)	m	0.748
Área Hidráulica (A)	m ²	0.28
Carga Superficial (C_s)	m ³ /m ² .d	1361

Nota. Elaboración propia

A la salida del desarenador, es decir, después de la transición de salida se ubica un canal de 0.5 m que conduce el flujo de agua a la posterior etapa. Esto con el fin de darle una longitud de desarrollo que estabilice el flujo para su correcta medición.

5.1.2.6. Diseño de la Canaleta Parshall

Con el fin de medir las variaciones de caudales que se pueden presentar diariamente, se ubicó una canaleta Parshall con un ancho de garganta de 2.5 cm. De acuerdo a la metodología con este dato se obtuvo las dimensiones completas mostradas en la Tabla 37.

Tabla 37.

Dimensiones de cada sección de la Canaleta Parshall

Parámetros	Unidad	Valor
Caudal de Diseño ($Q_{\text{máx}}$)	m ³ /s	0.004408
Temperatura ($T^{\circ}\text{C}$)	$^{\circ}\text{C}$	20
Gravedad (g)	m/s ²	9.81
Valor de Sección (D)	cm	16.8
Ancho de la Garganta (W)	cm	2.5
Valor de Sección (N)	cm	2.9
Valor en Sección (K)	cm	1.9
Valor de Sección (C)	cm	9.3
Valor de Sección (G)	cm	20.3
Constante (y/μ)	Adim	3114.64

Nota. Elaboración propia

En la Tabla 38 se muestran los resultados obtenidos del diseño de esta Canaleta Parshall.

Tabla 38.

Resultados del diseño de la Canaleta Parshall

Cálculos	Unidad	Valor
Altura de Agua en la sección Convergente (H_0)	m	0.18
Ancho del canal en la sección de Ha (D')	m	0.12
Velocidad en la Sección de Ha (V_0)	m/s	0.19
Caudal específico en la garganta de la Canaleta (q)	m ³ /m/s	0.17
Carga hidráulica disponible en la garganta (E_0)	m	0.21
Altura de agua en la sección de la garganta (H_2)	m	0.11
Velocidad en la Sección de la garganta H_2 (V_2)	m/s	1.60
Sumergencia en la canaleta Parshall (S)	%	59.17
Número de Froude (F_2)	Adim	1.54
Altura de agua en el resalto (H_3)	m	0.19
Velocidad en el resalto (V_3)	m/s	0.92

Cálculos	Unidad	Valor
Altura de agua en la Sección de Salida (H_4)	m	0.18
Velocidad en la Sección de Salida (V_4)	m/s	0.26
Pérdida de carga en el resalto (h_f)	m	0.023
Tiempo de mezcla en el resalto (T)	s	0.34
Gradiente de Velocidad (G')	s^{-1}	817.37

Nota. Elaboración propia

5.1.2.7. Diseño de sedimentador primario

El principal objetivo del sedimentador primario es separar y recolectar los sólidos en suspensión presentes en las aguas residuales.

Tabla 39.

Parámetros de diseño para el sedimentador primario

Parámetros		
Variable	Valor	Unidad
Carga Superficial (VS)	1.7	m ³ /m ² /h
Altura (h)	4.5	m
Angulo de inclinación (θ)	60	grados

Nota. Elaboración propia

En la tabla 40 se aprecian los resultados obtenidos y estos cumplen con los valores guías de diseño propone el INAA para los sedimentadores primarios.

Tabla 40.

Resultados de diseño del sedimentador primario

Resultados		
Variable	Valor	Unidad
Área superficial teórica (A_0)	7.475	m ²
Diámetro del sedimentador (D)	3.085	m
Área superficial real (A_s)	7.475	m ²
tiempo de retención (t_0)	2.647	h
Volumen del tanque de sedimentación (V)	33.64	m ³
Diámetro de la zona de entrada en el centro del tanque (d_{entrada})	0.617	m
Angulo de la tolva central (h_{tolva})	2.672	m

Nota. Elaboración propia

5.1.2.8. Diseño del reactor anaeróbico de flujo ascendente

El diseño del Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente se realizó en función de las propiedades mostradas en la Tabla 41, estas se encuentran dentro de los rangos de valores útiles de los criterios de diseño.

Tabla 41.*Parámetros para el diseño del reactor anaerobio de flujo ascendente*

Parámetros	Valor	Unidad
Q_{medio}	305	m ³ /día
$Q_{\text{Máx}}$	380.85	m ³ /día
DQO _{afluente} (S ₀)	998.94	mg/l o g/m ³
DBO _{afluente} (S ₀)	382.31	mg/l o g/m ³
Temperatura del Agua Residual	22	°C
Coef. Del rendimiento de Sólidos: Y	0.18	Kg _{SST} /kg _{DQOapp}
Coef. Del rendimiento de sólidos, en términos de DQO: Y _{obs}	0.21	kg _{DQO} lodo/kg _{DQOapp}
Conc. Esperada de la descarga del lodo: C	4	%
Densidad del lodo: ρ	1021	kg/m ³

Nota. Elaboración propia

El Reactor presenta en el fondo una cama de lodo más densa, seguida de un volumen de lodo expandido. La mayor remoción se lleva a cabo en la primera capa de lodo, y se presenta una remoción adicional en el lodo expandido. El lodo se expande por el gas generado y por el flujo ascensional de la alimentación del agua residual. Se diseñó un separador de la mezcla de lodo, líquido y gas en la parte superior del reactor para el retorno del lodo hacia el fondo del mismo, permitiendo el paso del líquido tratado y conduciendo el gas generado hacia la campana del reactor.

La configuración utilizada fue de dos módulos rectangulares trabajando en paralelo. El criterio de diseño principal ha sido la carga orgánica y el tiempo de retención hidráulica. La Tabla 42 ilustra las principales dimensiones del Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente.

Tabla 42.*Resultados del diseño de reactor anaerobio de flujo ascendente*

Cálculos	Valor	Unidad
Carga DQO _{afluente} (L ₀)	304.542	kg _{DQO} /día
Tiempo de retención Hidráulica ASUMIDO (TRH)	0.333	días
Volumen total del reactor (V)	101.622	m ³
Número de Módulos (N)	2	-
Volumen de cada módulo (V _u)	50.81	m ³
Altura (H)-ASUMIDA	4.5	m
Área de cada módulo (A)	11.29	m ²

Cálculos	Valor	Unidad
Ancho de módulo	2.40	m
Ancho Total (a)	4.80	m
largo (l)	4.80	m
Verificación		
Área de cada módulo correcta	11.52	m ²
Área Total Correcta (A _t)	23.040	m ²
Volumen Total correcto (V _t)	103.680	m ³
Tiempo de retención Hidráulica corregido (t)	0.34	días
<i>Nota.</i> Elaboración propia		

Las dimensiones obtenidas cumplen con el tiempo de retención hidráulica indicado como principal criterio de diseño en la Tabla 14. Ahora bien, la Tabla 43 muestra que, tanto las cargas obtenidas y las velocidades de flujo ascendente están dentro de los rangos del criterio mencionado en la Tabla 16.

Tabla 43.

Verificación de cargas aplicadas y velocidades del flujo ascendente

Verificación de las cargas aplicadas		
Carga hidráulica volumétrica (CHV)	2.34	m ³ /m ³ *día
Carga orgánica volumétrica (COV)	2.94	kg _{DQO} /m ³
Verificación de las velocidades del flujo ascendente		
Velocidad (u) para Q _{med}	0.55	m/h
Velocidad (u) para Q _{Máx}	0.69	m/h
<i>Nota.</i> Elaboración propia		

La Tabla 44 ilustra la cantidad de tubos de distribución de flujo que debe contener el reactor asegurando el cumplimiento del área de influencia. El arreglo de tubos finales en cada módulo es mayor al calculado con el área de influencia teórica, pero sigue cumpliendo con el rango ideal. El agua residual es distribuida de manera uniforme, cerca del fondo del reactor a 15 cm y con tuberías de 75 mm que, de acuerdo con CONAGUA (2011), estas evitan la obstrucción por sólidos y permite el cumplimiento de la velocidad adecuada.

Tabla 44.

Resultados del sistema de distribución del agua diseñado

Sistema de distribución del agua (afluente)		
Tipo de Lodo	Lodo denso y floculento	
Carga orgánica aplicada (COV)	>2	kg _{DQO} /m ³ *d
Área de influencia de cada distribuidor (A _a)	2	m ²
Número de tubos Totales (Nd)	12	tubos
Número de tubos por módulo	6	tubos
<i>Número de tubos por lo largo</i>	4	<i>tubos</i>

Sistema de distribución del agua (afluente)		
Número de tubos por lo ancho del módulo	2	tubos

Nota. Elaboración propia

El Reactor como se ilustra en la Tabla 45, de acuerdo a estas dimensiones es capaz de disminuir la concentración del DBO y DQO en el afluente teniendo una eficiencia de remoción del 67% de DBO y 75% de DQO, estos valores a pesar de que son los correspondientes a las unidades diseñadas, generalmente tienden a ser menores. Es por ello que se recomienda el seguimiento de los manuales de operación y mantenimiento correspondientes.

Tabla 45.

Estimaciones de concentraciones en el efluente

Estimación de las eficiencias de remoción de la DQO del sistema		
E DQO	67.16	%
Estimación de las eficiencias de remoción de la DBO del sistema		
E DBO	75.25	%
Estimación de las concentraciones de DQO y DBO en el efluente final		
Concentración en efluente DQO (C_{eflDQO})	0.33	kg _{DQO} /m ³ *d
Concentración en efluente DBO (C_{eflDBO})	0.09	kg _{DBO} /m ³ *d

Nota. Elaboración propia

Teniendo en cuenta que este es un tratamiento anaeróbico, existe la producción de gas metano y otros gases. A la suma de estos gases se le denomina Biogás, de acuerdo a la Tabla 46 el sistema es capaz de producir 3.16 m³/h de biogás. Este biogás no es utilizado, se instalará una tubería de recolección, una válvula de seguridad y un quemador de biogás localizado a una distancia de 20 m del reactor.

Tabla 46.

Producción de biogás del reactor

Producción teórica del metano		
Producción teórica del metano DQO _{CH4}	140.57	kg _{DQO} /día
Presión (P)	1	atm
K _{DQO}	64	g _{DQO} /mol
R	0.08206	atmL/molK
T	22	°C
k(t)	2.64	kg _{DQO} /m ³
Q _{CH4}	53.17	m ³ /día
Producción del biogás		
Porcentaje de metano en el biogás (CONAGUA)	70%	%
Gasto de metano en el biogás (Q _g)	3.16	m ³ /h

Nota. Elaboración propia

La Tabla 47 muestra que por cada módulo habrá un separador trifásico con un ancho de abertura propuesto de 28.5 cm. Asegurando la superposición apropiada del deflector del gas, para garantizar la correcta separación de las gases gaseosa y líquida las velocidades de aberturas deben estar en los rangos de <2-2.3 m/h para flujo promedio y <4-4.2 m/h para flujo máximo.

Tabla 47.

Resultados del dimensionamiento de las aberturas del compartimiento del sedimentador

Dimensionamiento de las aberturas del compartimiento del sedimentador		
Número de separadores trifásicos en cada reactor (N_{sep})	1	Cada modulo
Ancho de cada abertura simple (A_{sim})	0.285	m
Número de aberturas simples en lado más largo del reactor (N_{abl})	4	aberturas
Largo de cada abertura sencilla en el largo del reactor (L_{absen})	4.23	m
Largo total de aberturas sencillas en el largo del reactor ($L_{T_{absen}}$)	16.92	m
Número de aberturas simples en el ancho del reactor (N_{aban})	4	aberturas
Largo de cada abertura sencilla en el ancho del reactor	2.40	m
Largo total de aberturas sencillas en el ancho del reactor ($L_{T_{aber}}$)	9.6	m
Área Total de Aberturas ($A_{T_{aber}}$)	7.558	m ²
Verificación de las velocidades a través de las aberturas (u_{ab})		
Velocidad aberturas (u_{ab}) para Q_{med}	1.681	m/h
Velocidad aberturas (u_{ab}) para $Q_{Máx}$	2.10	m/h

Nota. Elaboración propia

Como se puede observar en la Tabla 48, se obtuvieron dos compartimientos de decantación de 4.80 m con un ancho de 25 cm, con un ancho útil de 2.14 m. Estas dimensiones permiten obtener unas tasas de aplicación superficial en el decantador de 0.69 m/h y 0.77 para Q_{medio} y $Q_{Máx}$, las cuales se encuentran bajos los rangos del criterio mencionado en la Tabla 15, que corresponde 0.6-0.8 para flujo medio y <1.2 para flujo máximo. Por lo tanto, hidráulicamente trabaja correctamente.

Tabla 48.

