



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL CASCO URBANO DEL
MUNICIPIO DE LA CONCEPCIÓN-MASAYA”**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Joáo Allan Espinoza Hernández
Br. Gimmy Adonis Hernández Narváez

Tutor

Ing. María Elena Baldizón Aguilar

Managua, Enero de 2021

Dedicatoria

Dedico el trabajo monográfico a DIOS, nuestro padre celestial por darme la vida, la fortaleza y el ánimo de seguir adelante.

A mi madre Diega María Hernández Franco por su amor, la confianza que me ha brindado y por la paciencia que me ha tenido. También por su apoyo moral, espiritual y económico. Por haber estado a mi lado siempre que la he necesitado.

A mis hermanos porque de cierta forma me han inspirado y motivado para culminar este trabajo.

Joáo Allan Espinoza Hernández

Dedicatoria

Se lo dedico a Dios, Jesús su hijo y al espíritu santo que me dio la vida, fuerza, sabiduría, inteligencia y paciencia para soportar este camino largo, difícil y duro.

A mi madre Tomasa Beatriz Narváez que en paz descansa y q en vida me otorgo todo el apoyo para poder lograr esta meta, mi padre Anastasio Hernández, Mis Hermanos y mi esposa que siempre han estado presente en todas las dificultades que se me han presentado. Por su apoyo moral, económico y mental que me han difundido para que yo lograra culminar mis estudios.

Y A todas las personas que de muchas maneras me han inspirado y empujado para poder lograr esta meta.

Gimmy Adonis Hernández Nárvaez

Agradecimiento

A Dios. Por habernos dado la vida, la fortaleza, salud, paciencia y sabiduría en todo el camino transcurrido para poder tener la oportunidad de elaborar este trabajo

A Nuestras Familias. Por su cariño y respaldo incondicional, en lo moral, espiritual y económico, que nos brindaron; y seguramente nos seguirán brindando en el transcurso de la vida.

A la Ingeniera María Elena Baldizón A. Por su apoyo durante la Elaboración y culminación de este Trabajo Monográfico.

A todas las personas que de manera directa e indirecta nos brindaron ayuda, al proporcionarnos la información requerida.

Al pueblo de la concepción Masaya que nos abrigaron y nos dieron de su apoyo para la elaboración de este estudio que con su granito de arena aportaron información valiosa. También a ENACAL que con su apoyo logramos terminar con gran éxito nuestro trabajo.

Finalmente, a TODOS nuestros profesores por el tiempo y enseñanza compartida durante todos nuestros años de estudio. Sin olvidar a todos los autores de libros, folletos y manuscritos que nos fueron de mucha utilidad para realizar esta monografía.

Joáo Allan Espinoza Hernández

Gimmy Adonis Hernández Nárvaez

RESUMEN EJECUTIVO

El proyecto desarrollado trata de la propuesta de diseño de la red de alcantarillado sanitario y del sistema de tratamiento de las aguas residuales para el casco urbano de La Concepción; del municipio de la Concepción-Masaya. Inicialmente se evalúan los datos recopilados para obtener datos preliminares e iniciar los diseños entre los cuales destaca el estudio socioeconómico; para corroborar el estilo de vida de los pobladores del municipio, la tendencia de su desarrollo económico e incremento poblacional debido a las distintas actividades que se generan en él, ratificando un dato tan importante como lo es la población actual.

Se presenta el análisis hidráulico a partir de los cuales se diseñan los elementos que complementan la red de alcantarillado para su buen funcionamiento en la recolección de residuos líquidos generados por la población. También se describen los cálculos del sistema de tratamiento de las aguas residuales y sus respectivos planos.

El área que drena el sistema de recolección es de 176.18 Ha. cubriendo la población futura de la ciudad, la cual se proyecta a 22031 habitantes para un período de 20 años.

La red de alcantarillado es un sistema de tipo convencional atendiendo 92% del área total, del casco urbano; los diámetros utilizados para la red convencional son de 150 mm (6") de tubería PVC SDR-41 en su mayoría, después se usaron tubería con diámetro de 200 mm (8") PVC SDR-41, 250 mm (10") PVC SDR-41, 300 mm (12") PVC SDR-41, 350 mm (14") PVC SDR-41 para tramos finales de un emisor principal.

Debido a las condiciones topográficas del sitio, el emisario principal está ubicado de norte a sur desde la parte alta de la ciudad hasta la planta de tratamiento.

Las alternativas de plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR) constan de dos opciones para la planta denominada como "PTAR La Concepción" situada al costado norte de una cuenca hidrográfica, la cual trabaja con aproximadamente el

100% del caudal total generado; está compuesta por pre-tratamiento, tratamiento primario, secundario, terciario.

La diferencia entre ambas propuestas radica en que, para la PTAR de La Concepción, en la primera opción se utilizan lagunas facultativas, aeróbicas y de maduración; en cuanto a la segunda opción se plantea el uso de una combinación de tanque Imhoff y humedales o biofiltros de flujo horizontal como tratamiento secundario, siendo el pre-tratamiento, idénticos en ambas propuestas de solución.

El costo total de la obra seleccionada será de C\$ 107,467,268.32 equivalente a US\$ 3,075,766.12 con un costo per cápita de C\$ 4,878 equivalente a US\$ 139.61 por persona.

I. GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	2
1.3 Justificación	3
1.4 Objetivos	5
1.4.1 Objetivos generales	5
1.4.2 Objetivos específicos	5
II. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	6
2.1 Localización	6
2.2 Localidades	7
2.3 Población	9
2.4 Servicios básicos e infraestructura	9
2.5 Naturaleza y clima	10
2.6 Historia	11
2.7 Cultura	11
III. MARCO TEÓRICO	12
3.1 Generalidades	12
3.2 Redes de alcantarillado sanitario	12
3.2.1 Tipos de alcantarillados sanitarios	13
3.2.2 Tipos de redes de alcantarillados sanitarios	14
3.2.3 Componentes de las redes de alcantarillado sanitario	15
3.3 Proyección de población y caudales de aguas residuales	16
3.3.1 Periodo de diseño	16
3.3.2. Proyección de la población	16
3.3.3 Caudal de las aguas residuales	17
3.4 Tratamiento de las aguas residuales	19
3.4.1 Tratamiento preliminar	19
3.4.2 Tratamiento primario	21

3.4.3. Tratamiento secundario	25
3.4.4 Tratamiento terciario	26
3.4.5 Disposición de las aguas residuales	26
3.4.6 Calidad del agua después del proceso de tratamiento final	26
IV DISEÑO METODOLÓGICO	27
4.1 Etapa de estudios básicos	27
4.1.1 Recolección de información	27
4.1.2 Encuesta Socioeconómica	27
4.1.3 Levantamiento topográfico	28
4.1.4 Estudio de suelos.....	28
4.1.5 Consumo de agua potable	28
4.2 Estudio de gabinete	28
4.2.1. Población, densidad poblacional y aportes de aguas residuales.....	28
4.2.2 Trazado de la red de alcantarillado.....	29
4.2.3 Ubicación del sistema de tratamiento	29
4.2.5 Calidad de las aguas residuales	31
4.2.6 Planos y especificaciones.....	31
4.2.7 Cantidad de obras.....	31
4.3 Criterios de diseño utilizados	32
4.3.1. Población de diseño.....	32
4.3.2 Caudales de aguas servidas.....	33
4.3.3 Características hidráulicas del alcantarillado	36
4.3.4 Criterios de diseño del sistema de tratamiento	42
V. RESULTADOS DE DISEÑO	57
5.1 Encuesta socioeconómica.....	57
5.1.1 Población y tiempo de residencia	57
Fuente: Elaboración propia.....	57
5.1.2 Nivel de educación	58
5.1.3 Economía	58
5.2 Estudio de población y caudales de aguas residuales	61
5.2.1 Estudio de población.....	61
5.2.2 Caudales de aguas servidas.....	62

5.3 Sistema de recolección.....	64
5.3.1 Trazado de la red.....	64
5.3.2 Análisis hidráulico de la red.....	64
5.4 Sistema de tratamiento de aguas residuales.....	68
5.4.2 Descripción general.....	68
5.4.3 Estructuras de pretratamiento y distribución de flujos.....	68
5.4.4 Estructuras de tratamiento.....	70
5.5 Obras Propuestas.....	88
5.6 Presupuesto.....	88
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	94
6.1 Conclusiones.....	94
6.2 Recomendaciones.....	96

I. GENERALIDADES

1.1 Introducción

El crecimiento de la población en las zonas urbanas como en las zonas rurales genera nuevas necesidades, las cuales deben ser atendidas a tiempo, de lo contrario representan un problema potencial tanto para la salud que se traduce en grandes epidemias de las cuales en diferentes épocas históricas ha experimentado devastadoras consecuencias; así mismo para el medio ambiente ya que en toda comunidad se generan residuos sólidos y líquidos, por lo que es de vital importancia para la salud humana como para el bienestar de la sociedad y del medio ambiente contar con un sistema de abastecimiento de agua seguro y conveniente así como un sistema de evacuación, recolección y tratamiento de las aguas residuales que la población de una localidad produce.

Toda población dotada de servicios de agua potable y de un sistema de alcantarillado sanitario que recolecte y conduzca las aguas residuales desde las fuentes de generación hasta su tratamiento y disposición final estará menos expuesta a enfermedades hídrico-entéricas, elevará su aspecto estético y calidad de vida.

Los sistemas de alcantarillado resuelven el problema de eliminar los desechos creados por los habitantes de una localidad; entre los cuales se encuentran sólidos orgánicos disueltos y suspendidos que son sujeto de putrefacción, así mismo la eliminación de las aguas sucias esto a fin de no perjudicar la calidad del medio ambiente y mejorar la calidad de vida de la población.

Al igual que en muchos municipios en Nicaragua, el municipio de la Concepción en Masaya carece en su totalidad de servicios tan importantes para la salud pública como lo son un sistema de alcantarillado sanitario y un sistema de tratamiento de las aguas residuales, por lo que la población actualmente usa como medio de saneamiento letrinas y sumideros, vierte las aguas a cauces naturales lo cual tiende a contaminar los ríos y aguas subterráneas por esta forma de eliminación de

residuos, que si aún no compromete la extracción de agua para consumo, pero en un futuro no muy lejano si lo hará.

Debido a esto se plantea el diseño del alcantarillado sanitario y el sistema de tratamiento de las aguas residuales para el casco urbano de dicho municipio.

1.2 Antecedentes

Nicaragua al igual que otros países en América Central se encuentra realizando esfuerzos para reducir la pobreza, disminuir la mortalidad en niños menores de cinco años y preservar el medio ambiente. En la búsqueda de estos objetivos los proyectos de saneamiento y sus derivados juegan un papel fundamental; situación que depende en su mayoría de financiamientos de organismos multilaterales como el Banco Mundial y el Banco Interamericano de Desarrollo, los cuales en sus inicios realizaron sus aportes a los sistemas de alcantarillado en el país. Siendo Managua la primera que disfrutó estos beneficios; sumándose con el tiempo ciertos municipios de otras ciudades tales como: Chinandega, Chichigalpa, Corinto, León, Masaya, San Marco, Granada, Rivas, Estelí, Somoto, Ocotal, Boaco, entre otras.

En la actualidad el sector de alcantarillado sanitario ha crecido, según informes dados por Naciones Unidas, sobre el desarrollo de los recursos hídricos en el mundo; el beneficio de sistemas de saneamiento era de 67% en el año 1990 para la población latinoamericana y caribeña el año pasado el porcentaje se ubicó en 83%. En el caso de Nicaragua, los logros se presentan a través de la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillado Sanitario (ENACAL) en los últimos años el programa sectorial de saneamiento ha beneficiado a más de 300 mil familias a nivel nacional.

Por lo que se puede decir que Nicaragua se encuentra en un periodo dinámico de desarrollo, en el que antiguas ideas vuelven a considerarse y se formulan nuevos conceptos para jugar un papel activo en el desarrollo de este campo. Al tiempo que existen muchos proyectos por desarrollarse en varias de las ciudades que no poseen el servicio a si también mejoras en los sistemas de alcantarillados en ciudades que ya cuentan con este servicio; debido a que las redes colectoras tienen

cobertura física que varía desde 6% hasta un 87%, presentándose en algunas de ellas problemas de obstrucción, principalmente en épocas de lluvia a causa de conexiones ilícitas, de infiltración de aguas fluviales, o falta de capacidad hidráulica en los colectores y subcolectores creando problemas de contaminación

En lo que respecta el municipio de la Concepción del departamento de Masaya es uno de los muchos municipios del país que no cuenta con los servicios de alcantarillado sanitario y tratamiento de aguas residuales; a la vez no existe ningún tipo de estudio específico relacionado al tema

1.3 Justificación

La situación actual en el municipio de la Concepción desde el punto de vista de salud pública es deplorable, la población se encuentra vulnerable a un sin número de patologías, de las cuales se destacan las siguientes por ser la principal causa de morbilidad: enfermedades diarreicas agudas, infecciones respiratorias agudas, neumonías, enfermedades de transmisión vectorial, enfermedades de la piel, dengue, leptospirosis e Infección de vías urinarias.

Tabla.1 Tipos de enfermedades atendidas en la Concepción - Masaya

Motivo de consultas	Año: 1999	Año: 2016
Cólera	228	127
Intoxicación Alimentaria	99	69
Amibiasis	951	1,141
Infecciones respiratorias agudas	2,021	2,223
Enfermedades de la piel	263	274
dengue	2,615	2,876
Giardiasis	48	52
Infección Intestinal mal definida	2,377	3,209
Total	8,601	9,971

Fuente: Centro de salud de la Concepción - Masaya

Siendo las principales causas de estas afectaciones: la mala calidad del agua de consumo así como su deficiente manejo y almacenamiento, la disposición de aguas

grises en patios y calles debido a la inexistencia de alcantarillado sanitario, la quema o disposición de desechos sólidos en patios baldíos y la falta de práctica de hábitos higiénicos todas estas prácticas contribuyen a crear condiciones insalubres en las comunidades, por lo que la unidad de salud debe realizar continuas luchas anti epidémicas educativas y preventivas durante todo el año, reforzando en época de invierno.

Como es común en esta municipalidad utiliza como medio de descarga de sus desechos las letrinas, las cuales afectan el asentamiento del suelo y como es de suponer también las construyen cerca de la estructura de sus casas propiciando que la estructura salga afectada a medida que cambia la estabilidad del terreno, el cual soporta los elementos principales como columna y viga asísmica si la posee.

Esto conlleva también a tener un sin número de problemas porque este tipo de sistema de descarga también atrae organismos infecciosos que producen enfermedades las cuales son peligrosas para las personas que están expuesto a estos, principalmente los niños.

Por otra parte, se crea problemas de contaminación del subsuelo afectando la flora y fauna de la zona así también como los cuerpos de agua.

De continuar el comportamiento de este problema por no tratarlo desde su origen, las consecuencias serían: aumentos en enfermedades gastrointestinales, contaminación al medio ambiente, peligro de derrumbe de edificación, disgusto de la población con las autoridades por no buscar soluciones al problema.

A nivel global se reconoce que un proyecto de alcantarillado sanitario contribuye directamente a la salud humana, mejora el medio ambiente, genera beneficios económicos, fortalece la dignidad humana y el desarrollo social de la población atendiendo a estos preceptos, la Alcaldía del Municipio de la Concepción en busca de una solución integral al problema de la disposición de excretas y aguas servidas, requiere del "Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales" para el casco urbano de la Concepción.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivos generales

1. Realizar el diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario para el casco urbano del municipio de La Concepción, Masaya.
2. Proponer y dimensionar el Sistema de Tratamiento para la evacuación segura de las Aguas Residuales.

1.4.2 Objetivos específicos.

1. Realizar el estudio socio económico de la población urbana de La Concepción, por medio de una encuesta para conocer su calidad de vida y estimar la población actual.
2. Proyectar la población y caudales de diseño para un periodo de 20 años.
3. Revisar el levantamiento topográfico existente (utilizar levantamiento de la Alcaldía) necesario del municipio para el trazado de la red de Alcantarillado.
4. Realizar alternativas de trazado de la red de recolección y seleccionar la que técnicamente funcione mejor.
5. Identificar la zona geográfica más adecuada para la ubicación del sistema de tratamiento.
6. Elaborar el levantamiento topográfico del área donde se ubicará la planta de tratamiento.
7. Diseñar la planta de tratamiento de aguas residuales mediante sistemas que otorguen la mayor funcionalidad con los costos de operación y mantenimiento más bajos.
8. Formular costo y presupuesto para el proyecto (para su construcción).

II. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1 Localización

El municipio de la Concepción está ubicado en la zona del pacifico del territorio nicaragüense, su cabecera municipal se encuentra a 32 Km de Managua (Figura 1); tiene un área aproximada de 66.88 km² y un perímetro de 40.53 km aproximadamente; La posición geográfica se ubica entre las coordenadas 11° 56' de latitud norte y 86° 11' de longitud oeste; Limita al norte con los municipios de Nindirí y Ticuantepe del departamento de Managua al sur con el municipio de San Marcos del departamento de Carazo, al este con el municipio de Masatepe y al oeste con el municipio de el Crucero del departamento de Managua.

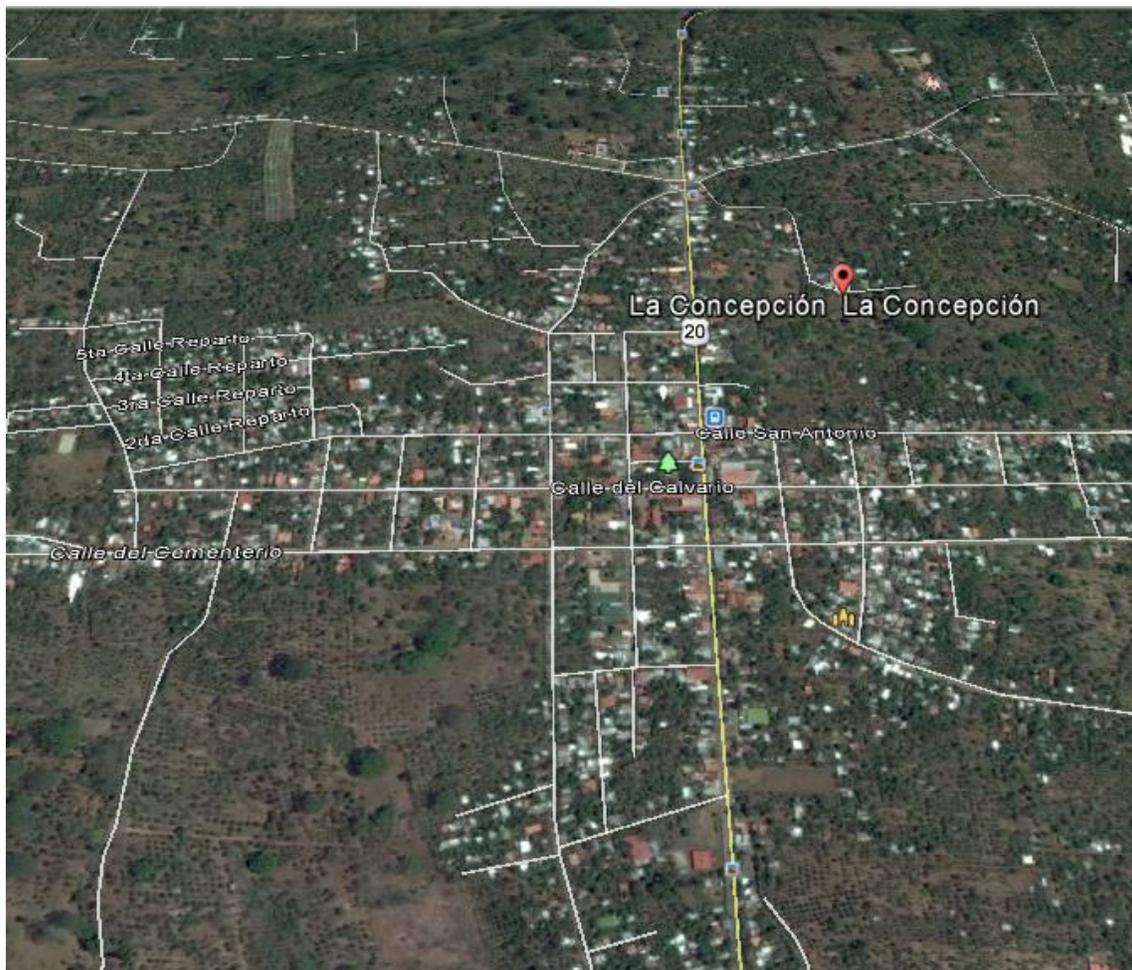
Figura 1. Mapa de Nicaragua. Macro localización del proyecto.



La zona de estudio se limita al casco urbano que lleva el mismo nombre del municipio de la Concepción (Figura 2), la cual cuenta con un área de 1.907 Km². Comprende los siguientes sectores del municipio, los cuales son: Francisco Reyes, L a Mascota, Juan Dávila, anexo Juan Dávila, Reparto Covilaco, Blanca Arauz, Macario Brenes, San Antonio, Santiago Paiz, Santa Isabel y Monte Flor.