Resultados del área superficial del compartimiento de decantación

Determinación del área superficial del comportamiento de decantación		
Número de compartimientos de decantación (N_{dec})	2	Comp.
Largo de cada decantador (L_{dec})	4.80	m

Largo Total de decantadores (LT_{dec})	9.6	m
Ancho de cada colector de gas, junto a la interfase L-G (A_{cc})	0.25	m
Ancho externo de cada colector de gas (A_{exc})	0.26	m
Ancho útil de cada compartimiento de decantación (B_{de})	2.14	m
Área Total de decantadores (AT_{dec})	20.54	m ²

Verificación de las tasas de aplicación superficial en los decantadores

Velocidad de las tasas (u_{dec}) para Q_{med}	0.69	m/h
Velocidad de las tasas (u_{dec}) para $Q_{Máx}$	0.77	m/h

Nota. Elaboración propia

La altura de la superficie inclinada del compartimiento de decantación o colector de gas es de 1.10 m, esta es menor a la referenciada a la Tabla 17 donde menciona que la altura del colector del gas deberá ser de 1.5 a 2 metros. Sin embargo, esta altura corresponde para un reactor con una altura de 5 a 6 metros, el reactor diseñado para este complejo de viviendas es de 4.5 m, por lo tanto, es aceptable obtener tal altura de colector. Igualmente se confirma la coherencia del tamaño obtenido, ya que los tiempos de retención en el decantador están dentro del rango de 1.5-2 horas para caudal medio y >1 horas para caudal máximo. Esto se ilustra en la Tabla 47.

Tabla 49.

Determinación del volumen del compartimiento de decantación

Volumen del compartimiento de decantación		
Altura de la superficie inclinada del compart. de decantación (H_{supdeC})	1.10	m
Ancho de la superficie inclinada del compart. De decantación (A_{supdeC})	0.785	m
Altura de la superficie vertical del compart. De decantación ($H_{supvdeC}$)	0.4	m
Área de sección 1 (A_{dec1})	0.43	m ²
Área de sección 2 (A_{dec2})	0.31	m ²
Área de sección 3 (A_{dec3})	0.86	m ²
Área total a lo largo de la profundidad del decantador (A_{dec})	2.03	m ²
Volumen total de decantadores (VT_{dec})	19.52	m ²
Pendiente de la superficie inclinada (P_{inc})	54.49	°

Verificación de los tiempos de retención hidráulica en los decantadores

Tiempo de retención hidráulica (T_{dec}) para Q_{med}	1.536	m/h
Tiempo de retención hidráulica (T_{dec}) para $Q_{Máx}$	1.23	m/h

Nota. Elaboración propia

Teniendo en cuenta que son 2 módulos para el reactor, la Tabla 50 muestra que habrá 2 colectores de gas con un largo de 2.66 m con un ancho de 25 cm. Pese a que la tasa mínima de liberación recomendada es de 1 m/h, se debe resaltar que tal verificación se realizó en función de la producción teórica de metano. En

la práctica se presentan pérdidas de metano, tanto por fugas, como por disolución en el efluente líquido, que pueden ser bastantes significativas para reactor RAFA en el tratamiento de aguas residuales domésticas típicas, la cantidad real de metano colectado en el interior de los separadores trifásicos, usualmente se encuentra cerca de 50 a 60% de la producción teóricas. Con base a lo anterior, se hace bastante difícil el cumplimiento de la tasa mínima de liberación de Biogás de 1 m/h.

Tabla 50.

Resultados del dimensionamiento de los colectores de gas

Dimensionamiento de los colectores de gases		
Número de colectores de gas (N_{cg})	2	colectores
Largo de cada colector (L_{col})	2.66	m
Largo total de colectores de gas (L_{tg})	5.32	m
Ancho de cada colector, junto a la interfase L-G (A_{col})	0.25	m
Área Total de colectores de gas, junto a la interfase L-G (AT_{col})	1.33	m ²
Verif. de la tasa de Liberación de Biogás en los colectores (T_{LB})	2.38	m/h

Nota. Elaboración propia

Finalmente, como se aprecia en la Tabla 51 el reactor producirá aproximadamente 55 kg por día de Lodos que, en comparación con la generada con procesos anaerobios, es pequeña. Estos lodos cuando lleguen al exceso, se descargarán periódicamente. Se utilizó una tubería de un diámetro de 100 mm para la descarga del reactor. También se incorporó un grupo de válvulas y tuberías que permitan el muestreo y descarga de los sólidos presentes en el reactor, estas se ubicaron a lo largo de la altura del compartimiento de digestión, para permitir el monitoreo del crecimiento y calidad de la biomasa. Los puntos de muestreo son válvulas de bola en la base del reactor, espaciadas cada 50 cm, y con un diámetro de 1 ½ pulgadas.

Tabla 51.

Estimaciones de la producción de lodos

Producción de lodos		
Producción de lodo (P_l)	54.818	kg SST/día
Volumen de lodo (V_l)	1.342	m ³ /día

Nota. Elaboración propia

El material utilizado en el diseño del reactor es de hormigón con un revestimiento interior de base epóxica. El separador trifásico es de fibra de vidrio, ya que está localizado en la parte superior del reactor y es más expuesto a la corrosión por lo que debe estar fabricado de un material más resistente o más recubierto. Asimismo, los deflectores están superpuestos a 200 mm debajo de las aberturas

para evitar que las burbujas de gas fluyan hacia arriba y que entren en el compartimiento del colector.

5.1.2.9. Diseño del sedimentador lamelar

Para el diseño del Sedimentador Lamelar se utilizaron las variables descritas en la Tabla 52, estas se encuentran dentro de los rangos de valores útiles de los criterios de diseño en la sección de anexos.

El módulo de eficiencia depende del tipo de celda de sedimentación empleada, ya que las celdas serán placas planas paralelas, el valor de este parámetro equivale a 1 (Perez Parra, 1981). Estas placas tendrán una inclinación de 60° para evitar que se acumule suciedad entre ellas.

Tabla 52.

Parámetros para el diseño de un sedimentador lamelar

Parámetro	valor	Unidad
Caudal (Qmedio)	305	m ³ /d
Ancho (A)	2.4	m
Longitud de las placas (l)	1.2	m
Espesor (e)	0.009	m
Separación entre placas (E)	0.05	m
Ángulo entre placas (Θ)	60	grados
Carga superficial (CS)	60	m/d
Viscosidad cinemática (ν)	9.63E-07	m ² /s
Módulo de eficiencia (S)	1	Adimensional
Altura de unidad (H)	3.5	m
Ancho de las placas (B)	2.4	m
Tiempo entre limpiezas (Tlimp)	1	día
Producción de lodos (%lodos)	1%	
Tiempo de vaciado de lodos (Tvaciado)	1	h
Inclinación de la tolva (Θ_t)	45	grados

Nota. Elaboración propia

En la Tabla 53 se muestran los resultados obtenidos del diseño de esta tecnología y estos cumplen con los criterios de diseño establecidos.

Tabla 53.

Resultados del diseño del sedimentador lamelar

Parámetro	Valor	Unidades
Longitud relativa (L)	24	
Área útil (Au)	5.083	m ²
Velocidad promedio de sedimentación en las placas (V0)	69.282	m/d
Longitud relativa en la zona de transición (L")	0.541	

Parámetro	Valor	Unidades
Longitud relativa corregida (Lc)	23.459	
Velocidad crítica de sedimentación (Vsc)	5.501	m/d
Numero de Reynolds (Re)	41.634	
Tiempo de retención hidráulica en las celdas (Tceldas)	24.942	min
Tiempo de retención hidráulica en la unidad (TRH)	42	min
Factor Épsilon (E)	0.153	
Área superficial (As)	5.998	m ²
Longitud de sedimentador (L)	2.499	m
Numero de placas (N)	29	Unidades
Volumen sedimentador (Vsed)	8.896	m ³
Altura útil de la lámina de agua en la unidad (hagua)	1.483	m
Borde libre sobre la lámina de agua (bl)	2.017	m
Volumen de lodos (Vlod)	3.050	m ³
Área del orificio del desagüe (Ad)	0.001	m ²
Diámetro de desagüe (Dd)	0.032	m
Ubicación de zona de descarga (udes)	0.833	m

Nota. Elaboración propia

5.1.2.10. Diseño del humedal artificial de flujo superficial

A medida que el agua fluye a través del humedal, las plantas presentes llevan a cabo una serie de procesos biológicos y fisicoquímicas que contribuyen a la eliminación de contaminantes.

Para diseñar un HAFS se debe conocer el caudal medio que fluye, los valores de concentración de los parámetros antes de entrar a la tecnología y los valores esperados a la salida del humedal, la temperatura y profundidad del agua, la porosidad del material del fondo, la distancia que tendrá una planta de la otra y por último los datos necesarios para calcular la constante de velocidad, que son la constante de velocidad del agua y su coeficiente de temperatura a 22°C.

Tabla 54.

Parámetros para el diseño de un HAFS

Parámetros	Valor	Unidad
Q - Caudal	305	m ³ /d
T - Temperatura	22	°C
y - Profundidad del agua	0.6	m
n - Porosidad [0.7-0.90]	0.9	ADIM
K ₂₀	0.68	(d-1)
Θ	1.06	ADIM
dMM - Distancia entre macrofitas	1	m

Nota. Elaboración propia

Una vez definidos los datos iniciales se procedió a calcular la tasa constante de temperatura para así calcular el área superficial. Este cálculo se realiza con cada

parámetro a tratar y se escoge el de valor mayor obtenido. Según la tabla 55 el parámetro cuya área superficial es mayor es la DBO5, con este valor se procede a calcular las dimensiones del humedal.

Tabla 55.

Cálculo del área superficial de cada parámetro

Característica del Agua	Área superficial	Unidad
SST (mg/l)	889.63	m ²
DBO5 (mg/l)	1189.24	m ²
DQO (mg/l)	677.06	m ²
N (mg/l)	512.18	m ²
P (mg/l)	590.03	m ²

Nota. Elaboración propia

Tomando de base el área superficial de mayor valor se determina el largo y ancho del humedal tomando en cuenta que la relación largo-ancho es de 2:1 según el Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Humedales Artificiales de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), México. Además, para saber cuántas macrofitas flotantes se necesitan para arrancar este sistema de tratamiento se estimó una cantidad inicial tomando en cuenta los valores de ancho y largo calculados y la distancia propuesta entre las macrofitas.

Tabla 56.

Dimensionamiento del HAFS

Dimensionamiento en base al AS mayor		
Parámetro	Valor	Unidad
W - Ancho	28.16	m
L - Largo	56.31	m
Nv - Numero de macrofitas	1502	Unitario
dMM - Distancia entre macrofitas	1	m

Nota. Elaboración propia

5.1.2.11. Diseño del lecho de secado

El lecho de secado de lodos es una instalación crucial en el tratamiento de aguas residuales ya que su función es recibir y deshidratar los lodos generados por las tecnologías a usar.

Para diseñar un lecho de secado es necesario establecer la frecuencia de descarte y tiempo de secado de lodos en base al clima local, además es importante identificar el coeficiente de producción de lodos y su densidad ya que estos se utilizan para conocer el volumen de lodos a tratar.

Tabla 57.*Parámetros para el diseño del lecho de secado*

Parámetro	Valor	Unidades
Contribución per cápita (cpc)	40	gr SS/hab*día
Densidad de lodos	1.04	kg/lit
Porcentaje de sólidos contenidos en el lodo (%sólidos)	4	%
Tiempo de digestión (Td)	30	días
Profundidad de aplicación (Ha)	0.40	m

Nota. Elaboración propia

El volumen y masa de lodos y el área total del lecho dependen de la producción de lodos, por eso es importante establecer de manera correcta los parámetros de diseño. Se escogió una relación ancho-largo de 1:2 para el lecho de secado de lodos.

Tabla 58.*Diseño del lecho de secado*

Parámetro	Valor	Unidad
Carga de sólidos que ingresa al sedimentador (C)	108.88	Kg SS/hab*día
Masa de sólidos que conforman los lodos (Msd)	35.39	Kg SS/día
Volumen diario de lodos digeridos (Vld)	850.63	Lt/día
Volumen de lodos a extraerse (Vel)	25.52	m3
Área de lecho de secado (Als)	63.80	m2
Área unitaria (Au)	31.90	m2
Ancho de lecho de secado (W)	4	m
Largo de lecho de secado (L)	8	m

Nota. Elaboración propia

El lecho de secado es dimensionado para almacenar los lodos durante el proceso de digestión de acuerdo a la temperatura. Debido a las temperaturas de más de

25°C que se experimentan en el área de Ciudad Sandino se ha escogido un tiempo de digestión de 30 días.

Otros parámetros de diseño para esta etapa de la PTAR son los de borde libre y altura de las capas del lecho. Según el INAA Los muros laterales deberán tener un borde libre entre 0.5 y 0.9 m por encima de la arena. Además, la capa de arena sobre la grava tendrá un espesor entre 0.30 y 0.46 m. Debe ser durable, limpia y libre de materiales extraños.

5.1.3. Evaluación económica

Se determinaron los costos en función de dos alternativas: la opción que ENACAL ofrece por el servicio de tratamiento de aguas residuales domésticas y la valoración aproximada de cada equipo necesario para el tratamiento. Es importante destacar que el propósito principal de esta evaluación no es determinar los costos reales de cada uno de los equipos, sino realizar una estimación que permita identificar la alternativa más rentable. Esta aproximación facilitó la comparación entre distintas opciones y orienta la toma de decisión hacia la solución económicamente más viable.