Figura 2. Mapa del casco urbano La Concepción - Masaya

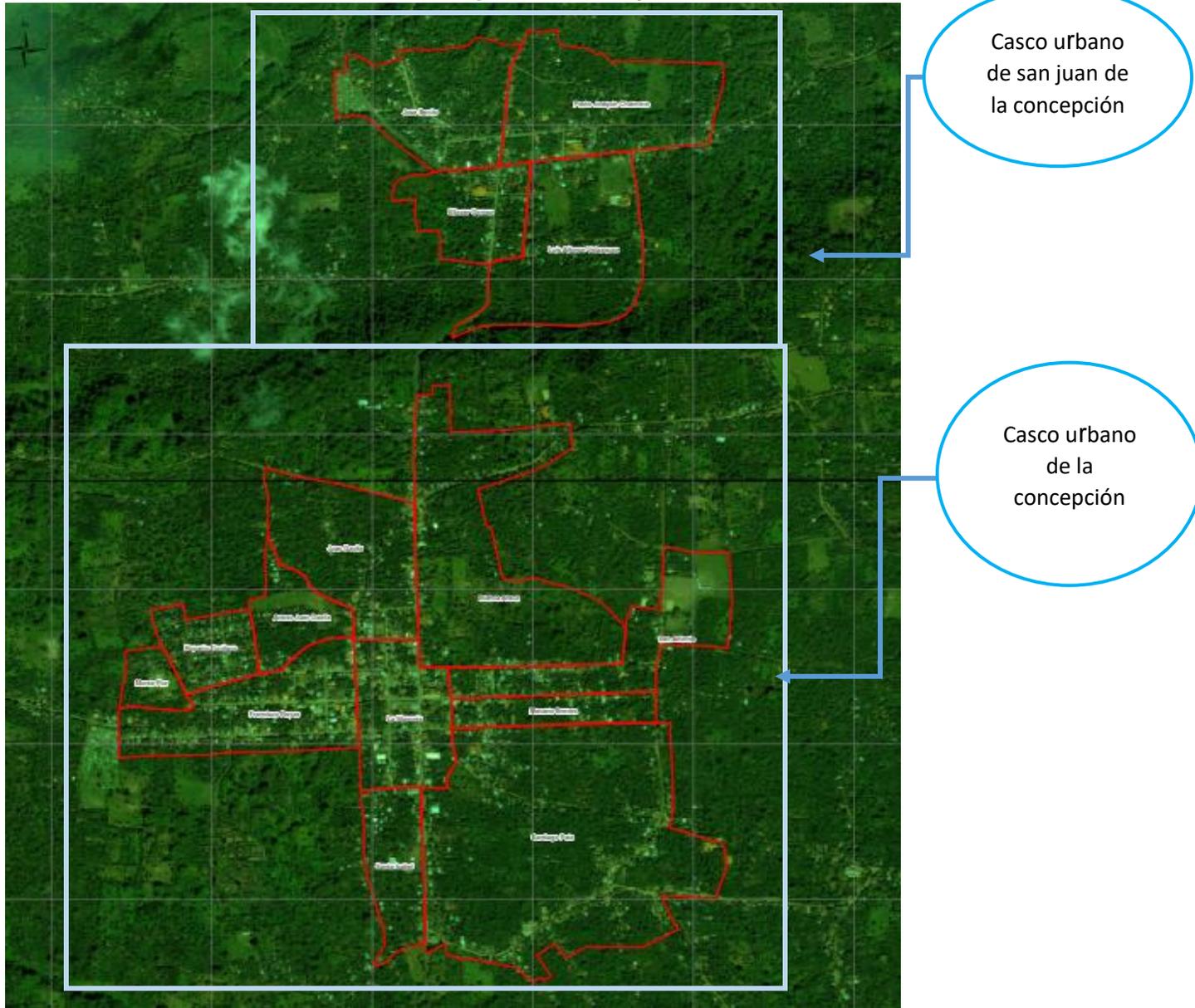
Micro localización del proyecto



2.2 Localidades

El municipio cuenta con 2 cascos urbanos, La Concepción y San Juan de la Concepción (Figura 3), y 18 comarcas o comunidades rurales.

Figura 3. Mapa del casco urbano La Concepción y San Juan de la Concepción - Masaya



1. Casco urbano de La Concepción

Bo. Juan Dávila, Bo. Blanca Arauz, Bo. Covilaco, Bo. Francisco Reyes, Bo. San Antonio, Bo. Arlen Siu, Bo. Macario Brenes, Bo. La Mascota, Bo. Monte Flor, Bo. Santiago Paiz.

2. Casco urbano de San juan de La Concepción

Sector No. 1, Sector No. 2, Sector No. 3.

3. Comunidades rurales

El Rodeo Los Encuentros San Ignacio, Los Amadores, Los Martínez, Camilo Ortega, Temoá, Palo Solo, Los Moncadas, Las Gradadas, Daniel Roa P, Loma Negra, Santiago, La Bolsa, San Caralampio, 19 de Julio, La Cruz de M, Los Mercados.

2.3 Población

Para el año 1963, específicamente hablando la población total del casco urbano del Municipio de la Concepción era de 1,704 habitantes (tabla 1.) incrementándose considerablemente en cuarenta años hasta alcanzar la cifra de 12,234 habitantes, con una densidad de 6,416 habitante por kilómetro cuadrado con una tasa de crecimiento poblacional del 4.8 %.

Tabla.2 Datos de censos nacionales del municipio de la Concepción

Año	Población
	Casco urbano (Hab)
1963	1704
1971	2684
1995	8986
2005	12234

Fuente: Instituto nacional de estadística y censos - INEC

2.4 Servicios básicos e infraestructura

En la zona urbana del municipio, la población cuenta con centros y servicios públicos y privados tales como: clínicas, estación policial, puestos comerciales, cyber café, farmacias, además de los servicios básicos de agua potable, energía, internet y telecomunicaciones. Existen templos religiosos y parques de recreación, siendo el templo religioso de La Concepción (cuyo nombre es el mismo del municipio) el de mayor valor cultural para los pobladores y visitantes.

i Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE). Censos Nacionales de 1963, 1971,1995 2005; La Concepción en cifras, Nicaragua.

Las calles del centro urbano se encuentran adoquinadas. Las cuales en la mayoría de los casos son ocupadas para desagüe de agua de los baños, pantry y lavaderos; a la vez en época de invierno, estas funcionan como canales por los cuales circulan las aguas fluviales. Además de estas obras que forman parte de la misma infraestructura del municipio, se integran otras estructuras como postes de tendido eléctrico y telefónicos.

2.5 Naturaleza y clima

El municipio se asienta en una planicie volcánica ligeramente ondulada, a una altura que oscila entre los 400 y 500 msnm; con una topografía que varía de plana a ligeramente ondulada; con relieve irregular plano y ligeramente ondulado en el sector este del territorio y fuertemente ondulado a precipicio en el sector oeste conocido como cierras de Managua. Con pendientes que van del 2 al 8%.

De acuerdo a estudios realizados por catastro durante el levantamiento de suelos del pacífico de Nicaraguaⁱ, se identifican seis series de suelo, tres asociados y tres indiferenciados, que no se clasifican taxonómicamente por la gran variación en sus características. Los suelos identificados como series y asociados de series, pertenecen a los órdenes de los Andisoles y los Molisoles, los cuales se caracterizan por originarse a partir de cenizas volcánicas; los suelos son generalmente profundos bien drenados, de texturas francas y franco arenosas, de buena fertilidad. La profundidad efectiva varía de profundo a poco profundo (50.100 y más).

De acuerdo al uso actualⁱⁱ el 82.35% de su territorio posee cobertura forestal, de los cuales el 4.63% es bosque cerrado o denso, el 61.89% es bosque abierto o ralo y el 15.83% es café bajo sombra.

i Herrera, B. Estudio de suelo. INDES 2011

ii Mercado, F. Estudio de recursos hídricos INDES

Las áreas de cafetales por su cobertura arbórea y los arbustales tienen un enorme valor de servicio a la conservación de suelo, infiltraciónⁱ de agua hacia los acuíferos, conservación (alimento y refugio) de la fauna silvestre y captación de carbono.

El municipio presenta un clima subtropical, es decir un clima agradable y fresco, que varía de frío a cálido. La precipitación media anual oscila entre 71 y 214 mm. La Temperatura oscila entre 26,2° a 27,3° C, Por lo que es definido como bosque húmedo sub-tropical.

2.6 Historia

La región del actual municipio en el año de 1849 fue poblada en forma temporal por los sembradores de tabaco y cereales del departamento de Managua, que en viviendas provisionales permanecían durante el año labrando sus cultivos cerca de sus plantaciones. El 8 de abril de 1889 fue declarada "pueblo", con su nombre actual. Por Ley legislativa del 21 de agosto de 1956, el antiguo pueblo fue elevado al rango político de "villa".

2.7 Cultura

En La Concepción lo tradicional y lo popular se manifiesta durante la celebración de las fiestas patronales en honor a la Virgen de Monserrat, venerada imagen traída de España según la leyenda. Las festividades se realizan del 8 al 18 de febrero; la imagen es llevada en procesión por las calles de la ciudad el día 9 de febrero, durante las festividades el Mayordomo y demás fiesteros de acuerdo al calendario de sus compromisos, obsequian a los visitantes comidas y bebidas propias de las costumbres y tradiciones del pueblo Concheño.

ⁱ Mercado, F. Estudio de recursos hídricos INDES

III. MARCO TEÓRICO

3.1 Generalidades

Las aguas residuales son aquellas que han sido utilizadas en diferentes actividades domésticas, comerciales o industriales que presentan características físicas, químicas y microbiológicas, que son capaces de ocasionar daño a la calidad del agua, suelo, flora, fauna, y a sí mismo a la salud de los seres humanos.

Dentro de los contaminantes de importancia en las aguas residuales se pueden mencionar:

- La materia orgánica biodegradable compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos y grasas animales, la cual se mide muchas veces en función de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), la demanda química de oxígeno (DQO).
- Sólidos en suspensión.
- Organismos patógenos los cuales pueden transmitir enfermedades contagiosas.
- Nutrientes como nitrógeno, fósforo y el carbono.
- Sólidos inorgánicos disueltos algunos como el calcio, sodio y sulfatos son agregados al suministro de agua doméstico como resultado del uso.
- Materia orgánica refractaria, resiste tratamiento convencional, tales como los detergentes, fenoles y pesticidas agrícolas.

El sistema de alcantarillado consiste en una serie de redes de tuberías y obras complementarias destinadas a recolectar, conducir y evacuar el agua proveniente de precipitaciones, o aguas residuales hasta su disposición final.

3.2 Redes de alcantarillado sanitario

Las redes de alcantarillado son estructuras hidráulicas que funcionan por gravedad, muy raramente y por tramos breves están constituidos por redes de tuberías que trabajan bajo presión artificial (necesitan ser bombeados). Normalmente son de

sección circulares, ovoidal o compuestas que comúnmente se encuentran enterrados bajo las vías públicas.

3.2.1 Tipos de alcantarillados sanitarios

Existen dos tipos de alcantarillados que son los mixtos o sistema unitario y los de sistema separado.

3.2.1.1 Alcantarillado mixto o sistemas unitarios

Es el sistema que capta y conduce simultáneamente las aguas residuales y las aguas producto de precipitaciones en el mismo sistema de tuberías. Este tipo de sistema se subdivide en dos:

1. Alcantarillado combinado

El cual capta y conduce simultáneamente el 100% de las aguas residuales y el 100% de las aguas pluviales en el mismo sistema de tuberías. Por lo cual se dificulta su posterior tratamiento.

2. Alcantarillado semi-combinado

Al igual que el alcantarillado combinado este sistema capta y conduce el 100% de las aguas residuales y un porcentaje menor del 100% de las aguas pluviales. Esto se realiza de manera ocasional y se hace como alivio al sistema pluvial y/o de infiltración para evitar inundaciones en vialidades y zonas habitacionales.

3.2.1.2 Sistema separado

Consta de dos canalizaciones totalmente independientes, una para transportar las aguas residuales y otra para conducir las aguas pluviales. Los cuales se clasifican de la siguiente manera:

➤ **Alcantarillado pluvial**

Es la red de tuberías y obras complementarias a través de las cuales deben captar y conducir las aguas pluviales para su disposición final que puede ser infiltración, almacenamiento o depósito, o hasta el receptor que puede ser un río, un lago o el mar.

➤ **Alcantarillado sanitario**

Es la red de tuberías y obras complementarias por medio de las cuales se deben evacuar en forma rápida y segura las aguas residuales producidas en una localidad dirigiéndolas hacia una planta de tratamiento y finalmente a un sitio de vertido donde no cause daños ni molestia para continuar el ciclo hidrológico.

3.2.2 Tipos de redes de alcantarillados sanitarios

3.2.2.1 Red de alcantarillado sanitario simplificado (RAS)

Sistema de alcantarillado sanitario destinado a transportar y recolectar aguas residuales, utilizando redes de escasa profundidad que parten de las instalaciones sanitarias del lote y que son diseñadas bajo el criterio de simplificación y minimización de materiales y criterios constructivos.