5.1.3.1. Alternativa 1: costos por tratamiento con ENACAL

Considerando que las concentraciones promedio de la DQO y SST resultaron ser de 1,808 mg/L y 938 mg/L respectivamente, y junto con las proyecciones de caudal presentadas en la Tabla 78 de los Anexos, se calculó la carga total de contaminantes para cada año del horizonte del proyecto. Estas proyecciones de cargas fueron multiplicadas por las tarifas impuestas por ENACAL, las cuales fueron extraídas de (Medrano & Moncada, 2013), que corresponden a U\$ 0.06 por Kg de DQO y U\$ 0.07 por Kg de SST. Resultando en el monto total que se tendría que pagar a ENACAL por tratar el agua residual de este complejo de viviendas sociales durante un período de 25 años. Según los cálculos obtenidos, se estima que este monto ascienda a **\$ 502,752.17**. Esta cantidad corresponde a los costos evitados por la cancelación del servicio con ENACAL.

5.1.3.2. Alternativa 2: costos de ejecución de proyecto

Los costos asociados a la implementación de este tren de tratamiento para el complejo de viviendas sociales incluyen los costos de inversión inicial, operación, mantenimiento y administrativos.

Costo de inversión inicial

El costo de inversión inicial se determinó tomando como referencia otros diseños valorizados. A partir de esta información, se calcularon los costos de cada una de las unidades de tratamiento. Estos costos comprenden la construcción o adquisición, según corresponda, de cada unidad de tratamiento, junto con los accesorios y obras civiles necesarias. Los detalles específicos se presentan en la tabla 59.

Tabla 59.

Costo de los equipos

Unidades	Referencia	U\$/m ²	Costo Total
Canal de Entrada	(Medrano & Moncada, 2013)	\$ 14,285.71	\$ 200.00
Rejillas	(Medrano & Moncada, 2013)	\$ 14,729.91	\$ 29.50
Desarenador	(Medrano & Moncada, 2013)	\$ 1,578.28	\$ 1,972.90
Canaleta Parshall	(Moreno, 2017)	\$ 82.41	\$ 81.11

Unidades	Referencia	U\$/m ²	Costo Total
Criba	(Moreno, 2017)		\$ 1,250.00
Sedimentador Primario	(Medrano & Moncada, 2013)	\$ 1,122.70	\$ 4,266.28
UASB	(Moreno, 2017)	\$ 443.93	\$ 11,278.21
Sedimentador Lamelar			\$ 10,000.00
Humedales	(Moreno, 2017)	\$ 93.38	\$ 74,708.19
Lecho de Secado	(Moreno, 2017)	\$ 13.47	\$1,191.24
Total			\$ 104,977.4

Nota. Elaboración propia

El costo de inversión inicial corresponde a **\$ 4,199.10**, este valor representa el costo anual del tren de tratamiento para el complejo de viviendas sociales

Costos de operación y mantenimiento

Los costos totales para los 25 años necesarios para operar la planta de tratamiento a construir, corresponden al consumo de energía del sistema de alumbrado, costos de análisis de laboratorio y mantenimiento de las instalaciones de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas. Este último al igual que Medrano & Moncada (2013), se estimó como un 15% de los costos de Operación. El costo de Operación y Mantenimiento anual del sistema corresponde a **\$ 5,303.24**

Tabla 60.

Costos de operación y mantenimiento

Descripción	Costo
Costos por Energía	\$ 9,396.00
Operador encargado de Planta	\$ 82,191.78
Costos por Análisis de Laboratorio	\$ 23,700.00
Costo de Operación Total	\$ 115,287.78
Costos de Mantenimiento	\$ 17,293.17
Total	\$ 132,580.95

Nota. Elaboración propia

El Costo Total anual corresponde a la sumatorio del Costo de Inversión y el Costo de Operación y Mantenimiento, este es igual a **\$ 9,502.33**. Finalmente, el Costo por m³ o la tarifa por m³ tratados es igual a **\$ 0.07** con este sistema que incorpora un Reactor UASB y humedales.

5.2. Análisis y discusión de resultados

El diseño del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales (STAR) para el complejo de viviendas sociales en Ciudad Sandino constituye una solución integral, evaluada desde las perspectivas técnica, ambiental, económica y normativa.

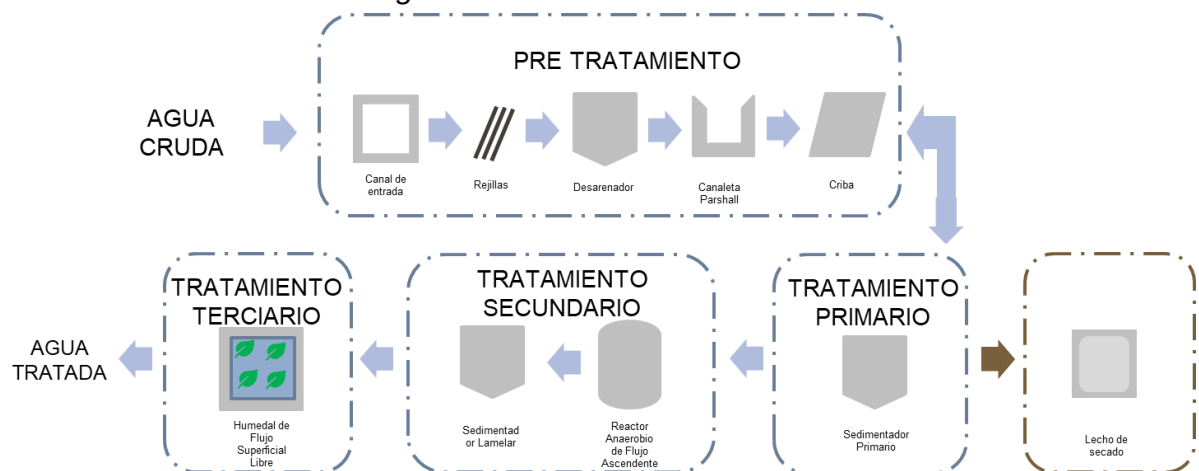
Seguidamente, se presenta el análisis y discusión de resultados, destacando la eficiencia global del sistema, el cumplimiento de normativas nacionales, la adecuación técnica de los equipos, su impacto económico y ambiental, y su potencial replicabilidad.

5.2.1. Dimensiones y adecuación de los equipos

Los elementos que integran el STAR, se presentan en la Figura 5. El dimensionamiento de cada uno de estos componentes fue realizado con base en el caudal promedio proyectado de **305 m³/día** y un caudal máximo estimado para el año base, creciendo progresivamente hasta **380.8 m³/día** en el horizonte de diseño. Este enfoque asegura la capacidad del sistema para manejar tanto las condiciones normales como las sobrecargas proyectadas, garantizando su sostenibilidad operativa a largo plazo.

Figura 5.

Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales



Nota. Elaboración propia

- **Canal de entrada:** Con una longitud de 1 m y un ancho de 0.16 m, mantiene una velocidad de flujo de 0.33 m/s, dentro de los rangos recomendados para prevenir sedimentaciones y asegurar un flujo uniforme hacia las unidades de pretratamiento.
- **Rejillas y desarenador:** Las rejillas, con un espaciamiento de 2.5 cm y una inclinación de 45°, remueven eficientemente los sólidos gruesos, mientras que el desarenador, con una relación largo/ancho de 5:1 y una velocidad de flujo de 0.3 m/s, elimina partículas sedimentables, protegiendo los equipos posteriores.
- **Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA):** Constituye el núcleo del sistema, con una altura útil de 4.5 m y un área de 23 m². Su tiempo de retención hidráulico (TRH) de 8 horas permite la remoción del 75% de la Demanda

Bioquímica de Oxígeno (DBO5) y la generación de **76 m³/día de biogás**, contribuyendo a la sostenibilidad energética.

- **Humedal Artificial de Flujo Superficial (HAFS):** Con un área de 1,568 m² y una profundidad de 0.6 m, maneja eficientemente caudales de hasta 350 m³/día, complementando la remoción de nutrientes y patógenos mediante procesos naturales.

Este dimensionamiento asegura que el STAR cumpla con las demandas actuales y futuras del complejo habitacional, con equipos funcionales y adecuados para el contexto local.

5.2.2. Eficiencia global del sistema

El STAR alcanza una **remoción global del 97%** para los principales parámetros de calidad de aguas residuales: DBO5, Demanda Química de Oxígeno (DQO) y Sólidos Suspendidos Totales (SST). Inicialmente, las concentraciones eran de **758 mg/L (DBO5), 1808 mg/L (DQO) y 937 mg/L (SST)**, las cuales se redujeron a **14 mg/L, 71 mg/L y 13 mg/L**, respectivamente, gracias a la integración de tecnologías complementarias en el sistema.

- **Pretratamiento:** Logra remociones del 22.5% en SST y DBO5, reduciendo la carga orgánica en las etapas posteriores.
- **Tratamiento primario:** A través del sedimentador, elimina hasta el 58% de los SST y el 35% de la materia orgánica.
- **Tratamiento secundario (RAFA):** Remueve el 75% de la DBO5 y DQO restantes, además de generar biogás como recurso energético.
- **Humedal artificial:** Complementa la remoción con eficiencias del 70% en SST, 80% en DBO5 y la eliminación del 99% de coliformes fecales.

Este desempeño asegura la eliminación eficiente de contaminantes, combinando procesos tecnológicos avanzados con métodos naturales y de bajo costo, adaptados a las condiciones locales.

5.2.3. Cumplimiento con normas de vertido

El sistema cumple plenamente con los límites establecidos en el Decreto 21-2017, que regula los vertidos de efluentes tratados en Nicaragua. Los valores finales de **DBO5 (14 mg/L), DQO (71 mg/L) y SST (13 mg/L)** están por debajo de los máximos permitidos (**110 mg/L, 220 mg/L y 80 mg/L**, respectivamente). Esto asegura que el efluente tratado puede descargarse de manera segura en cuerpos receptores sin afectar la calidad del agua ni los ecosistemas.

El cumplimiento normativo no solo valida la eficacia técnica del sistema, sino que también lo respalda como una solución ambiental y legalmente viable para comunidades con necesidades similares.

5.2.4. Impacto económico y ambiental

Desde una perspectiva económica, el STAR demuestra ser rentable y accesible. El costo estimado de tratamiento es de **\$0.07 USD/m³**, significativamente menor que el promedio de **\$0.13 USD/m³** ofrecido por ENACAL. Además, el uso de tecnologías de bajo mantenimiento, como los humedales, y la generación de biogás reducen los costos operativos, fortaleciendo la sostenibilidad financiera del proyecto.

En términos ambientales, el sistema no solo reduce contaminantes, sino que también contribuye a la biodiversidad y a la gestión sostenible de recursos. La producción de biogás refuerza su perfil energético sostenible, mientras que el humedal artificial mejora la integración paisajística y la biodiversidad local.

5.2.5. Replicabilidad del proyecto

El diseño del STAR, adaptado a las condiciones locales, es un modelo replicable en otras comunidades urbanas y rurales de Nicaragua. Su bajo costo, alta eficiencia y cumplimiento normativo lo convierten en una solución escalable que puede ser implementada en iniciativas gubernamentales o privadas, contribuyendo significativamente al saneamiento sostenible del país.

El STAR diseñado para el Complejo Habitacional de Viviendas Sociales en el Municipio de Ciudad Sandino es una solución integral que combina eficiencia técnica, sostenibilidad ambiental, rentabilidad económica y cumplimiento normativo.

Este proyecto no solo responde a las demandas actuales del complejo habitacional, sino que también ofrece un modelo replicable para enfrentar desafíos similares en otras localidades.

Su diseño y desempeño demuestran que es posible implementar sistemas de tratamiento adaptados al contexto local, con impactos positivos en la calidad de vida y la protección de los recursos hídricos en Nicaragua.

VI. CONCLUSIONES

1.- Se determinaron los parámetros iniciales del agua residual mediante estimaciones basadas en datos promedios ampliamente aceptados, debido a la imposibilidad de realizar análisis de laboratorio. Se emplearon el método de **Crites y Tchobanoglous** y valores típicos de concentración para Managua según el INAA, obteniendo valores representativos de **758 mg/L para DBO5, 1808 mg/L para DQO y 937 mg/L para SST**, junto con concentraciones de coliformes fecales de **10⁷ organismos/100 mL**. Estos valores fundamentaron el diseño técnico del sistema, asegurando su capacidad para alcanzar los niveles de remoción requeridos por la normativa nacional.

2.- El análisis de la demanda del servicio, basado en proyecciones demográficas y dotaciones normativas, estimó un caudal promedio de **305 m³/día** para el año base, con un caudal máximo proyectado de **380.8 m³/día** para el horizonte de diseño (2048). Este cálculo, corregido para evitar sobreestimaciones, garantiza que el sistema sea sostenible y funcional tanto en condiciones actuales como futuras, considerando el crecimiento poblacional esperado.

3.- Los elementos principales del STAR diseñados son los siguientes:

- El **Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA)**, con una altura útil de **4.5 m**, un área de **23 m²** y un TRH de **8 horas**, permite una remoción del **75% de la DBO5**, además de generar **76 m³/día de biogás** como subproducto energético.
- El **humedal artificial de flujo superficial**, con un área de **1,568 m²** y una profundidad de **0.6 m**, complementa el tratamiento al remover un **70% de SST**, un **80% de DBO5**, y un **99% de coliformes fecales**, asegurando la calidad del efluente.
- Los equipos de pretratamiento (rejillas y desarenadores) lograron remociones iniciales del **22.5% en SST y DBO5**, protegiendo los componentes posteriores del sistema y reduciendo la carga orgánica.

4.- El sistema alcanzó eficiencias globales que permiten cumplir con los límites establecidos en el Decreto 21-2017:

- **DBO5:** de **758 mg/L** a **14 mg/L (98% de remoción)**.
- **DQO:** de **1808 mg/L** a **71 mg/L (96% de remoción)**.
- **SST:** de **937 mg/L** a **13 mg/L (98% de remoción)**.