3.2.2.2 Red de alcantarillado de pequeño diámetro

Sistema de alcantarillado sanitario destinado a transportar y recolectar aguas residuales previamente sedimentadas en un tanque interceptor, el cual es dispuesto entre la conexión domiciliaria y las redes de alcantarillado.

3.2.2.3 Sistema de alcantarillado sanitario condominial

Sistema de alcantarillado sanitario destinado a recolectar y transportar aguas residuales utilizando el ramal condominial como unidad básica de conexión.

3.2.2.4 Sistema de alcantarillado sanitario convencional

Son el método más popular para recolección y conducción de las aguas residuales. Está constituido por redes colectoras que son construidas generalmente en la parte central de las calles y avenidas e instaladas en pendiente, permitiendo así que se establezca un flujo por gravedad desde la vivienda hasta la planta de tratamiento.

3.2.3 Componentes de las redes de alcantarillado sanitario

Los componentes de las redes que integran los alcantarillados son:

1. Redes de conductos: Las cuales tienen por objetivo recolectar y transportar las descargas de aguas residuales domésticas, comercial, e industrial, para conducir los caudales hacia las colectoras, interceptoras y emisora.
2. Subcolectora: Es la tubería que recibe las aguas negras de las atarjeas para después conectarse a un colector. Su diámetro generalmente es menos de 61 cm, por lo que no es necesario utilizar madrinas.
3. Colectoras: Es la tubería que recoge las aguas negras de las atarjeas. Puede terminar en un receptor, en un emisor o en una planta de tratamiento.
4. Interceptor: Son las tuberías que interceptan las aportaciones de aguas negras de dos o más colectores y terminan en un emisor o en la planta de tratamiento.
5. Emisor: Es el conducto que recibe las aguas de una o más colectoras o interceptores, no recibe ninguna aportación adicional (atarjeas o descargas

domiciliares) en su trayecto y su función es conducir las aguas negras a la planta de tratamiento. También se denomina emisor al conductor que lleva las aguas tratadas (efluentes) de la planta de tratamiento al sitio de descarga.

3.3 Proyección de población y caudales de aguas residuales

3.3.1 Periodo de diseño

Cuando se requiere diseñar un sistema de alcantarillado sanitario, es obligatorio fijar la vida útil de todos los componentes del sistema; debe definirse hasta qué punto estos componentes pueden satisfacer las necesidades futuras de la localidad; qué partes deben considerarse a construirse en forma inmediata y cuáles serán las previsiones que deben de tomarse en cuenta para incorporar nuevas construcciones al sistema. Para lograr esto en forma económica, es necesario fijar los períodos de diseño para cada componente del sistema.

3.3.2. Proyección de la población

Para la proyección de la población existen diferentes métodos, los más utilizados en Nicaragua a continuación se describen:

1. Método aritmético

Este método se aplica a pequeñas comunidades en especial en el área rural y a ciudades con crecimiento muy estabilizado y que posean áreas de extensión futura casi nulas.

2. Crecimiento geométrico

Este método es más aplicable a ciudades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua

3. Método por porcentaje de saturación

Con este método ("The Logistic Grid") se debe determinar la población de saturación para un lugar determinado, luego de conocer sus tasas de crecimiento para varios períodos de tiempo anteriores. Conociendo esa población de saturación, se determinan los porcentajes correspondientes de saturación, basado en las poblaciones de los censos anteriores.

3.3.3 Caudal de las aguas residuales

Los aportes de aguas que circulan por el sistema de alcantarillado sanitario están casi en su totalidad constituidos por los consumos de aguas para fines domésticos, comerciales e industriales etc. Sin embargo, se puede observar que no toda el agua abastecida por el acueducto vuelve, en forma de agua usada a la cloaca, debido a que una parte es descargada fuera del sistema de recolección.

1. Consumo doméstico

Constituido por el Consumo familiar de agua de bebida, lavado de ropa, baño, aseo personal, etc, este representa generalmente el consumo predominante en el diseño

2. Consumo comercial, industrial y público

Comprende el agua suministrada a instalaciones comerciales e industriales la demanda depende de las condiciones locales, del tipo de comercio e industria y los procesos que se tengan adoptados para su producción.

El consumo público está constituido por el agua destinada a Riego de zonas Verdes, Parques, Jardines Públicos, Casa de Gobierno, Escuela, Cárceles, Lavado de Calles, Incendios.

3. Factor de retorno

Es el coeficiente utilizado para estimar las aguas residuales producidas en una vivienda, ya que se considera que no toda el agua consumida en el domicilio es regresada al sistema de alcantarillado. Este porcentaje conocido como factor de retorno varía del 80 al 85%, en Nicaragua comúnmente se adopta el 80%.

4. Gasto de infiltración

Este aporte se asigna debido al agua que se encuentra en el subsuelo la cual puede penetrar en la red de alcantarillado sanitario, a través de las paredes de tuberías defectuosas, uniones de tubería, conexiones, y las estructuras de posos de visita, de cajas de paso, terminales de limpieza, etc.

5. Gasto medio

El gasto medio de aguas residuales domésticas se deberá estimar igual al 80% de la dotación del consumo de agua.

6. Gasto mínimo y máximo

El mínimo y el máximo son los factores que regulan el cálculo de la capacidad de los conductos, ya que estos deben ser suficientes para conducir el gasto máximo y deben construirse con una pendiente tal que no haya sedimentación durante los periodos de gastos mínimos.

7. Gasto de diseño

Si el área a servir tuviera más de uno de los usos antes señalados, los caudales de aguas residuales se deberán estimar como la suma de las contribuciones parciales por uso, debiéndose efectuar el diseño de los tramos de alcantarillado en base del aporte calculado para cada uso, y no usando el valor promedio por área unitaria.

3.4 Tratamiento de las aguas residuales

El tratamiento de las aguas residuales consiste en la combinación de procesos físicos, químicos y biológicos, los cuales se aplican a diversas operaciones con el fin de remover sólidos suspendidos, materia orgánica, gérmenes patógenos y nutrientes del agua residual.

Generalmente el tratamiento de aguas residuales implica la retención de sustancias tóxicas y reutilizables, tratamiento del agua y tratamiento de lodo.

Los métodos de tratamiento de las aguas residuales utilizados para la Concepción pueden incluirse dentro de los procesos siguientes:

3.4.1 Tratamiento preliminar

Destinados a separar sólidos mayores o flotantes, a eliminar sólidos inorgánicos pesados, como las arenas:

3.4.1.1 Rejas

Destinados a separar sólidos mayores; remueven cantidades de material por metro cúbico dependiendo del espaciamiento entre las barras y de la velocidad del afluente entre ellas, es por ello que para la separación de sólidos gruesos se utilizan rejas ubicadas transversalmente al flujo. Al pasar el agua, el material grueso queda retenido en el enrejado. El material retenido debe ser retirado con los propósitos de evitar obstrucciones en las siguientes unidades de tratamiento de la planta, tal fin se debe realizar de manera manual utilizando un rastrillo o de manera mecánica y luego ser enterrado, en el mejor de los casos diariamente.

Tabla. 3 Material cribado por m³ de agua residual.

Abertura (mm)	Cantidad (litros /mt³)
20	0.038
25	0.023
35	0.012
40	0.009

Fuente: Normas 0s090

3.4.1.2 Desarenadores

Es de tipo obligatorio en todas las plantas de tratamiento de aguas residuales, debido a que tiene por objeto separar del agua cruda la arena y partículas gruesas en suspensión, con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras de conducción, proteger las bombas de la abrasión y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento. Se suelen diseñar para eliminar partículas de 0.20 mm o superior.

Los sedimentadores deben diseñarse de manera tal que la velocidad pueda controlarse. Se recomienda controlar la velocidad mediante vertedero tipo sutro o proporcional, o con secciones transversales que garanticen los rangos de velocidades especificados para diferentes alturas de lámina de agua.

El ancho de los desarenadores se determina en función del tamaño de los equipos de limpieza y consideraciones prácticas. Con desarenadores de limpieza manual se escoge un ancho de 1 mt, para trabajo de una cuadrilla de limpieza.

3.4.1.3 Canal parshall

El medidor parshall es una estructura hidráulica que permite medir la cantidad de agua que pasa por una sección de canal. Consta de cuatro partes principales que son:

1. Transición de entrada.
2. Sección convergente.
3. Garganta.
4. Sección divergente.

3.4.2 Tratamiento primario

Estos son tratamientos de aguas residuales mediante procesos físicos o físico-químicos que incluya la sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos en la que la DBO de las aguas residuales que entren se reduzca por lo menos en un 20% antes del vertido, y el total de sólidos en suspensión de dichas aguas se disminuya en más del 50% (NTON 05-027-05, 2006).

En los tratamientos primarios se encuentran los siguientes:

3.4.2.1 Lagunas de estabilización

Son estructuras simples para embalsar aguas de poca profundidad (de 1 a 4 m.) y con períodos de retención considerables (de 1 a 40 días). Están destinados a la depuración de los residuos líquidos de naturaleza orgánica mediante procesos físicos y biológicos.

Cuando las aguas residuales son descargadas a las lagunas de estabilización, se realizarán en las mismas, de forma espontánea, un proceso conocido como autodepuración o estabilización natural, en las que ocurre fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico.

Nicaragua siendo un país de clima tropical ofrece condiciones favorables, para el tratamiento de las aguas residuales mediante procesos naturales, como es el caso

de las lagunas de estabilización, lo cual es debido principalmente a la temperatura ambiente.

Dentro de los tipos de lagunas están:

1. Según la reacción biológica: anaerobia, facultativas, y aerobias.
2. Según el tratamiento previo: lagunas primarias, lagunas secundarias y lagunas terciarias o de maduración.
3. Según el tipo de aireación: aerobias y aireadas.

Las lagunas aerobias que conforman la última etapa del sistema podrán ser múltiples o en series.

Para la selección del tamaño del lote para ubicar las lagunas, deberá adicionársele un área del 30 al 40% del área de las lagunas, para alojar obras conexas a las mismas (parqueo, área de maniobras, calles, etc.)

Tipos de flujo en lagunas¹

Mezcla total:

Cuando la dirección del viento predominante es sensiblemente paralela con el eje longitudinal de la laguna, se establecerá la hipótesis de que la laguna trabaja en régimen hidráulico de mezcla total o continua.

Flujo pistón:

Cuando la dirección del viento predominante es perpendicular al eje longitudinal de la laguna, se podrá establecer la hipótesis de que la laguna trabaje en régimen de flujo pistón

3.4.2.2 Tanque Imhoff

El tanque Imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos. Para comunidades de 5000 habitantes o menos, los

tanques Imhoffⁱ ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se les llama tanques de doble cámara.

Los tanques Imhoff tienen una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas; sin embargo, para su uso concreto es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y remoción de arena.

El tanque Imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimentos:

1. Cámara de sedimentación.
2. Cámara de digestión de lodos.
3. Área de ventilación y acumulación de natas

Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador. El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión, interfieran en el proceso de la sedimentación. Los gases y partículas ascendentes, que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación. Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran y dispone de ellos enterrándolos o pueden ser utilizados para mejoramiento de los suelos.