Estos parámetros aseguran que el efluente tratado sea seguro para su descarga en cuerpos receptores, protegiendo los recursos hídricos locales y cumpliendo con las regulaciones nacionales.

VII. RECOMENDACIONES

1. Una vez que el sistema esté en operación, es crucial realizar un seguimiento inicial intensivo para comparar los parámetros reales del agua residual (caudal, DBO, DQO, SST, etc.) con las estimaciones teóricas. Esto permitirá ajustar las operaciones, identificar áreas de mejora y garantizar que el sistema alcance las eficiencias proyectadas.
2. Antes de poner en funcionamiento el sistema completo, se recomienda implementar una fase piloto o de prueba controlada para observar el comportamiento de los equipos bajo condiciones reales. Esto permitirá detectar posibles ajustes necesarios en las unidades de tratamiento y confirmar la viabilidad del diseño teórico.
3. Se debe diseñar e implementar un programa de monitoreo que contemple la toma de muestras periódicas, análisis de laboratorio y la evaluación de parámetros clave para garantizar el cumplimiento de las normativas de vertido. Este sistema debe incluir registros detallados que permitan evaluar el desempeño del sistema y tomar decisiones informadas para mejorar su operación.
4. Se recomienda elaborar un manual detallado que incluya los procedimientos para la operación, el mantenimiento preventivo y correctivo de cada unidad del sistema, los protocolos de monitoreo de calidad del efluente y las acciones frente a emergencias. Este documento debe ser entregado al personal encargado del sistema y ser utilizado como una herramienta clave para garantizar la sostenibilidad y el cumplimiento normativo.

VIII. BIBLIOGRAFÍA

- Administración Alcaldía De Managua . (08 de Junio de 2016). *Manejo de la cuenca sur*. Obtenido de <https://www.managua.gob.ni/es/2016/06/08/manejo-de-la-cuenca-sur/>
- Agencia de Cooperación Internacional del Japón. (2010). *Proyecto de evaluación de los múltiples riesgos en la cuenca sur del lago de Managua*. Managua. Obtenido de https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwiXiaOijpqCAxWFTTABHR3PBpKQFnoECBwQAQ&url=https%3A%2F%2Fwww.jica.go.jp%2Fnicaragua%2Fespanol%2Factivities%2Fc8h0vm0000emsw8d-att%2Factivities_10.pdf&usg=AOvVaw26NA8oNh
- Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos. (14 de Junio de 2023). *Contaminación por nutrientes*. Obtenido de EPA: <https://espanol.epa.gov/espanol/contaminacion-por-nutrientes>
- Aguirre Rivero, A. (2016). *Ficha Municipal Ciudad Sandino*. Recuperado el 16 de Septiembre de 2023, de <https://silo.tips/download/ficha-municipal-nombre-del-departamento-fecha-de-fundacion-extension-territorial>
- Alvarado, R., & Villanueva, R. (2017). "Evaluación de la Remoción de Carga Orgánica del Nuevo Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales (STAR) de la ciudad de Somoto, Madriz, Nicaragua. *Trabajo Monográfico para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil*. Universidad Nacional de Ingeniería, Managua.
- American Public Health Association. (1992). *Métodos Normalizados Para el Análisis de Aguas Potable y Residuales*. Madrid, España: Ediciones Díaz de Santos, S.A.
- Andaluza, F. P., & CENTA. (2015). *Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales*. Estado Plurinacional de Bolivia, Bolivia.
- Arkhangelski. (1935).
- Baldizón, M. E. (2021). *Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente Híbrido + Humedal Para Tratamiento de Aguas Residuales en Urbanizaciones*. Universidad Nacional de Ingeniería, PIENSA, Managua.
- Banco Central de Nicaragua. (Enero de 2017). *Cartografía Digital y Censo de Edificaciones. Cabecera Municipal de Ciudad Sadino*. Obtenido de https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwiry_6mlZqCAxX4QjABHdxEC6sQFnoECBcQAQ&url=https%3A%2F%2Fwww.bcn.gob.ni%2Fsites%2Fdefault%2Ffiles%2Fcartografia%2FCiudad_Sandino.pdf&usg=AOvVaw0ZPVC0Q_aFSeoK5pRMvnQl&op

- Belzona. (2010). *Tratamiento de Aguas Residuales*. Belzona Inc.
- Burns and Roe, Inc. (Octubre de 1971). *Process Design Manual for Suspended Solids Removal*. Obtenido de Environmental Protection Agency: <https://nepis.epa.gov/Exe/ZyNET.exe/91023CCC.txt?ZyActionD=ZyDocument&Client=EPA&Index=Prior%20to%201976&Docs=&Query=&Time=&EndTime=&SearchMethod=1&TocRestrict=n&Toc=&TocEntry=&QField=&QFieldYear=&QFieldMonth=&QFieldDay=&UseQField=&IntQFieldOp=0&ExtQField>
- Cáceres Silva, G. V. (2019). *AISLAMIENTO, CARACTERIZACIÓN E IDENTIFICACIÓN DEL CONSORCIO MICROBIANO CON POTENCIAL DEGRADATIVO DE CROMO*. Obtenido de <http://tesis.ucsm.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/UCSM/9504/42.0224.IB.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Cárdenas Calvachi, G. L., & Sánchez Ortiz, I. A. (Junio de 2013). Nitrógeno en aguas residuales: orígenes, efectos y mecanismos de remoción para preservar el ambiente y la salud pública. *Universidad y Salud*, XXV(1).
- Choquehuanca, J. (2011). *El desarenador*. Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo.
- CONAGUA. (2011). Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Reactores Anaerios de Flujo Ascendente. *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. CONAGUA, Coyoacán.
- Dávila Chávez, K. M., Muñoz López, L. J., & Gómez Castillo, C. A. (23 de Noviembre de 2013). *Diagnóstico del municipio de Ciudad Sandino, Pasado y Pervivencia*. Recuperado el 18 de Septiembre de 2023, de <https://dokumen.tips/documents/diagnostico-del-municipio-de-ciudad-sandino-pasado-y-pervivencia.html>
- DNP Foundation. (2015). *Waste Water Guide for Engineer*. Recuperado el 14 de Septiembre de 2023, de Efficient Management of Wastewater: http://rcueslucknow.org/Link_Files/ENGINEERS_BOOK.pdf
- El-Khateeb, M. A., & El-Gohary, F. A. (2003). Combining UASB Technology and Constructed Wetland for Domestic Wastewater Reclamation and Reuse. *Water Supply*, 3(4), 201-208. Obtenido de https://www.academia.edu/24692680/Combining_UASB_technology_and_constructed_wetland_for_domestic_wastewater_reclamation_and_reuse
- Fandiño, H. (2017). Diseño preliminar de la planta de tratamiento de aguas residuales del municipio de La Esperanza de departamento norte de Santander en Colombia. *Trabajo de grado para optar al título de Ingeniería Ambiental en la modalidad de Pasantía*. Universidad Santo Tomás, Norte de Santander.
- Guía de la Zona Publicar. (2017). *Ciudad Sandino*. Recuperado el 17 de Septiembre de 2023, de

<https://emoralesrivas.files.wordpress.com/2018/09/ciudad-sandino-2017p-compressed.pdf>

Hermoza Gutiérrez, M. A. (2018). *DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE BIODEGRADACIÓN DE DIÉSEL EFECTUADA POR MICROORGANISMOS ACIDÓFILOS AISLADOS DE SUELOS CONTAMINADOS CON HIDROCARBUROS*. Obtenido de <http://tesis.ucsm.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/UCSM/8229/42.0193.IB.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Hernández, F. L. (2012). *Variaciones de los niveles estacionales del agua subterránea y Propiedades Hidráulicas de las unidades geológicas que se comportan como acuífero en el área Oeste de Managua*. Recuperado el 17 de Septiembre de 2023, de Repositorio UNAN Managua: <https://repositorio.unan.edu.ni/238/>

Hussain, M. (Diciembre de 2019). *Total Dissolve Salts (TDS)*. Recuperado el 15 de Septiembre de 2023, de Researchgate: https://www.researchgate.net/publication/338116937_Total_Dissolve_Salts_TDS

INAA. (2016). *Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales*. INAA.

INETER. (2022). *Cuencas Hidrográficas de Nicaragua bajo la metodología Pfafstetter*. Managua. Obtenido de https://www.proatas.org.ni/wp-content/uploads/2022/08/Album_Cuencas_Nic_res_reduc.pdf

López Sánchez, E. A., & Castrillo Gómez, E. A. (10 de Septiembre de 2017). *Evaluación de impacto ambiental del proyecto de ampliación de la planta de tratamiento de aguas residuales domesticas de Ciudad Sandino*. Obtenido de SIBIUNI: <https://ribuni.uni.edu.ni/2258/>

Medrano, M., & Moncada, M. (2013). *Prediseño de una planta de tratamiento para las aguas residuales procedentes de la industria textil s.a*. Managua.

Mendoza, C., & De la Cruz, S. (2022). *Hidráulica - Diseño de canaleta Parshall*. Minerva: AutanaBooks.

Moreno, D. (2017). *Diseño de Planta de tratamiento de aguas residuales compuesto por un reactor anaeróbico y biofiltros para el beneficio humedo de café: Finca La Esperanza, en el municipio de Dipilto, Nueva Segovia. Monografía*. Universidad Nacional de Ingeniería, Managua.

NTON 05 027-05. (22 de noviembre de 2005). *Normas Jurídicas de Nicaragua*. Obtenido de Normas Jurídicas de Nicaragua: <http://legislacion.asamblea.gob.ni/normaweb.nsf/9e314815a08d4a6206257265005d21f9/3b3583b8c7d4ee32062579bc007b7023?OpenDocument>

Parrales Espinoza, R., Ugarte Núñez, N., & Acosta Galeano, N. (2015). *Estimación del riesgo sísmico en el área urbana de Ciudad Sandino*. Recuperado el 17

de Septiembre de 2023, de Researchgate:
https://www.researchgate.net/publication/292977094_Estimacion_del_riesgo_sismico_en_el_area_urbana_de_Ciudad_Sandino

Perez Parra, J. A. (1981). *Manual de Tratamiento de Aguas*. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas, Medellín.

Pérez, J. A. (1981). *Manual de Tratamiento de Aguas*. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas, Medellín. Obtenido de https://repositorio.unal.edu.co/bitstream/handle/unal/2056/45_-_1_Prel_1.pdf?sequence=2&isAllowed=y

Ramírez Ramírez, A., & Benítez-Campo, N. (agosto de 2013). *TOLERANCIA Y REDUCCIÓN DE CROMO (VI) POR Bacillus cereus B1 AISLADO DE AGUAS RESIDUALES DE UNA CURTIEMBRE*. Obtenido de <https://bibliotecadigital.univalle.edu.co/bitstream/handle/10893/8808/TOLERANCIA%20Y%20REDUCCION%20DE%20CROMO.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Rincón, A., & Herrera, O. (2014). Esquema para el dimensionamiento de unidades de sedimentación de alta tasa de flujo ascendente. *Entre Ciencia e Ingeniería*, VIII(16), 29-40. Obtenido de <https://revistas.ucp.edu.co/index.php/entrecienciaeingenieria/index>

Rodríguez Pérez, C. (2003). Humedales Construidos. Estado del arte. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, XXIV(3), 42-48.

Rodríguez, P. (2008). *Hidráulica II*.

Rosales Obregón, M., & Vargas Solís, O. E. (2012). *Propuesta de Regeneración Urbana de la Plaza Padre Miguel, en la Zona I; del Municipio de Ciudad Sandino*. Tesis de grado, Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, Departamento de construcción, Managua. Obtenido de <https://repositorio.unan.edu.ni/162/1/89872.pdf>

Ruiz, I., Alvarez, J. A., Díaz, M. A., Serrano, L., & Soto, M. (2008). Municipal wastewater treatment in an anaerobic digester-constructed wetland system. *Environ Technology*, 29(11), 1249-1256. Obtenido de <https://pubmed.ncbi.nlm.nih.gov/18975857/>

Santiago Román, D. (2020). *Descripción y dimensionamiento de una estación de tratamiento de agua potable (ETAP)*. Tesis de grado, Universidad de Valladolid, Departamento de Ingeniería Química y Tecnología del Medio Ambiente, Valladolid.

Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2014). *Calidad del agua*. Recuperado el 14 de Septiembre de 2023, de El Medio Ambiente en México:
https://apps1.semarnat.gob.mx:8443/dgeia/informe_resumen14/06_agua/6_2_1.html

- Sistema de la Integración Centroamericana. (Enero de 2013). *Gestión de las Excretas y Aguas Residuales - SICA*. Recuperado el 10 de Agosto de 2023, de https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwjIqujn_9KAAXU8QzABHSI3CIUQFnoECDAQAQ&url=https%3A%2F%2Fwww.sica.int%2Fdownload%2F%3F79734&u sg=AOvVaw3BJtx0iXFloWZQgiBt_3ZF&opi=89978449
- Sotelo, G. (2002). *Hidráulica de canales*. México: Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Sousa, J. T., van Haandel, A., & Arruda Guimares, A. V. (Abril de 2000). Post treatment of the effluent from a UASB reactor using constructed wetlands systems. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, IV, 87-91. Recuperado el Septiembre de 2023, de https://www.researchgate.net/publication/262597485_Post_treatment_of_the_effluent_from_a_UASB_reactor_using_constructed_wetlands_systems?enrichId=rgreq-e0225dc3870c7473babdd8698476e0ca-XXX&enrichSource=Y292ZXJQYWdIOzI2MjU5NzQ4NTtBUzo0MjA0NDE4NzAwOTQzMzZAM
- Suárez López, J., Jácome Burgos, A., & Ures Rodríguez, P. (Junio de 2013). *Decantación Lamelar (FT-PRI-004)*. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/429981196/Decantacion-lamelar-pdf>
- Tchobanoglous, G. (2000). *Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones*. Colombia.
- UNESCO. (2019). *Calidad de Agua en Las Américas - Riesgos y Oportunidades*. Recuperado el 17 de Septiembre de 2023, de https://caps-nicaragua.org/media/adjuntos/Calidad_de_Agua_Nicaragua.pdf
- Universidad de las Américas Puebla. (2015). *udlap*. Obtenido de http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/hammeken_a_am/capitulo6.pdf
- Water Environment Federation. (2005). *Clarifier Design*. Obtenido de <https://dokumen.tips/documents/clarifier-design-wef-manual-of-practice-no-fd-8.html?page=1>

ANEXOS

ANEXO I: PARÁMETROS DE DISEÑOS DE LOS COMPONENTES DEL STAR

I.1. CANAL DE ENTRADA

Tabla A.I.1.

Coeficiente de Manning (n) para diferentes tipos de revestimiento

Tipo de revestimiento	Coeficiente (n)
Roca (con saliente y sinuosa)	0.035
Tierra	0.017
Mampostería seca	0.025
Concreto	0.013
Polietileno (PVC)	0.007

Nota. Hidráulica II (2008).

Tabla A.I.2.

Valores de borde libre en canales en función del caudal

Caudal (m³/s)	Borde Libre en canal revestido (m)
Menor a 0.50	0.30
Mayor a 0.50	0.40

Nota. Hidráulica II (2008).

Tabla A.I.3.

Valores de pendiente máxima de acuerdo al tipo de suelo

Tipo de suelo	S(1/1000)
Suelo Uniforme	0.05-0.2
Suelo suelto	0.5-1
Suelos francos	1.5-2.5
Suelo arcilloso	3.0-4.5

Nota. Hidráulica Canales (2002).

Tabla A.I.4.

Valores de ancho en el fondo y profundidad del agua en función del caudal

Q (pie³/s)	y (pie)	b (pie)
10	1.5	2
20	1.9	2.8
30	2	3.4
40	2.2	3.9
60	2.7	4.4

Nota. Hidráulica de Canales Abierto (2004).

I.2. REJILLAS

Según Valdez Rosales (2018) los parámetros para rejillas de limpieza manual son los siguientes:

Tabla A.I.5.

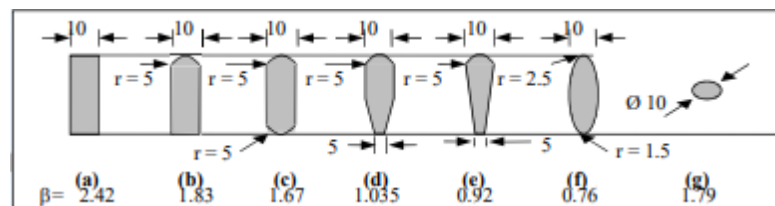
Criterios de diseño de rejillas

Parámetro	Símbolo	Unidad	Intervalo	Valor
Velocidad de aproximación	Va	m/s	0.3 - 0.6	0.45
Velocidad mínima*	V	m/s	0.3 - 0.6	0.6
Aceleración de la gravedad	G	m/s ²	9.8	-
Altura de seguridad	Hs	m	0.50	0.50
Espesor de la barra	e	mm	5-15	10
Ancho del canal	b	m	0.5	0.5
Separación entre barras	s	mm	15-50	20
Rejilla de inclinación**	θ	°	45-60	45
Pérdida máxima de carga admisible	Hf	m	0.015	0.015

Nota. * Reglamento Técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (2000) y **Normas para Estudio y Diseño de sistemas de agua potable y Disposición de Aguas Residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes.

Figura A.I.1.

Coeficiente de pérdidas para rejillas



Nota. RAS 2000

I.3. DESARENADOR

De acuerdo con la Fundación Pública Andaluza (2015) los parámetros de diseño de un desarenador estático son los siguientes:

Tabla A.I.6.

Criterios de diseño para desarenadores

Parámetro	Recomendación
Carga hidráulica a caudal máximo (m ³ /m ² /h)	≤70
Velocidad horizontal (m/s)	0.3
Tiempo de retención hidráulica a caudal máximo (min)	1 – 2
Longitud (m)	20 –25 veces la altura de la lámina de agua
Ancho mínimo (m)	0.30

Nota. Guía técnica para la selección y diseño de línea de tratamientos de aguas residuales (2015, p.219).

Tabla A.I.7.

Constante de área en función del diámetro de partícula

Diámetro D (mm)	a
D < 0.1 mm	51
0.1 mm < D < 1 mm	44
D > 1 mm	36

Nota. Choquehuanca (2011).

Tabla A.I.8.

Tipo de régimen de flujo

Tipo de flujo	Valores
Laminar	Re < 2000
Transicional	2000 < Re < 4000
Turbulento	Re > 4000

Nota. Choquehuanca (2011).

Tabla A.I.9.

Velocidades de sedimentación según diámetro de la Partícula

D (mm)	Vs (cm/s)
0.05	0.178
0.1	0.692
0.15	1.56
0.2	2.16

0.25	2.7
0.3	3.24
0.35	3.78
0.4	4.32
0.45	4.86
0.5	5.4
0.55	5.94
0.6	6.48
0.7	7.32
0.8	8.07
1	9.44
2	15.29
3	19.25
5	24.9

Nota. Arkhangelski (1935).

Tabla A.I.10.

Coeficiente de seguridad

Velocidad de escurrimiento (m/s)	K
0.2	1.25
0.3	1.5
0.5	2

Nota. Choquehuanca (2011).

I.4. CANALETA PARSHALL

Para el diseño de la canaleta Parshall se toman en cuenta los siguientes criterios:

Tabla A.I.11.

Fórmulas para canales Parshall

Ancho de la garganta (cm)	Ecuación	Capacidad (L/s)
2.5	$Q = 0.055H_a^{1.5}$	0.3 – 5
5.0	$Q = 0.110H_a^{1.5}$	0.6 – 13
7.6	$Q = 0.176H_a^{1.547}$	0.8 – 55
15.2	$Q = 0.381H_a^{1.58}$	1.5 – 110
22.9	$Q = 0.535H_a^{1.53}$	2.5 - 250
30.5	$Q = 0.690H_a^{1.522}$	3.1 – 455
45.7	$Q = 1.054H_a^{1.538}$	4.3 – 700
61.0	$Q = 1.426H_a^{1.5}$	12 – 950
91.4	$Q = 2.182H_a^{1.566}$	17 – 1400
121.9	$Q = 2.935H_a^{1.578}$	37 – 1900
152.4	$Q = 3.728H_a^{1.587}$	60 – 2400

Nota. Mendoza & De la Cruz (2022).

Figura A.I.2.

Dimensiones de la canaleta Parshall

W (cm)	A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	E (cm)	F (cm)	G (cm)	K (cm)	N (cm)	R (cm)	M (cm)	P (cm)	X (cm)	Y (cm)
2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9	-	-	50,0	0,8	1,3
5,1	41,4	40,6	13,5	21,4	35,6	11,4	25,4	2,2	4,3	-	-	70,0	1,6	2,5
7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	38,1	15,2	30,5	2,5	5,7	40,6	30,5	76,8	2,5	3,8
15,2	62,1	61,0	39,4	40,3	45,7	30,5	61,0	7,6	11,4	40,6	30,5	90,2	5,1	7,6
22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	61,0	30,5	45,7	7,6	11,4	40,6	30,5	108,0	5,1	7,6
30,5	137,2	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	50,8	38,1	149,2	5,1	7,6
45,7	144,9	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	50,8	38,1	167,6	5,1	7,6
61,0	152,5	149,6	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	50,8	38,1	185,4	5,1	7,6
91,5	167,7	164,5	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	61,0	38,1	222,3	5,1	7,6
122,0	183,0	179,5	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	61,0	45,7	271,1	5,1	7,6
152,5	198,3	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	61,0	45,7	308,0	5,1	7,6
182,8	213,5	209,0	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	61,0	45,7	344,2	5,1	7,6
213,5	228,8	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	61,0	45,7	381,0	5,1	7,6
244,0	244,0	239,2	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	61,0	45,7	417,2	5,1	7,6
305,0	274,5	427,0	366,0	475,9	122,0	91,5	183,0	15,3	34,3	-	-	-	30,5	22,9

Nota. Mendoza & De la Cruz (2022).

Tabla A.I.12.

Canaleta Parshall con descarga libre

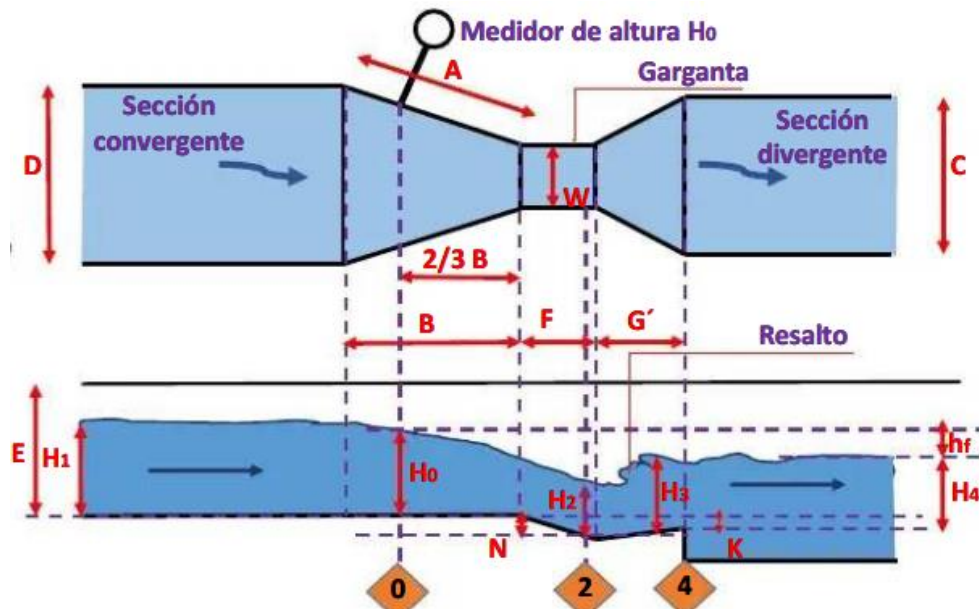
Ancho de la garganta (W mm)	Sumergenci a máxima permitida (S%)	Ancho de la garganta (W m)	Sumergenci a máxima permitida (S%)	Ancho de la garganta (W m)	Sumergenci a máxima permitida (%S)
25.4	50	0.3048	70	2.4383	70
50.8	50	0.4572	70	3.0480	80
76.4	50	0.6096	70	3.6580	80
152.4	60	0.9144	70	4.5720	80
228.6	60	1.2192	70	6.0960	80
		1.5240	70	7.6200	80
		1.8288	70	9.1440	80
		2.1336	70	12.1292	80
				0	
			70	15.2400	80

S < Smáx Canaleta Parshall con descarga libre
S > Smáx Canaleta Parshall con descarga ahogada

Nota. Mendoza & De la Cruz (2022).

Figura A.I.3.

Partes del canal Parshall



Nota. Mendoza & De la Cruz (2022).

I.5. SEDIMENTADOR PRIMARIO

Según INAA los posibles valores de criterios de diseño para un sedimentador primario son los siguientes:

Tabla A.I.13.

Criterios de diseño para sedimentadores

Parámetro	Valor Intervalo	Típico
Sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario		
Tiempo de detención, h	1.50 – 2.50	2.00
Carga superficial, m^3/m^2h		
A caudal medio	1.35 – 2.05	
A caudal máximo	3.40 – 5.10	4.25
Dimensiones		
Circular:		
Profundidad, m	3.00 – 4.50	3.60
Diámetro, m	3 – 60	12 – 45

Nota. Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales

I.6. REACTOR ANAERÓBICO DE FLUJO ASCENDENTE

CONAGUA (2011), indica las siguientes recomendaciones para el diseño del separador gas-líquido-sólido:

Tabla A.I.14.

Directrices para determinar el área de influencia de las distribuciones de flujo en un RAFA

Tipo de lodo	Carga aplicada DQO/m³	orgánica (kg de	Área de influencia de cada distribuidor (m³)
Lodo denso y floculante (concentración >40 kg SST/m ³)	<1.0 1-2 >2		0.5-1 1-2 2-3
Lodo medio floculante (concentración 20 a 40 kg SST/m ³)	<1-2 >3		1-2 2-5
Lodo granular	1-2 2-4 >4		0.5-1 0.5-2 >2

Nota. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (2011)

I.7. SEDIMENTADOR LAMELAR

Tabla A.I.15.