ⁱ Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Comisión nacional del Agua. México 2007

Ventajas

1. Contribuye a la digestión de lodo, mejor que en un tanque séptico, produciendo un líquido residual de mejores características.
2. No descargan lodo en el líquido efluente, salvo en casos excepcionales.
3. El lodo se seca y se evacúa con más facilidad que el procedente de los tanques sépticos, esto se debe a que contiene de 90 a 95% de humedad.
4. Las aguas servidas que se introducen en los tanques imhoff, no necesitan tratamiento preliminar, salvo el paso por una criba gruesa y la separación de las arenillas.
5. El tiempo de retención de estas unidades es menor en comparación con las lagunas.
6. Tiene un bajo costo de construcción y operación.
7. Para su construcción se necesita poco terreno en comparación con las lagunas de estabilización.
8. Son adecuados para ciudades pequeñas y para comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa, y el efluente satisfaga ciertos requisitos para evitar la contaminación de las corrientes.

Desventajas

1. Son estructuras profundas (>6m).
2. Es difícil su construcción en arena fluida o en roca y deben tomarse precauciones cuando el nivel freático sea alto, para evitar que el tanque pueda flotar o ser desplazado cuando esté vacío.
3. El efluente que sale del tanque es de mala calidad orgánica y microbiológica.
4. En ocasiones puede causar malos olores, aun cuando su funcionamiento sea correcto.

Cabe resaltar que esta alternativa resulta adecuada en caso no se cuente con grandes áreas de terreno para poder construir un sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas, como es el caso de las lagunas de estabilización, además de que el tanque imhoff deberá estar instalado lejos de la población, debido a que produce malos olores.

El tanque imhoff elimina del 40 al 50% de sólidos suspendidos y reduce la DBO de 25 a 35%. Los lodos acumulados en el digesor del tanque imhoff se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secados. Debido a esta baja remoción de la DBO5 y coliformes, lo que se recomendaría es enviar el efluente hacia una laguna facultativa para que haya una buena remoción de microorganismos en el efluente.

3.4.3. Tratamiento secundario

Proceso que elimina de las aguas la materia orgánica biodegradable y que no ha sido retirada por el tratamiento primario.

Consiste en provocar el desarrollo de microorganismos capaces de asimilar la materia orgánica, tratamiento biológico con sedimentación secundaria u otro proceso, en el que se respeten los requisitos que se establecerán reglamentariamente (NTON 05-027-05, 2006).

3.4.3.1 Lagunas secundaria

Como se mencionó anteriormente se pueden utilizar como tratamiento secundario un tratamiento basado en terreno en este caso se puede utilizar como tratamiento secundario la laguna facultativa, o lagunas aerobias.

3.4.3.2 Biofiltro

La utilización de biofiltros para el tratamiento de aguas residuales requiere del uso de etapas previas de tratamiento que garantice principalmente una efectiva remoción de los sólidos suspendidos, con el fin de evitar la obstrucción del lecho filtrante. En la práctica se ha comprobado que el biofiltro funciona bien con aguas pretratadas por medio de una rejilla, desarenador y unidades de sedimentación (tanque imhoff, tanque sépticos)

El dimensionamiento del biofiltro se realiza en base a dos aspectos principales: la remoción de los contaminantes y el régimen hidráulico del sistema. La remoción de

contaminantes depende fuertemente de las condiciones ambientales fundamentalmente de la temperatura, así como de otros aspectos como la porosidad del material usado para la conformación del lecho filtrante, la profundidad y pendiente longitudinal del fondo de las unidades y del tipo de plantas sembradas. El régimen de flujo también depende de factores como la pendiente hidráulica y la porosidad, permeabilidad y la uniformidad granulométrica del material usado para el lecho filtrante.

3.4.4 Tratamiento terciario

Proceso que elimina de las aguas la materia orgánica biodegradable, que no ha sido retirada por el tratamiento secundario. Pueden ser empleados en este tipo de tratamiento lagunas de maduración, biofiltros o humedales. De no cumplir con los requerimientos del efluente que estipula el **Decreto 21-2017** se tendrá que utilizar un cuarto tratamiento con las mismas características del tratamiento terciario.

3.4.5 Disposición de las aguas residuales

Los líquidos residuales de fuentes domésticas e industriales deben ser dispuestos de alguna manera, sea mediante nuevo uso, descarga a aguas superficiales, por inyección o percolación a aguas subterráneas o por evaporación a la atmósfera.

1. Disposición en corrientes: Es la técnica más común y en general es la más barata, ya que, los estándares de calidad de agua suministrada no requieren tratamiento avanzado McGhee, 1990.

3.4.6 Calidad del agua después del proceso de tratamiento final

El efluente final del tratamiento secundario o terciario de la planta de tratamiento de aguas servidas domésticas deberá cumplir con los rangos y límites establecidos en el **Decreto 21-2017** de MARENA para descargas a cuerpos de agua receptores.

IV DISEÑO METODOLÓGICO

La metodología empleada para el diseño de este sistema se realizó en dos etapas a seguir:

La primera etapa de estudios básicos, se realizaron las diferentes acciones: Se recolectó la información necesaria para el diseño del proyecto, se identificaron los diferentes problemas, y se plantearon las soluciones posibles y las técnicas a emplearse.

La segunda etapa, en base a los resultados de los estudios básicos y aplicando los Criterios y Normas del INAA, CEPIS y el MARENA **Decreto 21-2017**, concernientes al estudio, se plantearon alternativas de trazado de la red de recolección y del sistema de tratamiento, para la selección de la más conveniente, acorde con las características ambientales y socioeconómicas de la ciudad.

4.1 Etapa de estudios básicos

4.1.1 Recolección de información

En esta actividad se dedicó a la búsqueda de información del sitio en diferentes organizaciones (alcaldía, centros de salud y otras instituciones) con el fin de obtener datos confiables, como censos, temperatura promedio, levantamiento topográfico, calidad del agua y otros que puedan significar aporte para un diseño equilibrado, de costo razonable y capaz de llenar las necesidades bases de la obra.

4.1.2 Encuesta Socioeconómica

Se realizó encuesta a la población, dichas encuestas fueron realizadas en distintos barrios del casco urbano, donde se pudo contabilizar un total de 1751 casas. Para conocer a cerca del impacto socio-económico que provoca la falta de este servicio vital para la población; también se localizó el mejor sitio donde se colocara la planta de tratamiento.

4.1.3 Levantamiento topográfico

Se completó el levantamiento topográfico aplicando el método de nivelación simple donde así lo ameritaba, este trabajo consistió en la obtención de las cotas del terreno donde se colocarán los pozos de visitas y los datos necesarios para realizar el análisis hidráulico.

4.1.4 Estudio de suelos

No se realizó estudio de suelo en el lugar donde ubicara la planta de tratamiento por que se encuentra en propiedad privada y no permitieron acceder al sitio.

4.1.5 Consumo de agua potable

Por la falta de información que maneja la entidad de ENACAL del municipio, no se obtuvo información del historial de consumo de agua ni de los planos catastrales que muestren número de domiciliarios (largas y cortas), ya que ellos alegan que esa información la manejan en otro lado, por tal motivo no se pudo brindar esa información. Debido a esto la dotación únicamente se basó en la que establece INAA en la guía técnica para el diseño de alcantarillado sanitario.

4.2 Estudio de gabinete

4.2.1. Población, densidad poblacional y aportes de aguas residuales

Después de obtener toda la información se procedió al cálculo de la población que se le proveerá de este servicio y los caudales de aguas residuales.

La población actualizada se calculó con la tasa de crecimiento geométrico calculado de los períodos intercensales de los censos realizados por INIDES, la población base se utilizó la del estudio socioeconómico.

La población de diseño se calculó tomando en cuenta la proyección a los 20 años y la tasa de crecimiento del 3.13%. Con el dato del índice poblacional y el número de viviendas se calculó una población de 10506 habitantes, se proyectó al año 2020 para con ésta determinar la población de diseño al 2040 de 22,031 habitantes.

Se determinó la densidad poblacional con el índice poblacional obtenido de los censos nacionales realizados por el INIDES, y el total de casas contabilizadas en el estudio socioeconómico siendo de 123 habitantes por hectárea el cual asegura una buena cobertura de saturación y de conexiones de red en el futuro.

La dotación para el diseño del alcantarillado se estableció en 35 gppd por ser la población aproximadamente a 30,000 habitantes; el factor de retorno se dejó en 80% y por ende la aportación se calculó de 32 gppd.

4.2.2 Trazado de la red de alcantarillado

Una vez elaborados los planos de las curvas de nivel del terreno, del área de estudio, se procedió al trazado de la red de colectores de manera que drene por gravedad; luego al cálculo del área total el cual se obtuvo de la sumatoria total de todas las áreas ya tributadas por manzana que a su vez sirvió para determinar el área de drenaje de cada colector.

Se utilizaron los programas Excel y con ayuda del CIVIL-CAD para el cálculo de las áreas tributarias y longitudes.

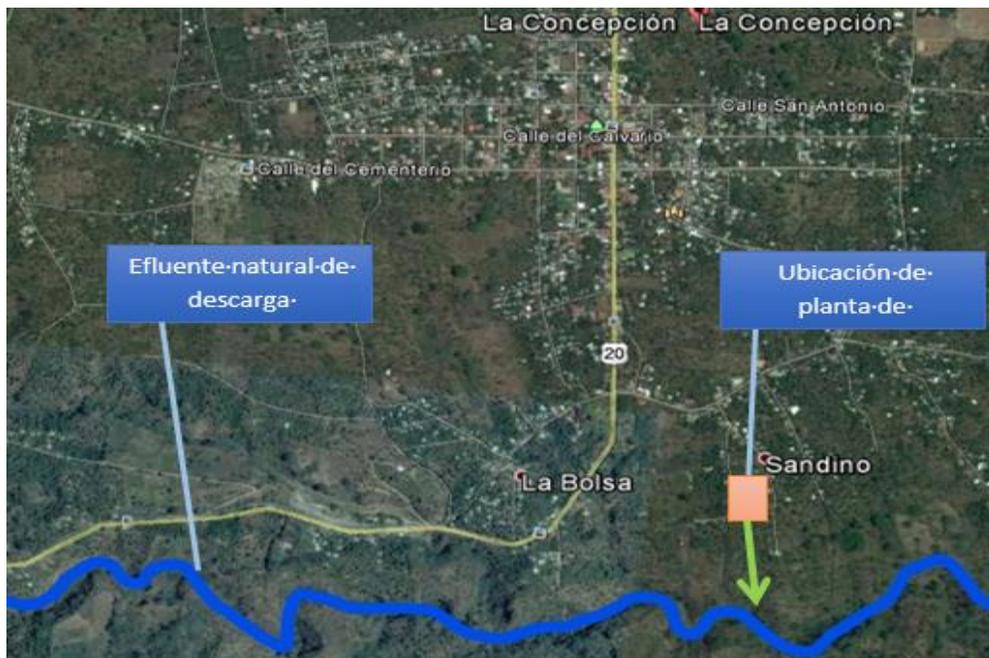
4.2.3 Ubicación del sistema de tratamiento

Existe un único sitio para la ubicación de la planta de tratamiento de las aguas residuales. El predio seleccionado está ubicado al Sureste del Casco urbano de La Concepción

Dentro de los criterios técnicos que influyeron en la selección del lugar, se encontró que la topografía del terreno es óptima, permite que todo el sistema fluya por

gravedad. Está localizado a una distancia mayor de 700 metros de la casa más próxima, por su ubicación se descarta la posibilidad de que ocurra un crecimiento habitacional en los alrededores del sistema, debido a la producción agrícola que existe en el sector, lo que facilitaría que parte de estas aguas residuales, sean destinadas al riego agrícola. El efluente de la planta de tratamiento descargará a un cauce natural ubicado entre San Marcos, Masatepe y la Concepción.