Factor de eficiencia según tipo de celda

Tipo de celda	Valor de S
Tubos circulares	4/3
Conductos cuadrados	11/8
Conductos hexagonales	1
Placas onduladas paralelas	1
Placas planas paralelas	1

Nota. Tratamiento de Aguas por Jorge A. Pérez p.130

Tabla A.I.16.

Parámetros de diseño de sedimentadores de alta tasa

Símbolo	Parámetro	Valor
Cs	Carga Superficial	60-180 m/d
tp	Tiempo de retención en placas	8 a 25 min
θ	Inclinación de placas	60°

d	Distancia entre placas	5 cm
----------	------------------------	------

Nota. Esquema para el dimensionamiento de unidades de sedimentación de alta tasa (2014)

I.8. HUMEDAL ARTIFICIAL

Tabla A.I.17.

Valores de porosidad para humedales artificiales

Características del humedal	Valor	Referencia
Sin vegetación	1.0	U. S. EPA (2000)
Completamente colonizado por la vegetación	0.65 – 0.75	U. S. EPA (2000)
Con vegetación completamente densa (0.65) hasta vegetación menos madura (0.75)	0.65 – 0.75	Reed et al., 1995, citado por U. S. EPA (2000)
Con vegetación poco densa	0.95 – 1.0	Kadlec y Knight, 1996, citados por U. S. EPA (2000)
Con vegetación madura	0.75	Gearheart, 1997, citado por U. S. EPA (2000)

Nota. Tabla tomada de Humedales artificiales como alternativas para el tratamiento terciario de efluentes de planta de beneficio de palma de aceite (2022).

I.9. LECHO DE SECADO

Tabla A.I.18.

Características de los lodos producidos y desechados por la fase líquida (dirigidos al tratamiento de lodos)

Wastewater treatment system	Characteristics of the sludge produced and wasted from the liquid phase (directed to the sludge treatment stage)			
	kgSS/ kgCOD applied	Dry solids content (%)	Mass of sludge (gSS/ inhabitant-d) (a)	Volume of sludge (L/ inhabitant-d) (b)
Primary treatment (conventional)	0.35–0.45	2–6	35–45	0.6–2.2
Primary treatment (septic tanks)	0.20–0.30	3–6	20–30	0.3–1.0
Facultative pond	0.12–0.32	5–15	12–32	0.1–0.25
Anaerobic pond – facultative pond				
• Anaerobic pond	0.20–0.45	15–20	20–45	0.1–0.3
• Facultative pond	0.06–0.10	7–12	6–10	0.05–0.15
• Total	0.26–0.55	–	26–55	0.15–0.45
Facultative aerated lagoon	0.08–0.13	6–10	8–13	0.08–0.22
Complete-mix aerated – sedim. pond	0.11–0.13	5–8	11–13	0.15–0.25
Septic tank + anaerobic filter				
• Septic tank	0.20–0.30	3–6	20–30	0.3–1.0
• Anaerobic filter	0.07–0.09	0.5–4.0	7–9	0.2–1.8
• Total	0.27–0.39	1.4–5.4	27–39	0.5–2.8
Conventional activated sludge				
• Primary sludge	0.35–0.45	2–6	35–45	0.6–2.2
• Secondary sludge	0.25–0.35	0.6–1	25–35	2.5–6.0
• Total	0.60–0.80	1–2	60–80	3.1–8.2
Activated sludge – extended aeration	0.50–0.55	0.8–1.2	40–45	3.3–5.6
High-rate trickling filter				
• Primary sludge	0.35–0.45	2–6	35–45	0.6–2.2
• Secondary sludge	0.20–0.30	1–2.5	20–30	0.8–3.0
• Total	0.55–0.75	1.5–4.0	55–75	1.4–5.2
Submerged aerated biofilter				
• Primary sludge	0.35–0.45	2–6	35–45	0.6–2.2
• Secondary sludge	0.25–0.35	0.6–1	25–35	2.5–6.0
• Total	0.60–0.80	1–2	60–80	3.1–8.2
UASB reactor	0.12–0.18	3–6	12–18	0.2–0.6
UASB + aerobic post-treatment (c)				
• Anaerobic sludge (UASB)	0.12–0.18	3–4	12–18	0.3–0.6
• Aerobic sludge (post-treatment) (d)	0.08–0.14	3–4	8–14	0.2–0.5
• Total	0.20–0.32	3–4	20–32	0.5–1.1

Nota. (p.5) Biological Wastewater Treatment Series. Sludge Treatment and Disposal por Andreoli, von Sperling and Fernandes.

Tabla A.I.19.

Artículo 26 para aguas residuales domésticas del decreto 21-2017

Artículo 26. De los vertidos provenientes de los Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales de Tipo Doméstico. Los vertidos provenientes de los sistemas de tratamiento de aguas residuales de tipo doméstico, que sean descargados a los cuerpos receptores, deberán cumplir los rangos y valores máximos permisibles siguientes:

Parámetro	Rangos y Valores Máximos Permisibles
Ph	6 – 9
Sólidos Suspendedos Totales (mg/l)	80
Sólidos Sedimentables (ml/l)	1
Materia Flotante	Ausente
DBO ₅ (mg/l)	110
DQO (mg/l)	220
Nitrógeno Total (mg/l)	30
Fósforo Total (mg/l)	10
Aceites y Grasas Totales (mg/l)	15

***Se excluyen del monitoreo los sistemas de tratamientos de aguas residuales individuales de tipo doméstico de hasta treinta (30) personas.**

Nota. Decreto 21-2017

ANEXO II: MEMORIA DE CÁLCULO

II.1. DISEÑO DEL CANAL DE ENTRADA

Radio Hidráulico

$$R_h = \frac{b * y}{b + 2y} = \frac{(0.4m) * (0.55m)}{(0.4 m) + 2 * (0.55m)} = 0.164 m$$

Velocidad de Agua en Canal

$$u = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{0.013} * (0.164m)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{0.2}{1000}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.33 \frac{m}{s}$$

Área de la Sección Transversal Mojada

$$A = \frac{Q_{máx}}{u} = \frac{\left(0.0044 \frac{m^3}{s}\right)}{0.33 \frac{m}{s}} = 0.014 m^2$$

Altura Efectiva

$$h = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{(0.014 m^2)}{2}} = 0.08 m$$

Altura Total del Canal

$$H = h + B.L = 0.08 m + 0.30 m = 0.38 m$$

II.2. DISEÑO DE REJILLAS

Área de Canal

$$A = W * y = (0.16 m) * (0.08m) = 0.014 m^2$$

Velocidad antes de la reja

$$V = \frac{Q_{máx}}{A} = \frac{\left(0.0044 \frac{m^3}{s}\right)}{(0.014 m^2)} = 0.33 \frac{m}{s}$$

Longitud de la reja

$$L = \frac{y + B.L.}{\text{sen}(45^\circ)} = \frac{(0.08 m) + (0.30 m)}{\text{sen}(45^\circ)} = 0.54 m$$

Número de barras

$$n = \frac{W - C}{c + dv} = \frac{(0.16 \text{ m}) - (0.025 \text{ m})}{(0.025 \text{ m}) + (0.005 \text{ m})} = 5 \text{ barras}$$

Número de espacios

$$N + 1 = 5 \text{ barras} + 1 = 6 \text{ barras}$$

Velocidad de acercamiento a la reja

$$Va = \frac{Q_{\text{máx}}}{(W - dv)y} = \frac{\left(0.0044 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right)}{(0.16 \text{ m} - 0.005 \text{ m}) * (0.08 \text{ m})} = 0.34 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Área de barra

$$Ar = n * dv * y = (5 \text{ barras}) * (0.005 \text{ m}) * (0.08 \text{ m}) = 0.002 \text{ m}^2$$

Velocidad a través de la reja

$$Vr = \frac{Q_{\text{máx}}}{A - Ar} = \frac{\left(0.0044 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right)}{(0.014 - 0.002) \text{ m}^2} = 0.38 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Pérdidas hidráulicas

$$h_L = \frac{1(Vr^2 - Va^2)}{0.7(2g)} = \frac{1\left(\left(0.38 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 - \left(0.34 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2\right)}{0.7\left(2 * \left(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right)\right)} = 0.0023 \text{ m}$$

II.3. DESARENADOR

Velocidad de escurrimiento o de flujo

$$Va = a\sqrt{d} = (44)\sqrt{(0.575 \text{ mm})} = \frac{33.36 \frac{\text{cm}}{\text{s}}}{100} = 0.3336 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Velocidad de sedimentación

Interpolación mediante Excel para partícula de diámetro de 0.575 mm con la Tabla 58.

Interp.	d (mm)	Vs (cm/s)
1	0.55	5.94
2	0.575	Vs
3	0.6	6.48

$$V_s = 6.48 - \frac{(6.48 - 5.94) * (0.6 - 0.575)}{(0.6 - 0.55)} = \frac{6.210 \frac{cm}{s}}{100} = 0.0621 \frac{m}{s}$$

Número de Reynolds

$$Re = \frac{V_s * d}{\eta} = \frac{\left(6.21 \frac{cm}{s}\right) * (0.0575 \text{ cm})}{\left(0.01005 \frac{cm^2}{s}\right)} = 35.53 = \text{Laminar}$$

Coefficiente de Arrastre

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.340 = \frac{24}{35.53} + \frac{3}{\sqrt{35.53}} + 0.34 = 1.518$$

Velocidad de Sedimentación en la Zona de Transición

$$V'_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{g}{C_D} (\rho_s - 1) * d} = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{\left(981 \frac{cm}{s^2}\right)}{1.518} \left(2.65 \frac{g}{cm^3} - 1\right) * (0.0575 \text{ cm})}$$

$$= \frac{9.03 \frac{cm}{s}}{100}$$

$$V'_s = 0.0903 \frac{m}{s}$$

Área Superficial

$$A_s = \frac{Q_{m\acute{a}x} * C_{seg}}{V'_s} = \frac{\left(0.0044 \frac{m^3}{s}\right) * (1.8)}{\left(0.0903 \frac{m}{s}\right)} = 0.09 \text{ m}^2$$

Profundidad de la cámara de sedimentación

$$H_s = \frac{A_s}{B} = \frac{0.09 \text{ m}^2}{0.5 \text{ m}} = 0.18 \text{ m}$$

Altura total del desarenador

$$H = H_s + H_{canal} = 0.18 \text{ m} + 0.38 \text{ m} \approx 0.6 \text{ m}$$

Largo del desarenador

$$L = 5 * B = 5 * 0.5 \text{ m} = 2.5 \text{ m}$$

Tiempo de sedimentación

$$T_s = \frac{H}{V_s} = \frac{0.6 \text{ m}}{0.0903 \frac{m}{s}} = 8.98 \text{ s}$$

Volumen del desarenador

$$v = Hs * B * L = 0.18 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * 2.5 \text{ m} = 0.22 \text{ m}^3$$

Tiempo de Retención Hidráulica

$$TRH = \frac{v}{Q_{\text{máx}}} = \frac{0.22 \text{ m}^3}{0.0044 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} = 49.78 \text{ s}$$

Transición de Entrada

$$Lr = \frac{T_2 - T_1}{2 * \tan(\theta)} = \frac{(0.5 - 0.16) \text{ m}}{2 * \tan(12.5^\circ)} = 0.8 \text{ m}$$

Área Hidráulica

$$A = H * B = 0.6 \text{ m} * 0.5 \text{ m} = 0.27 \text{ m}^2$$

Carga Superficial

$$Cs = \frac{Q_{\text{máx}}}{A} = \frac{380.8 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{0.27 \text{ m}^2} = 1366 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{día}}$$

II.4. CANAL PARSHALL

Altura de Agua en la Sección Convergente H0

Con el tipo de caudal se seleccionó la ecuación de la Tabla 60 y despejó para encontrar H0:

$$H_0 = \left(\frac{0.0044 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.055} \right)^{\frac{1}{1.5}} = 0.185 \text{ m}$$

Ancho del canal en la sección Ha

$$D' = \frac{2}{3} (D - W) + W = \frac{2}{3} (0.168 \text{ m} - 0.025 \text{ m}) + 0.025 \text{ m} = 0.12 \text{ m}$$

Velocidad en la sección Ha

$$V_0 = \frac{Q_{\text{máx}}}{(H_0 * D')} = \frac{0.0044 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{(0.185 \text{ m} * 0.12 \text{ m})} = 0.197 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Caudal específico en la garganta

$$q = \frac{Q_{\text{máx}}}{W} = \frac{0.0044 \frac{m^3}{s}}{0.025 m} = 0.176 \frac{m^3}{s * m}$$

Carga hidráulica disponible en la garganta

$$E_o = \frac{V_o^2}{2g} + H_o + N = \frac{\left(0.197 \frac{m}{s}\right)^2}{2 * \left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} + 0.185 m + 0.029 m = 0.216 m$$

Altura en la sección de la garganta H2

$$H_2 = E_2 - \frac{q^2}{2g * H_2^2}$$

Teniendo en cuenta que $E_o = E_2$

$$H_2 = 0.216 m - \frac{\left(0.176 \frac{m^3}{s * m}\right)^2}{2 * \left(9.81 \frac{m}{s^2}\right) * H_2^2}$$

$$H_2 = 0.216 m - \frac{0.0016 m}{H_2^2}$$

$$\frac{0.0016 m}{H_2^2} = 0.216 m - H_2$$

$$0.0016 m = H_2^2 * (0.216 m - H_2)$$

$$0.0016 m = 0.216 H_2^2 - H_2^3$$

$$H_2^3 - 0.216 H_2^2 + 0.0016 = 0$$

Esta ecuación cúbica se resolvió con la función “Buscar Objetivo” de Excel, dando un resultado de 0.11.