Figura 4. Ubicación del área de planta de tratamiento



4.2.4 Selección para el sistema de tratamiento

En el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) de La Concepción, Masaya, se buscó combinar eficiencia y economía de los procesos de tratamiento mediante procesos que no requieren energía eléctrica, que se utilice equipos y materiales locales, mínima inversión extranjera, facilidad en la operación y el mantenimiento, bajos costos operacionales, y alta eficiencia del procesos y que los parámetros de DBO_5 y coliformes fecales cumpla con las Normas de vertido a cuerpos receptores (acorde con las disposiciones del **Decreto 21-2017** de la “Ley

general del medio ambiente y los recursos naturales”), por lo que se analizaron dos alternativas de tratamiento.

4.2.5 Calidad de las aguas residuales

Para el diseño de la planta de tratamiento se utilizaron los resultados de calidad de las aguas residuales de las plantas de tratamiento existentes en San Marcos, Jinotepe de los lugares cercanos a la Concepción-Masaya.

4.2.6 Planos y especificaciones

Se elaboraron los planos en CIVIL-CAD y especificaciones del sistema de alcantarillado sanitario.

4.2.7 Cantidad de obras

Se estimaron las cantidades de obra y los costos directos de las obras propuestas en base a los planos realizados.

Se realizó un análisis de los costos aproximados del proyecto para el diseño de alcantarillado, en este, no solo se incluye el costo de instalación de tuberías colectoras principal, sino que también el costo de instalación de conexiones domiciliarias, reposición de concreto, carpeta de rodamiento y costo de excavación para la instalación de los diferentes dispositivos que componen el sistema. Así también como para las dos alternativas de tratamiento.

En este presupuesto se puede observar los siguientes aspectos:

1. Cantidades de tuberías y sus diámetros, dispositivos de inspección, ya sean posos de visita o cajas de registro.
2. Los costos individuales de instalación y ejecución de obras (estos costos están en dependencia a la profundidad a la que van las tuberías y el diámetro de estas; y de la actividad a realizar).

3. Volúmenes estimados de excavación, relleno y acarreo de material sobrante para el sistema de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento.
4. Volúmenes de concreto, cantidad de acero, madera, que se requieren en la ejecución de cada obra que componen los sistemas propuestos.
5. Los costos unitarios de cada alcance de obra.

4.3 Criterios de diseño utilizados

Los criterios de diseño que rigen los cálculos y dimensionamiento de los elementos que componen este sistema de alcantarillado sanitario obedecen la GUÍA TÉCNICA PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL INAA.

4.3.1. Población de diseño

La determinación de la cantidad de aguas residuales a eliminar es fundamental para el proyecto de recolección, tratamiento, evacuación y futuras extensiones del servicio. Por consiguiente, es necesario predecir la población. Y para ello, se utilizó el método siguiente:

4.3.1.1 Crecimiento geométrico

Se utilizó la siguiente ecuación se procedió primeramente al cálculo de la tasa de crecimiento y posteriormente la población de diseño.

La tasa de crecimiento se calculó con la ecuación siguiente:

$$r = \left(\frac{P_f}{P_o} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

La población de diseño con la fórmula:

$$P_f = P_o(1 + r_g)^n$$

Dónde:

rg : Tasa de Crecimiento (%)

Pf : Población futura

Po : Población Inicial

n : Período en años a proyectar

4.3.1.2 Período de diseño

Con el objetivo de compensar de una manera económica las necesidades futuras del municipio, se fijó un periodo de diseño de 20 años para todo el sistema. Siguiendo las recomendaciones de la guía técnica del INAA (Tabla 4).

Tabla. 4 Período de diseño económico para las estructuras de los sistemas

Tipos de estructuras	Características especiales	Periodo de diseño (años)
Colectores principales emisarios de descarga	Difíciles y costoso de agrandar	10-50
Tuberías secundarias hasta Φ 375 mm		25 o más
Planta de tratamiento de agua servida	Pueden desarrollarse por etapas	10-25
Edificaciones de estructuras de concreto.		50

Fuente: Normas del INAA

4.3.2 Caudales de aguas servidas

4.3.2.1 Dotación doméstica

En la tabla 5 siguiente se muestran valores guías de dotación para diferentes usos y localidades del país, exceptuando Managua.

Tabla 5. Dotación de agua según rango de población

Rango de población	Dotación Lit/hab/dí
0-5000	100
5000-10000	105
10000-15000	110
15000-20000	120
20000-30000	130
30000-50000	155
50000-100000 y más	160

Fuente: Normas del INAA

4.3.2.2 Consumo comercial, industrial y público

Se deben usar los porcentajes de acuerdo a la dotación doméstica diaria. Para ciudades y localidades del país, excepto Managua. (Tabla 65).

Tabla. 6 Dotación por consumo comercial, industrial y público

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Público o Institucional	7
Industrial	2

Fuente: Normas del INAA

Este sistema de alcantarillado sanitario del casco urbano del municipio de la concepción trabajará de manera independiente y no en combinación con las aguas pluviales, es decir que únicamente recolectará y conducirá las aguas domésticas.

Éstos caudales se ajustaron a la población de diseño que se proyectó conforme a los años de diseño del proyecto.

i Cumpliendo así con lo establecido en el artículo 7 y 8 del capítulo III del decreto 33-95

4.3.2.3 Gasto promedio (Q_m).

El gasto promedio se estimó como el 80% del consumo o dotación de aguas potable, de acuerdo a las normas del INAA. Con la siguiente formula:

$$Q_m = 0.8 * \frac{P_d * D}{86400} \text{ [lps]}$$

4.3.2.4 Gasto máximo (Q_{min})

El gasto máximo de aguas residuales domésticas se determinó utilizando el factor de relación de Harmon. El factor de relación deberá tener un valor no menor de 1.80 ni mayor de 3.00.

$$Q_{MAX} = \left[1 + \frac{14}{4 + P^{1/2}} \right] \times Q_m$$

Donde:

Q_{max} : Gasto máximo de aguas residuales domésticas.

P: Población servida en miles de habitante.

Q_m : Gasto medio de aguas residuales domésticas.

4.3.2.5 Gasto mínimo (Q_{MIN})

El gasto mínimo se tomó como 1/5 del caudal medio, lo cual se puede expresar de la siguiente forma:

$$Q_{min} = \frac{1}{5} \times Q_m$$

4.3.2.6 Gasto de infiltración (Q_{inf})

Por razones de trabajabilidad y de costos se trabajó con tubería plástica por lo cual el gasto de infiltración utilizado fue el que establece las normas para tuberías plásticas que es de 2L/hora/100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro.

4.3.2.7 Gasto de diseño (Q_d)

El caudal de diseño se determinó como la suma de las contribuciones parciales por uso, en base del aporte calculado para cada uso. El gasto de diseño hidráulico del sistema de alcantarillas se calculó de la forma siguiente:

$$Q_d = Q_{max} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{int} + Q_{inf} + Q_{err}$$

Donde:

Q_{com} .: Gasto comercial.

Q_{ind} .: Gasto industrial.

Q_{int} .: Gasto institucional.

Q_{inf} .: Gasto por infiltración.

Q_{err} .: Gasto por conexiones erradas.

4.3.3 Características hidráulicas del alcantarillado

4.3.3.1 Fórmula y coeficiente de rugosidad

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se realizó en base a la fórmula de Manning, usando el coeficiente de rugosidad "n" (de 0.009 para tuberías de Polietileno o PVC), considerando las pérdidas de cargas debidas a conexiones, pozos de visitas, desechos y lodos cloacales. La fórmula de Manning se muestra a continuación:

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

R: Radio hidráulico (m)

S: Pendiente de la tubería (m/m)

V: Velocidad de flujo (m/s)

4.3.3.2. Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de las tuberías fue de 150 mm (6").

4.3.3.3 Cambios de diámetro

El diámetro de la tubería, se utilizó igual o mayor que el diámetro del tramo de tuberías aguas arriba, nunca menor. En el caso de un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, el diámetro de la tubería se utilizó igual al de la tubería de mayor diámetro.

En los cambios de diámetro, deberán coincidir los puntos correspondientes a los 8/10 de la profundidad de ambas tuberías. En el caso de que un pozo de visita descargue dos o más tuberías deberán coincidir los puntos correspondientes a los 8/10 de la profundidad de la tubería de entrada a nivel más bajo con el de la tubería de salida.

4.3.3.4 Velocidades y tirante (mínimas Y máximas)

La velocidad mínima de auto-limpieza es de 0.3 m/s para un tirante mínimo igual al 20 % del diámetro y la máxima no sobrepasa los 3 m/s al 80% del diámetro, que es

la relación tirante diámetro con la cual alcanzan los niveles óptimos de conducción. Permitiendo así un espacio para la circulación de gases, y al mismo tiempo un espacio para recibir aguas extras (conexiones erradas de aguas fluviales).

4.3.3.5 Pendientes mínimas y máximas.

Se utilizó como pendientes mínimas y máximas aquellas que produzcan las velocidades mínimas y máximas permisibles respectivamente. Y que a la vez genere la auto-limpieza en la tubería esta puede ser ajustadas aplicando el criterio de tensión de arrastre, con la siguiente ecuación:

$$f = W * R * S$$

f: Tensión de arrastre; se recomienda $f=1$ Pa

W: Peso específico del líquido (N/mt^3)

R: Radio hidráulico a gasto mínimo (mt)

S: Pendiente mínima (mt/mt)

4.3.3.6 Pérdida de carga adicional

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a $0.25 (V_m)^2/2g$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos, menor de 3cm. según normas técnicas INAA.

4.3.3.7 Cobertura sobre tubería

En el diseño se deberá mantener una cobertura mínima sobre la corona de la tubería en toda su longitud de acuerdo con su resistencia estructural y que facilite el drenaje de las viviendas hacia las recolectoras. Si por salvar obstáculos o por circunstancias muy especiales se hace necesario colocar la tubería a pequeñas profundidades, la

tubería será encajonada en concreto simple con un espesor mínimo de 0.15 m alrededor de la pared exterior del tubo.

4.3.3.8 Ángulos entre tuberías

En todos los pozos de visita o cajas de registro, el ángulo formado por la tubería de entrada y la tubería de salida deberá tener un valor mínimo de 90° y máximo de 270° medido en sentido del movimiento de las agujas del reloj y partiendo de la tubería de entrada.

4.3.3.9 Ubicación de las alcantarillas

En las vías de circulación dirigidas de Este a Oeste, las tuberías se deberán ubicar al Norte de la línea central de la vía. En las vías de circulación dirigidas de Norte a Sur, las tuberías se deberán ubicar al Oeste de la línea central de la vía.

En caso de pistas de gran anchura se deberán colocar dos líneas, una en cada banda de la pista. Las alcantarillas deberán colocarse debajo de las tuberías de agua potable y con una separación mínima horizontal de 1.50 m.

4.3.3.10 Ubicación de los pozos de visitas sanitarios (PVS)

Se ubicaron pozos de visita (PVS) o cámaras de inspección, en todo cambio de alineación horizontal o vertical, en todo cambio de diámetro; en las intersecciones de dos o más alcantarillas, en el extremo de cada línea cuando se prevean futuras ampliaciones aguas arriba, en caso contrario se deberán instalar "*Registros terminales*" (clean out).

El espaciamiento máximo entre PVS deberá variar, de acuerdo con los métodos y equipos de mantenimiento disponibles, en la forma siguiente:

1. - Con equipo técnicamente avanzado

Diámetro (ϕ) (mm)	Separación máxima (m)
150 a 400	150
450 y mayores	200

2. - Con equipo tradicional

Diámetro (ϕ) (mm)	Separación máxima (m)
150 a 400	100
450 y mayores	120

El PVS podrá ser construido totalmente de concreto, o con el cuerpo de ladrillo cuarterón apoyado sobre una plataforma de concreto. En el caso que el cuerpo sea de ladrillo éste deberá repellarse con mortero interna y externamente para evitar la infiltración en ambos sentidos.

Para pozos con profundidades mayores de 3 mt, se deberá determinar el grosor de la pared, para que resista los esfuerzos a que será sometida durante el funcionamiento del sistema.

El diámetro interno (D) del pozo será 1.20 mt, para alcantarillas con f: 750 mm y menores; para alcantarillas con f mayores de 750 mm, D deberá ser igual a $f + 600$ mm.

Todo PVS deberá estar provisto en la parte superior de una tapa que permita una abertura de 0.60 m de diámetro, la cual deberá estar dotada de 2 orificios de 0.03 m de diámetros para proveer el escape de gases.

Para alcantarillas con diámetros de 200 mm y menores, con profundidades de rasante de tubos hasta un máximo de 1.80 m, se usarán dispositivos de visita cilíndricos (DVC) consistente en tubos de concreto pre-colado con diámetro interno de 760 mm.

Para profundidades de rasante de tubos de 0.60 m a 1.00 m se usarán cajas de registro sanitarias (CRS).

Para cualquiera de las cámaras de inspección que se use el pasaje del agua a través de ella deberá efectuarse mediante canales que vayan en la dirección de la entrada de los tubos aguas arriba y en la salida aguas abajo.

Estos canales deberán tener la sección del tubo de entrada en la parte superior y la sección del tubo de salida en la parte inferior. El acabado deberá ser totalmente fino y se redondeará la intersección de la superficie del fondo del pozo con la del canal.

El fondo del pozo deberá tener un acabado fino, con pendiente transversal hacia los canales no menor del 2%. Todas las aristas vivas deberán ser redondeadas.

El pozo de visita deberá ser provisto en su interior, de peldaños con diámetro no menor de 15 mm de aleación de aluminio, separados verticalmente 0.30 m.

4.3.3.11 Conexiones domiciliarias

Las tuberías que conectan las descargas de agua residual de las edificaciones, desde la caja de registro, hasta las tuberías recolectoras del alcantarillado sanitario, son denominadas conexiones domiciliarias. Ellas deberán instalarse por debajo de las tuberías del acueducto, inclusive de las tuberías interdomiciliares. Su diámetro mínimo deberá ser de 100 mm, para viviendas unifamiliares.

Para el caso de hoteles, hospitales, colegios, etc., su diámetro se podrá determinar considerando la cantidad de artefactos sanitarios y aplicando el método de hunter para obtener el caudal de descarga. La pendiente mínima podrá estar entre 1 y 2% dependiendo de la profundidad de la recolectora. Cuando la recolectora se

encuentre a gran profundidad se puede utilizar una tubería vertical envuelta en concreto, llamada chimenea, que termina a una profundidad adecuada por debajo de la superficie y la domiciliar de la edificación se conectará al ramal por la parte superior de la chimenea.

4.3.4 Criterios de diseño del sistema de tratamiento

La descarga de las aguas servidas de la población en un curso de agua, se calculó de acuerdo a la normativa vigente, (**Decreto 21-2017**).

La elección del tipo de sistema de tratamiento se basó en las características físicas-químicas y bacteriológicas de los caudales finales de evacuación, las condiciones geográficas del terreno y el costo.

A continuación, se mencionan los aspectos que rigieron en el diseño del sistema de tratamiento de las aguas residuales domésticas para la Concepción:

4.3.4.1 Criterios de diseño de las rejillas

Las rejillas pueden ser de limpieza manual o mecánica, las cuales según el tamaño de sus aberturas serán clasificadas en gruesas o finas; pueden ser barras o varillas de acero

1. Caudal de diseño

Caudal máximo y caudal medio del día.

2. Velocidad de paso

Velocidad mínima: 0.40 m/s

Velocidad normal: 0.60 m/s

Velocidad máxima: 0.75 hasta 0.90 m/s

3. Altura de agua del canal

Para encontrar la H_{\max} y H_{med} se utiliza la fórmula de Manning con los caudales, Q_{\max} y Q_{med} respectivamente.

Formula de manning:

$$\frac{Q \times n}{S^{1/2}} = A \times \left(\frac{A}{2H + B} \right)^{2/3}$$

4. Área útil efectiva: área libre o de escurrimiento entre barra

$$A_u = \frac{Q_{\max}}{V_{\text{paso}}}; \quad V = \frac{Q_{\max}}{H_{\max} \times B} > 0.4 \text{ m/s}$$

$$A_{\text{total}} = \frac{A_u}{E}; \quad E = \frac{a}{a+t} \text{ (varia entre 0.60 - 0.85)}$$

Dónde:

a: Separación de las barras.

t: Espesor de la barra.

a y t dependen del tipo de rejas.

Según la clasificación de las rejas:

Finas, a = de 1 a 2 cm; t = 3/8" a 3/4"

Medianas; a = de 2 a 4 cm; t = 3/4" a 1/2"

Gruesas, a = de 4 a 10 cm; t = >1/2"

5. Ancho de reja

$$b = \frac{A_{\text{total}}}{H_{\max}}$$

6. Comprobación de velocidad media

$$V_m = \frac{Q_{\max}}{A'_{\text{efectiva}}}; \quad V_m \text{ (varia entre 0.40 y 0.75)}$$

$$A'_{\text{efectiva}} = E \times A'_t$$

$$A'_t = h_{\text{med}} \times b$$

7. Pérdida de carga

Formula de kirchner (barras limpias)

$$hf = \beta \times \left(\frac{t}{a}\right)^{\frac{4}{3}} \text{sen}\theta \times \frac{V_{\text{medio}}^2}{2g}; \text{ donde } \theta = 45^\circ - 60^\circ$$

β = factor que depende de la fórmula de la sección

Para sección rectangular $\beta=2.42$, circular $\beta=1.79$

Formula de metcalf.

$$hf = 1.143 \frac{V^2 - v^2}{2g}$$

Donde:

V: Velocidad a través de las barras (0.60-0.75 m/s)

v: Velocidad aguas arribas de la reja, $v=V \cdot E$

hf: El valor que se toma es el más alto de las dos condiciones del proceso.

8. Pérdida de carga parcialmente obstruida

$$hf = (E / (\%E_0)) \times hf$$

Ejemplo para el 25%.

$$Hf = \left(\frac{E}{0.75E}\right) \times hf$$

E: Relación de área abierta con reja limpia.

E_0 : Relación área abierta con la condición parcialmente obstruida.

9. Tirante del canal en la reja

$$Y = H_{\max} + H_f + BL$$

BL: Borde libre, se puede considerar de 0.25 m como mínimo.

4.3.4.2 Criterios de diseño del desarenador

En la relación al número de unidades, se tomó como mínimo en el diseño dos unidades; con el fin de continuar con el tratamiento mientras hay mantenimiento en el otro desarenador.

En el sistema de tratamiento de lagunas, se consideró una tubería de paso directo hacia las lagunas; Con el fin de aproximarse más al flujo de pistón.

La profundidad mínima y máxima: La profundidad mínima especificada es de 1.50m y máxima es de 4.5 m.

Pendientes del fondo: Está comprendida entre el 1% y el 8% con el fin de que los lodos rueden fácilmente hacia la tubería de desagüe y la labor de limpieza manual sea segura para los operarios.

Periodos de retención hidráulicos: El tiempo que tarden una partícula de agua en entrar y salir del tanque deben está comprendido entre 0.5 horas y las 4horas.

Carga hidráulica superficial, está comprendida entre 700-1600 m³/m² d.

Para el dimensionamiento:

La velocidad de sedimentación

$$V_s = \frac{g(\rho_s - \rho)d^2}{18\mu}$$

V_s: Velocidad de sedimentación de la partícula (cm/seg).

g: Aceleración de la gravedad (9.81 mt/seg²).

ρ_s : Peso específico de la arena (2.65 gr/cm³).

ρ : Peso específico del fluido (ρ del agua =1gr/cm³).

μ : Viscosidad cinemática. (cm²/seg).

El Reynolds

$$Re = \frac{V_s * d}{\mu}$$

En caso de que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley de Stokes ($Re > 0.5$); se realizara un reajuste al valor de velocidad de sedimentación, considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición, mediante el término del diámetro y el termino de velocidad de sedimentación. A partir de estos valores se determina el coeficiente de arrastre y luego la velocidad de sedimentación de la partícula en la zona de transición, con las siguientes ecuaciones:

El coeficiente de arrastre

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0.34$$

Velocidad de sedimentación

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{g}{C_D} * (\rho_s - 1) * d}$$

La altura de agua en el canal de llegada

$$h = \frac{Q_d}{B * V}$$

El largo

$$L = \frac{V * h}{C_s}$$

El radio hidráulico

$$RH = \frac{b * h}{Cs}$$

La pendiente longitudinal del sedimentador

$$S = \left(\frac{nV}{RH^{\frac{2}{3}}} \right)^2 * 100$$

La pérdida en el desarenador

$$Hf = L * S$$

4.3.4.3 Criterios de diseño para las lagunas de estabilización

Se diseñaron con el objetivo de remover DBO, SS y coliforme fecales.

El dimensionamiento de las lagunas se efectuó de la manera siguiente:

1. Se adoptó la configuración del sistema siguiente: Laguna anaerobia-facultativa-maduración.
2. Se seleccionó la carga superficial y la profundidad dentro de los rangos fijados en las guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales del INAA.
3. Se calculó la eficiencia y la carga remanente en el efluente de cada una de las etapas hasta llegar al efluente de la última etapa.
4. Eficiencia en términos de DBO₅ y del índice de coliformes fecales.

Cuando las lagunas sean iguales, la fórmula se reducirá a la forma siguiente:

$$N_n = \frac{N_0}{(Kb + 1)^n}$$

5. Eficiencia en términos de DBO.

4.3.4.3 1 Lagunas anaerobias

La calidad de una laguna anaerobia se calculó con la fórmula siguiente:

$$N = \frac{N_0}{(Kb * \theta) + 1}$$

Donde:

N: DBO en el efluente de una laguna anaerobia, mg/l

N0: DBO en el efluente de la misma laguna, mg/l

θ : tiempo de residencia, días.

De conformidad con la ecuación de Marais la constante de mortalidad de coliforme fecales (CF) es:

$$Kb = 2.6 * 1.19^{T-20}$$

Para lagunas anaerobias de segunda etapa no se tiene formulación comprobada. En el caso necesario, para calcular la calidad del efluente de una laguna anaerobias secundaria, se recomienda usar como una aproximación la formula anterior y multiplicar la concentración resultante por 1,3.

4.2.4.3.2 Lagunas facultativas y aerobias

Según Mara, las facultativas con profundidades de 1.5 a 2 m, poseen las siguientes cargas de diseño. Con un borde libre que va desde 0.5- 0.8 m. Para minimizar los efectos del viento y el oleaje, así como absorber temporalmente sobrecargas hidráulicas.