$$H_2 = 0.11 m$$

Velocidad en la sección de la garganta H2

$$V_2 = \frac{q}{H_2} = \frac{0.176 \frac{m^3}{s * m}}{0.11 m} = 1.60 \frac{m}{s}$$

Sumergencia en la canaleta Parshall

$$S = \frac{H_2}{H_o} * 100 = \frac{0.11 m}{0.185 m} * 100 = 59.17\%$$

Número de Froude

$$F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g * H_2}} = \frac{1.60 \frac{m}{s}}{\sqrt{\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right) * (0.11 m)}} = 1.54$$

Altura de Agua en el Resalto

$$H_3 = \frac{H_2}{2} [(1 + 8F_2^2)^{0.5} - 1] = \frac{0.11 m}{2} [(1 + 8 * (1.54)^2)^{0.5} - 1] = 0.1912 m$$

Velocidad en el resalto

$$V_3 = \frac{q}{H_3} = \frac{0.176 \frac{m^3}{s * m}}{0.1912 m} = 0.921 \frac{m}{s}$$

Altura de Agua en la sección de salida

$$H_4 = H_3 - (N - K) = 0.1912 m - (0.029 m - 0.019 m) = 0.181 m$$

Velocidad en la sección de salida

$$V_4 = \frac{Q_{máx}}{C * H_4} = \frac{0.0044 \frac{m^3}{s}}{(0.093 m * 0.181 m)} = 0.261 \frac{m}{s}$$

Pérdida de carga en el resalto

$$h_f = H_o + k - H_4 = 0.185 m + 0.019 m - 0.181 m = 0.023 m$$

Tiempo de mezcla en el resalto

$$T = \frac{2G'}{V_3 + V_4} = \frac{2 * (0.203 m)}{0.921 \frac{m}{s} + 0.261 \frac{m}{s}} = 0.343 s$$

Gradiente de velocidad

$$G = \sqrt{\frac{y}{\mu}} * \sqrt{\frac{h_f}{T}} = (3114.64) * \sqrt{\frac{0.023 m}{0.343 s}} = 817.37 s^{-1}$$

II.5. DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO

Área superficial teórica

$$A_{ST} = \frac{Q}{V_s} = 305 m^3/d \times \frac{1 d}{24 h} \times 1.7 m^3/m^2/h = 7.475 m^2$$

Diámetro del sedimentador

$$\Phi = 2r = 2 * \sqrt{\frac{A_s}{\pi}} = 2 * \sqrt{\frac{7.475 \text{ m}^2}{\pi}} = 3.085 \text{ m}$$

Área superficial real

$$A_s = \pi \left(\frac{\Phi}{2} \right)^2 = \pi \left(\frac{3.085 \text{ m}}{2} \right)^2 = 7.475 \text{ m}^2$$

Tiempo de retención

$$t_0 = \frac{h}{V_s} = \frac{4.5 \text{ m}}{1.7 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}} = 2.64 \text{ h}$$

Diámetro de la zona de entrada en el centro del tanque

$$\Phi_{entrada} = 0.20 * \Phi = 0.20 * 3.085 \text{ m} = 0.617 \text{ m}$$

Altura de la tolva

$$h_{tolva} = \tan \theta * r = \tan 60 * \frac{3.085 \text{ m}}{2} = 2.672 \text{ m}$$

II.6. DISEÑO DEL REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE

Carga de DQO al afluente promedio

$$Lo = So * Q_{med} = \left(0.999 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * \left(305 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right) = 304.54 \frac{\text{kgDQO}}{\text{día}}$$

Volumen total del reactor

$$V = Q_{med} * t = \left(305 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right) * (0.333 \text{ día}) = 101.62 \text{ m}^3$$

Volumen de cada módulo

$$Vu = \frac{V}{N} = \frac{101.62 \text{ m}^3}{2} = 50.81 \text{ m}^3$$

Área de cada módulo

$$A = \frac{Vu}{H} = \frac{50.81 \text{ m}^3}{4.5 \text{ m}} = 11.29 \text{ m}^2$$

Ancho de módulo

$$A_{mod} = \sqrt{\frac{11.29 \text{ m}^2}{2}} = 2.40 \text{ m}$$

Ancho Total

$$a = 2 * A_{mod} = 2 * 2.40 \text{ m} = 4.8 \text{ m}$$

Largo de Reactor

$$l = \sqrt{A_{mod} * 2} = \sqrt{11.29 * 2} = 4.8 \text{ m}$$

Área de cada módulo correcto

$$A_{mc} = A_{mod} * l = 2.4 \text{ m} * 4.8 \text{ m} = 11.52$$

Área total correcta

$$A_t = N * A_{mc} = 2 * 11.52 \text{ m} = 23.04 \text{ m}^2$$

Volumen Total Correcto

$$V_t = A_t * H = 23.04 \text{ m}^2 * 4.5 \text{ m} = 103.68 \text{ m}^3$$

Tiempo de Retención Hidráulica corregido

$$t = \frac{V_t}{Q_{med}} = 103.68 \frac{\text{m}^3}{305 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}} = 0.34 \text{ día}$$

Carga hidráulica volumétrica

$$CHV = \frac{Q_{med}}{V} = \frac{\left(305 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}\right)}{(103.68 \text{ m}^3)} = 2.94 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3 * \text{día}}$$

Carga orgánica volumétrica

$$COV = \frac{Q_{med} * S_o}{V} = \frac{\left(305 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}\right) * \left(0.999 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)}{(103.68 \text{ m}^3)} = 2.94 \frac{\text{kgDQO}}{\text{m}^3 * \text{día}}$$

Velocidad de flujo ascendente

Para Caudal Medio

$$u = \frac{Q_{med}}{At} = \frac{\left(305 \frac{m^3}{día}\right)}{(25.405 m^2)} = 13.23 \frac{m}{día} * \frac{día}{24 h} = 0.50 \frac{m}{h}$$

Para Caudal Máximo

$$u = \frac{Q_{máx}}{At} = \frac{\left(380.5 \frac{m^3}{día}\right)}{(25.405 m^2)} = 16.53 \frac{m}{día} * \frac{día}{24 h} = 0.62 \frac{m}{h}$$

Número de tubos

$$Nd = \frac{At}{Ad} = \frac{23.04 m^2}{2 m^2} = 12 \text{ tubos}$$

Estimación de las eficiencias de remoción de la DQO del sistema

$$E_{DQO} = 100 * (1 - 0.68 * t^{-0.35}) = 100 * [1 - 0.68 * (8 h)^{-0.35}] = 67.16 \%$$

Estimación de las eficiencias de remoción de la DBO del sistema

$$E_{DBO} = 100 * (1 - 0.70 * t^{-0.50}) = 100 * [1 - 0.70 * (8 h)^{-0.50}] = 75.25 \%$$

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

$$C_{efl} = S_o - \frac{(E * S_o)}{100} = 0.999 \frac{kg}{m^3} - \frac{\left(67.16 * 0.999 \frac{kg}{m^3}\right)}{100} = 0.33 \frac{kgDQO}{m^3 * día}$$

$$C_{efl} = S_o - \frac{(E * S_o)}{100} = 0.382 \frac{kg}{m^3} - \frac{\left(75.25 * 0.382 \frac{kg}{m^3}\right)}{100} = 0.09 \frac{kgDBO}{m^3 * día}$$

Estimación de la producción del metano

$$DQO_{CH_4} = Q_{med} * [(S_o - C_{efl}) - Y_{obs} * S_o]$$

$$DQO_{CH_4} = 305 \frac{m^3}{día} * \left[\left(0.999 \frac{kg}{m^3} - 0.33 \frac{kgDQO}{m^3 * día} \right) - 0.21 \frac{kgDQO_{lodo}}{kgDQO_{app}} * 0.999 \frac{kg}{m^3} \right]$$

$$DQO_{CH_4} = 140.57 \frac{kgDQO}{día}$$

Constante cinética de producción de metano

$$K(t) = \frac{P + K_{DQO}}{[R * (273 + T)]} = \frac{1 \text{ atm} + 64 \frac{\text{kgDQO}}{\text{mol}}}{\left[0.08206 \frac{\text{atm} * \text{L}}{\text{mol} * \text{K}} * (273 + 22)\text{K}\right]} = 2.64 \frac{\text{kgDQO}}{\text{m}^3}$$

Producción de metano

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)} = 140.57 \frac{\text{kgDQO}}{\text{día}} * \frac{1}{2.64 \frac{\text{kgDQO}}{\text{m}^3}} = 53.17 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Estimación de la producción de biogás

$$Q_g = \frac{Q_{CH_4}}{0.70} = 53.17 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * \frac{1}{0.70} = 75.96 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} = 3.16 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

Número de Aberturas simples en lado más largo del reactor

$$N_{abl} = N * N_{sep} * A_{sep} = 1 * 2 * 2 = 4$$

Largo de cada abertura sencilla en el largo del reactor

$$L_{absen} = l - (2 * A_{aSim}) = 2.40 \text{ m} - (2 * 0.285 \text{ m}) = 4.23 \text{ m}$$

Largo total de aberturas sencillas en el largo del reactor

$$LT_{absenl} = N_{abl} * L_{absen-a} = 4 * 4.23 \text{ m} = 16.92 \text{ m}$$

Número de aberturas simples en el ancho del reactor

$$N_{aban} = N * N_{sep} * A_{sep} = 1 * 2 * 2 = 4$$

Largo total de aberturas sencillas en el ancho del reactor

$$LT_{aber} = N_{aban} * L_{absen-l} = 4 * 4.23 \text{ m} = 9.6 \text{ m}$$

Área Total de Aberturas

$$AT_{aber} = (LT_{absenl} + LT_{aber}) * A_{aSim} = (16.92 \text{ m} + 9.6 \text{ m}) * 0.285 \text{ m} = 7.5582 \text{ m}^2$$

Verificación de las velocidades a través de las aberturas

Velocidad aberturas para Qmed

$$u_{ab} = \frac{Q_{med}}{AT_{aber}} = 12.703 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} * \frac{1}{7.5582 \text{ m}^2} = 1.681 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

Velocidad aberturas para Qmáx

$$u_{ab} = \frac{Q_{máx}}{AT_{aber}} = \frac{15.869 \text{ m}^3}{\text{h}} * \frac{1}{7.5582 \text{ m}^2} = 2.10 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

Número de compartimientos de decantación

$$N_{deC} = N_{sep} * N = 1 * 2 = 2$$

Largo Total de decantadores

$$LT_{deC} = N_{deC} * L_{deC} = 2 * 4.8 \text{ m} = 9.6 \text{ m}$$

Ancho externo de cada colector de gas

$$A_{exc} = A_{cc} + (2 * 0.005) = 0.25 \text{ m} + 2 * 0.005 \text{ m} = 0.26 \text{ m}$$

Ancho útil de cada compartimiento de decantación

$$B_{de} = \frac{A_{mod} - (N_{sep} * A_{exc})}{N_{sep}} = \frac{2.4 \text{ m} - (1 * 0.26 \text{ m})}{1} = 2.14 \text{ m}$$

Área Total de decantadores

$$AT_{dec} = LT_{deC} * B_{de} = 9.6 \text{ m} * 2.14 \text{ m} = 20.544 \text{ m}^2$$

Verificación de las tasas de aplicación superficial en los decantadores

Velocidad de las tasas para Q_{med}

$$u_s = \frac{Q_{med}}{AT_{dec}} = 12.703 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} * \frac{1}{20.544} \text{ m}^2 = 0.62 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

Velocidad de las tasas para $Q_{m\acute{a}x}$

$$u_s = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{AT_{dec}} = \frac{15.869 \text{ m}^3}{\text{h}} * \frac{1}{20.544} \text{ m}^2 = 0.77 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

Ancho de la superficie inclinada del compartimiento de decantación

$$A_{supdec} = \left(\frac{B_{de}}{2} \right) - A_{asim} = \left(\frac{2.14 \text{ m}}{2} \right) - 0.285 \text{ m} = 0.785 \text{ m}$$

Área de sección 1

$$A_{dec1} = \frac{H_{supdec} * A_{supdec}}{2} = \frac{1.10 \text{ m} * 0.785 \text{ m}}{2} = 0.43 \text{ m}^2$$

Área de sección 2

$$A_{dec2} = (A_{asim}) * (H_{supdec}) = 0.285 \text{ m} * 1.10 \text{ m} = 0.31 \text{ m}^2$$

Área de sección 3

$$A_{dec3} = [2 * (A_{supdec} + A_{asim})] * [H_{supdec}] = [2 * (0.785 \text{ m} + 0.285 \text{ m})] * [0.4 \text{ m}] = 0.86 \text{ m}^2$$

Área total a lo largo de la profundidad del decantador

$$A_{dec} = (2 * A_{dec1}) + A_{dec2} + A_{dec3} = 0.43 \text{ m}^2 + 0.31 \text{ m}^2 + 0.86 \text{ m}^2 = 2.03 \text{ m}^2$$

Volumen total de decantadores

$$VT_{dec} = N_{deC} * L_{deC} * A_{dec} = 2 * 4.8 \text{ m} * 2.03 \text{ m}^2 = 19.52 \text{ m}^3$$

Pendiente de la superficie inclinada

$$P_{inc} = \tan^{-1} \frac{1.10 \text{ m}}{0.785 \text{ m}} = 54.49^\circ$$

Verificación de los Tiempos de retención hidráulica en los decantadores

Tiempo de retención hidráulica para Q_{med}

$$T_{dec} = \frac{VT_{dec}}{Q_{med}} = \frac{19.52 \text{ m}^3}{12.703 \frac{\text{m}^3}{h}} = 1.536 \text{ h}$$

Tiempo de retención hidráulica para $Q_{m\acute{a}x}$

$$T_{dec} = \frac{VT_{dec}}{Q_{m\acute{a}x}} = \frac{19.52 \text{ m}^3}{15.869 \frac{\text{m}^3}{h}} = 1.23 \text{ h}$$

Número de colectores de gas

$$N_{cg} = N_{sep} * N = 1 * 2 = 2$$

Largo de cada colector

$$l_{col} = L_{absen} - (2 * A_{supdec}) = 4.23 \text{ m} - (2 * 0.785 \text{ m}) = 2.66 \text{ m}$$

Largo total de colectores de gas

$$L_{tg} = N_{cg} * l_{col} = 2 * 2.66 \text{ m} = 5.32 \text{ m}$$

Área Total de colectores de gas, junto a la interfase L-G

$$AT_{col} = L_{tg} * A_{col} = 5.32 \text{ m} * 0.25 \text{ m} = 1.33 \text{ m}^2$$

Verificación de la tasa de Liberación de Biogás en los colectores

$$T_{LB} = \frac{Q_g}{AT_{col}} = \frac{3.16 \frac{\text{m}^3}{h}}{1.33 \text{ m}^2} = 2.38 \frac{\text{m}}{h}$$

Producción de lodo

$$Pl = Y * DQO_{app}(Lo) = 0.18 \frac{\text{kgSST}}{\text{kgDQO}_{app}} * \frac{304.54 \text{ kgDQO}}{\text{día}} = 54.818 \frac{\text{kgSST}}{\text{día}}$$

Volumen del lodo

$$Vl = \frac{Pl}{y * \left(\frac{C}{100}\right)} = \frac{54.818 \frac{kgSST}{día}}{\frac{1021kg}{m^3} * \left(\frac{4}{100}\right)} = 1.342 \frac{m^3}{día}$$

II.7. DISEÑO DEL SEDIMENTADOR LAMELAR

Longitud relativa

$$L = \frac{l}{E} = \frac{1.2m}{0.05m} = 24$$

Área útil

$$A = \frac{Q}{CS} = \frac{305 \text{ m}^3/d}{60 \text{ m/d}} = 5.083 \text{ m}^2$$

Velocidad promedio de sedimentación entre las placas

$$V_0 = \frac{CS}{\sin \theta} = \frac{60 \text{ m/d}}{\sin 60} = 69.282 \text{ m/d}$$

Longitud relativa en la zona de transición

$$L' = 0.013 \times V_0 \times \frac{E}{v} = 0.013 \times \frac{69.282m}{d} \times \frac{0.05 \text{ m}}{9.63 \times 10^{-7} \text{ m}^2/s} = 0.541$$

Longitud relativa corregida

$$Lc = L - L' = 24 - 0.541 = 23.459$$

Velocidad critica de sedimentación

$$V_{sc} = \frac{S \times V_0}{\sin \theta + Lc \times \cos \theta} = \frac{1 \times 69.282 \text{ m/d}}{\sin 60 + 23.459 \times \cos 60} = 5.501 \text{ m/d}$$

Numero de Reynolds

$$Re = \frac{V_0 \times E}{v} = \frac{69.282 \text{ m/d} \times 0.05 \text{ m}}{9.63 \times 10^{-7} \text{ m}^2/s} = 41.634$$

Tiempo de retención hidráulica en las celdas

$$TRH_{celdas} = \frac{l}{V_0} = \frac{1.2m}{69.282 \text{ m/d}} \times \frac{1 \text{ 440 min}}{1 \text{ d}} = 24.94 \text{ min}$$

Tiempo de retención hidráulica en la unidad

$$TRH = \frac{(A/2) \times H}{Q} = \frac{(5.083 \text{ m}^2/2) \times 3.5 \text{ m}}{305 \text{ m}^3/d} = 42 \text{ min}$$

Factor Epsilon

$$\varepsilon = \frac{e}{E + e} = \frac{0.009 \text{ m}}{0.05 \text{ m} + 0.009 \text{ m}} = 0.153$$

Área superficial

$$A_s = \frac{305 \text{ m}^3/d}{69.282 \text{ m/d} \times \sin 60 \times (1 - 0.153)} = 5.998 \text{ m}^2$$

Longitud sedimentador

$$L_s = \frac{A_s}{B} = \frac{5.998 \text{ m}^2}{2.4 \text{ m}} = 2.499 \text{ m}$$

Numero de placas

$$N = \frac{(L_s - l \times \cos \theta) \sin \theta + E}{E + e} = \frac{(2.499 \text{ m} - 1.2 \text{ m} \times \cos 60) \sin 60 + 0.05 \text{ m}}{0.05 \text{ m} + 0.009 \text{ m}}$$

$$N = 29 \text{ unidades}$$

Volumen de sedimentador

$$V_{sed} = Q \times TRH = 305 \frac{\text{m}^3}{d} \times \frac{1 d}{1440 \text{ min}} \times 42 \text{ min} = 8.896 \text{ m}^3$$

Altura útil de la lámina de agua en la unidad

$$h_{agua} = \frac{V_{sed}}{A_s} = \frac{8.896 \text{ m}^3}{5.998 \text{ m}^2} = 1.483 \text{ m}$$

Borde libre sobre la lámina de agua

$$bl = H - h_{agua} = 3.5 \text{ m} - 1.483 \text{ m} = 2.017 \text{ m}$$

II.8. DISEÑO DEL HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUPERFICIAL

Constante de velocidad

$$K_T = K_{20} \times \theta^{Tw-20} = 0.68 d^{-1} \times 1.06^{22-20} = 0.76 d^{-1}$$

Área superficial para SST

$$A_s = \frac{Q * \ln(C_0/C_e)}{K_T * y * n} = \frac{305 \text{ m}^3/d * \ln\left(\frac{45.93 \text{ mg/l}}{13.78 \text{ mg/l}}\right)}{0.76 d^{-1} * 0.45 \text{ m} * 0.9} = 1186.11 \text{ m}^2$$

Área superficial para DBO5

$$A_s = \frac{Q * \ln(C_0/C_e)}{K_T * y * n} = \frac{305 \text{ m}^3/d * \ln\left(\frac{68.34 \text{ mg/l}}{13.67 \text{ mg/l}}\right)}{0.76 d^{-1} * 0.45 \text{ m} * 0.9} = 1\,585.50 \text{ m}^2$$

Área superficial para DQO

$$A_s = \frac{Q * \ln(C_0/C_e)}{K_T * y * n} = \frac{305 \text{ m}^3/d * \ln\left(\frac{178.56 \text{ mg/l}}{71.42 \text{ mg/l}}\right)}{0.76 d^{-1} * 0.45 \text{ m} * 0.9} = 902.80 \text{ m}^2$$

Área superficial para N

$$A_s = \frac{Q * \ln(C_0/C_e)}{K_T * y * n} = \frac{305 \text{ m}^3/d * \ln\left(\frac{53.57 \text{ mg/l}}{26.78 \text{ mg/l}}\right)}{0.76 d^{-1} * 0.45 \text{ m} * 0.9} = 701.31 \text{ m}^2$$

Área superficial para P

$$A_s = \frac{Q * \ln(C_0/C_e)}{K_T * y * n} = \frac{305 \text{ m}^3/d * \ln\left(\frac{15.10 \text{ mg/l}}{6.79 \text{ mg/l}}\right)}{0.76 d^{-1} * 0.45 \text{ m} * 0.9} = 787.43 \text{ m}^2$$

Tiempo de retención hidráulica para el área mayor (DBO5)

$$TRH = \frac{\ln(C_0/C_e)}{K_T} = \frac{\ln\left(\frac{68.34 \text{ mg/l}}{13.67 \text{ mg/l}}\right)}{0.76 d^{-1}} = 2$$

Ancho

$$W = \sqrt{\frac{A_s}{n}} = \sqrt{\frac{1\,585.50 \text{ m}^2}{2}} = 28.16 \text{ m}$$

Longitud

$$L = n * W = 2 * 28.16 \text{ m} = 56.31 \text{ m}$$

Número de macrofitas necesarias

$$N_m = \left(\frac{L}{d_p} - 1\right) \left(\frac{W}{d_p} - 1\right) = \left(\frac{56.31 \text{ m}}{1 \text{ m}} - 1\right) \left(\frac{28.16 \text{ m}}{1 \text{ m}} - 1\right) = 1\,502 \text{ unidades}$$

II.9. DISEÑO DEL LECHO DE SECADO

Carga de sólidos que ingresa al sedimentador

$$C = \frac{Pf * cpc}{1000} = \frac{2\,722 \text{ hab} * 40 \text{ gr SS/hab} * \text{dia}}{1000} = 108.88 \text{ Kg de SS/dia}$$

Masa de solidos que conforman los lodos

$$Msd = (0.5 \times 0.7 \times 0.5 \times C) + (0.5 \times 0.3 \times C)$$

$$Msd = (0.5 \times 0.7 \times 0.5 \times 108.88 \text{ Kg de SS/dia}) + (0.5 \times 0.3 \times 108.88 \text{ Kg de SS/dia})$$

$$Msd = 35.39 \text{ Kg de SS/dia}$$

Volumen diario de lodos digeridos (lt/día)

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} \times \% \text{ sólidos}} = \frac{35.39 \text{ Kg de SS/dia}}{1.04 \text{ kg/lt} \times 4\%} = 850.63 \text{ Lt/dia}$$

Volumen de lodos a extraerse

$$Vol = \frac{Vld \times Td}{1000} = \frac{850.63 \frac{\text{Lt}}{\text{dia}} \times 30 \text{ dias}}{1000} = 25.52 \text{ m}^3$$

Área de lecho de secado

$$Als = \frac{Ha}{Vol} = \frac{25.52 \text{ m}^3}{0.40 \text{ m}} = 63.80 \text{ m}^2$$

Área unitaria

$$Au = \frac{Als}{\# \text{ de unidades}} = \frac{63.80 \text{ m}^2}{2} = 31.90 \text{ m}^2$$

Ancho de lecho de secado

$$w = \sqrt{\frac{Au}{2}} = \sqrt{\frac{31.90 \text{ m}^2}{2}} = 4 \text{ m}$$

Largo de lecho de secado

$$L = w \times 2 = 4 \text{ m} \times 2 = 8 \text{ m}$$

ANEXO III: EVALUACIÓN ECONÓMICA

Costos por Tratamiento con ENACAL

Tabla A.III.20.

Proyección de Costos con Tasa de ENACAL

Año	Población	Q_{med} (m3/año)	Q_{máx} (m3/año)	CC_{SST}	CC_{DQO}	Total U\$ Anual
2023	1619	66184.7	87130.8	81685.1	157535.5	\$15,170.09
2024	1653	67574.6	88759.2	83211.8	160479.9	\$15,453.62
2025	1688	68993.7	90419.4	84768.2	163481.6	\$15,742.67
2026	1723	70442.5	92112.0	86355.0	166541.7	\$16,037.35
2027	1759	71921.8	93837.5	87972.7	169661.6	\$16,337.78
2028	1796	73432.2	95596.7	89622.0	172842.3	\$16,644.08
2029	1834	74974.3	97390.3	91303.4	176085.2	\$16,956.35
2030	1873	76548.7	99219.0	93017.8	179391.4	\$17,274.73
2031	1912	78156.2	101083.3	94765.6	182762.3	\$17,599.33
2032	1952	79797.5	102984.2	96547.7	186199.1	\$17,930.28
2033	1993	81473.3	104922.3	98364.6	189703.2	\$18,267.71
2034	2035	83184.2	106898.3	100217.1	193275.9	\$18,611.76
2035	2078	84931.1	108913.1	102106.0	196918.7	\$18,962.54
2036	2121	86714.6	110967.3	104031.9	200632.9	\$19,320.21
2037	2166	88535.6	113061.9	105995.6	204420.0	\$19,684.89
2038	2211	90394.9	115197.7	107997.8	208281.5	\$20,056.74
2039	2258	92293.2	117375.4	110039.4	212218.8	\$20,435.89
2040	2305	94231.3	119595.9	112121.1	216233.6	\$20,822.49
2041	2353	96210.2	121860.1	114243.8	220327.3	\$21,216.71
2042	2403	98230.6	124168.8	116408.3	224501.7	\$21,618.68
2043	2453	100293.5	126523.1	118615.4	228758.2	\$22,028.57
2044	2505	102399.6	128923.7	120866.0	233098.6	\$22,446.54
2045	2557	104550.0	131371.7	123160.9	237524.6	\$22,872.74
2046	2611	106745.6	133867.9	125501.2	242038.0	\$23,307.36
2047	2666	108987.2	136413.5	127887.6	246640.4	\$23,750.56
2048	2722	111275.9	139009.3	130321.2	251333.8	\$24,202.51
TOTAL						\$502,752.17

Nota. Elaboración propia

ANEXO IV: PLANOS