Para $T > 15^\circ\text{C}$ la carga superficial esta entre 45 y 90 kg DBO₅/ha día. Clima tropical la carga varia de 120-200 kg DBO₅/ha día.

$$CS = 350(1.107 - 0.002 * T)^{T-25}$$

El tiempo de retención va desde 5-30 días, el cual se obtiene con la siguiente expresión:

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

La eficiencia de remoción de DBO, según Mc Garry Y Pescod es:

$$E = \left(\frac{10.35}{CSA} \right) + 0.725$$

$$CSA = 0.8 CS$$

La DBO del efluente secundario es:

$$DBO = DBO_{sal} * (1 - E) < 30 \frac{mg}{lit}$$

La carga orgánica del efluente secundario es:

$$CO2 = CO1 * \left(1 - \left(\frac{E}{100} \right) \right)$$

La densidad de coliformes fecales del efluente secundario es:

$$N_2 = \frac{N_1}{1 + (Kb * \theta)}$$

4.3.4.3.3 Laguna de maduración

Profundidad: Se utilizó de 1 metro.

Área aproximadamente igual al 50% de la anaerobia.

Relación 2:1; para su dimensionamiento:

La densidad de coliformes fecales del efluente final es:

$$N_e = \frac{N_2}{1 + (K_b * \theta)}; N_e < \frac{1000 NMP}{100ml}$$

4.3.4.4 Criterios de diseño para el tanque imhoff

Para el dimensionamiento de tanque imhoff se tomarán en consideración los criterios de la Norma Técnica de edificación OS.090 "Planta de Tratamiento de Aguas Residuales" del Reglamento Nacional de Construcción.

El tanque imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimientos:

- a) Cámara de sedimentación.
- b) Cámara de digestión de lodos.
- c) Área de ventilación y cámara de natas.

Diseño del sedimentador

1. Caudal de diseño, ($m^3/hora$)

$$Q_m = \frac{P_d * D * \%contribución}{1000}$$

2. Área del sedimentador (A_s , en m^2)

$$A_s = \frac{Q_m}{C_s}$$

Donde:

C_s : Carga superficial, igual a $1 m^3/(m^2*hora)$.

3. Volumen del sedimentador (V_s , en m^3).

$$V_s = Q_m * R$$

R: Periodo de retención hidráulica, entre 1,5 a 2,5 horas (recomendable 2 horas).

El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados respecto a la horizontal tendrá de 50° a 60° .

En la arista central se debe dejar una abertura para paso de los sólidos removidos hacia el digestor, esta abertura será de 0,15 a 0,20 m.

Uno de los lados deberá prolongarse, de 15 a 20 cm, de modo que impida el paso de gases y sólidos desprendidos del digestor hacia el sedimentador, situación que reducirá la capacidad de remoción de sólidos en suspensión de esta unidad de tratamiento.

Diseño del digestor

1. Volumen de almacenamiento y digestión (V_d , en m^3).

Para el compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (cámara inferior) se tendrá en cuenta la siguiente tabla 7.

Tabla. 7 Factor de capacidad relativa

Temperatura °C	Factor de capacidad relativa (fcr)
5	2
10	1.4
15	1
20	0.7
>25	0.5

Fuente: Guía de diseño de tanque Imhoff OPS/CEPIS

La fórmula empleada es:

$$V_d = \frac{70 * P * f_{cr}}{1000}$$

El fondo de la cámara de digestión tendrá la forma de un tronco de pirámide invertida (tolva de lodos), para facilitar el retiro de los lodos digeridos.

Las paredes laterales de esta tolva tendrán una inclinación de 15° a 30° con respecto a la horizontal.

La altura máxima de los lodos deberá estar 0,50 m por debajo del fondo del sedimentador.

2. Tiempo requerido para digestión de lodos

El tiempo requerido para la digestión de lodos varía con la temperatura, para esto se empleará la tabla 8.

Tabla. 8 Tiempo de digestión de lodos

Temperatura °C	Tiempo de digestión (días)
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

Fuente: Guía de diseño de tanque Imhoff -OPS/CEPIS

3. Frecuencia del retiro de lodos

Los lodos digeridos deberán retirarse periódicamente; para estimar la frecuencia de retiros de lodos se usarán los valores consignados en la tabla anterior.

La frecuencia de remoción de lodos deberá calcularse en base a estos tiempos referenciales, considerando que existirá una mezcla de lodos frescos y lodos digeridos; estos últimos ubicados al fondo del digestor. De este modo el intervalo de tiempo entre extracciones de lodos sucesivas deberá ser por lo menos el tiempo de digestión a excepción de la primera extracción en la que se deberá esperar el doble de tiempo de digestión.

4. Extracción de lodos

El diámetro mínimo de la tubería para la remoción de lodos será de 200 mm y deberá estar ubicado 15 cm por encima del fondo del tanque.

Para la remoción se requerirá de una carga hidráulica mínima de 1,80 m.

Área de ventilación y cámara de natas

Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digester y el sedimentador (zona de espuma o natas) se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

- 1) El espaciamiento libre será de 1,0 m como mínimo.
- 2) La superficie libre total será por lo menos 30% de la superficie total del tanque.
- 3) El borde libre será como mínimo de 0,30 cm.

Lechos de secados de lodos

Los lechos de secado de lodos son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados (lodos digeridos), lo cual resulta lo ideal para pequeñas comunidades.

1. Carga de sólidos que ingresa al sedimentador (C , en Kg de SS/día)

$$C = \frac{P_d * \text{Contribución percapita}}{1000}$$

2. Masa de sólidos que conforman los lodos (M_{sd} , en Kg SS/día)

$$M_{sd} = (0.5 * 0.7 * 0.5 * C) + (0.5 * 0.3 * C)$$

3. Volumen diario de lodos digeridos (V_{ld} , en litros/día)

$$V_{ld} = \frac{M_{sd}}{\rho_{lodo} * (\% \text{ de } \frac{\text{sólidos}}{100})}$$

El porcentaje de lodo varia de 8 al 12%

4. Volumen de lodos a extraerse del tanque (Vel, en m³)

$$V_{el} = \frac{V_{ld} * Td}{1000}$$

5. Área del lecho de secado (Als, en m²)

$$A_{ls} = \frac{V_{el}}{H_a}$$

Donde Ha: Profundidad de aplicación, varía entre 0.2-0.4 m.

El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6 m, pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m.

4.3.4.5 Criterios de diseño para el biofiltro

El diseño del biofiltro se realiza ajustando su comportamiento a un modelo de flujo pistón combinado con un balance de masa de agua, lo cual da como resultado la siguiente ecuación:

$$\frac{C_e}{C_a} = \exp\left(-\frac{k}{C_h}\right)$$

Donde:

Ce: Concentración de contaminante en el efluente.

Ca: Concentración de contaminante en el afluente.

K: Constante de degradación.

Ch: Carga hidráulica por unidad de área del biofiltro.

Coliformes fecales en el efluente

$$CF_e = C_a * \exp\left(-\frac{k}{C_h}\right)$$

El porcentaje de remoción

$$\% DBO5_{rem} = \frac{C_a - C_e}{C_a} * 100$$

La pendiente hidráulica oscila entre 0.05-1 %.

La profundidad recomendada va de 0.6-0.8 m.

Permeabilidad efectiva varia va de 0.001-1 m/seg (en dependencia del material a utilizar).

Área superficial requerida

$$A_s = \frac{Q_m [\ln S_o - \ln S]}{K_{d(Ta)} * H_m * \eta} * 0.88$$

Sección efectiva

$$A = \frac{Q_m}{n * S}$$

El tiempo de retención depende del tipo de contaminante a remover. El tiempo recomendado va de 3-7 días.

$$T_r = \frac{A_s * H_m * \eta}{Q_m}$$

A_s : Área superficial requerida.

H_m : Profundidad efectiva.

n : Porosidad del lecho filtrante.

Q_m : Caudal.

Área requerida por unidad

$$A_{s-und} = \frac{Q_{(m-und)}}{n}$$

n : Número de unidades

Carga orgánica

$$L_{org} = \frac{S_o * H_m * \eta}{T_r} < 112 \text{ Kg} \frac{\text{DBO5}}{\text{Ha} * \text{día}}$$

Carga hidráulica:

$$CH = \frac{Q_m}{A_s}$$

$$470 \leq CH \leq 1870 \frac{mt^3}{ha * día}$$

Ancho

Con una relación ancho-longitud de L-B

$$B = \frac{A_{s-und}}{L/B}$$

Detalles geométricos

Espesor de tierra superficial varia de 0.05-0.15 m.

Altura del borde libre va de 0.20-0.90 m.

Talud o largo va de 2/3-1

Espesor de lecho filtrante en la entrada del biofiltro

$$H_{e1} = P_{efectiva} - \left(\frac{L}{2} * S_{fondo}\right)$$

Profundidad del humedal en la entrada

$$H_{eB} = \text{Espesor de tierra} + BL + H_{e1}$$

Espesor de lecho filtrante en la salida del biofiltro $H_{e2} = P_{efectiva} + \left(\frac{L}{2} * S_{fondo}\right)$

Profundidad del humedal en la salida

$$H_{eB} = \text{Espesor de tierra} + BL + H_{e2}$$

V. RESULTADOS DE DISEÑO

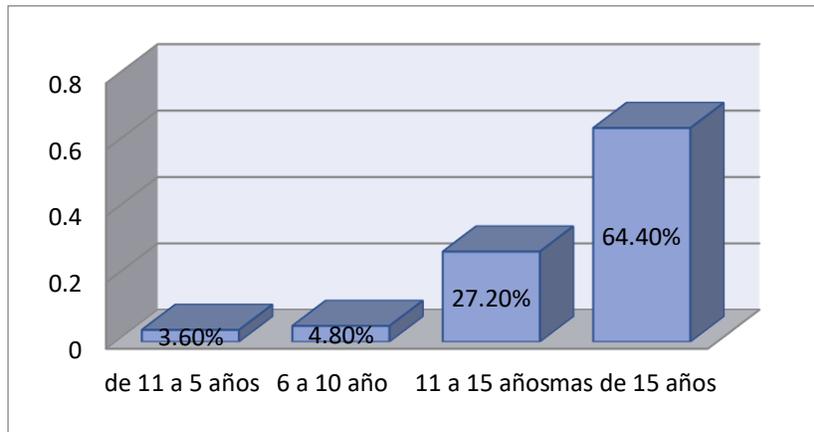
Los siguientes datos fueron obtenidos para una población de 22,031 habitantes, basadas en el estudio socioeconómico realizado a la poblacional del casco urbano del municipio de la Concepción Masaya, la cual fue proyectada con una tasa de crecimiento poblacional del 3.13%, esta se obtuvo con los datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censo INEC (actualmente INIDES) de los censos nacionales entre los años 1963 y el año 2005. Para un periodo de diseño de 20 años; que cubrirá un área de 176 Ha, con un caudal aporte máximo horario de 335.72 lit/hab/día y caudal de diseño de 85.60 l/s.

5.1 Encuesta socioeconómica

5.1.1 Población y tiempo de residencia

Según los datos reflejados del análisis de la encuesta socioeconómica, se observa que el 27.20% de la población tiene de 11 a 15 años. Gráfica 1 y el 64.40% de la población tiene más de 15 años de residir en el municipio, este dato indica que la mayor parte de la población tiene conocimiento de la problemática que causa el no constar con los servicios básicos en dicho municipio. Cabe mencionar que el 48.40% de los hogares tienen de 5 a 10 miembros en sus casas.

Gráfica. 5 Tiempo de residencia en el municipio de La Concepción

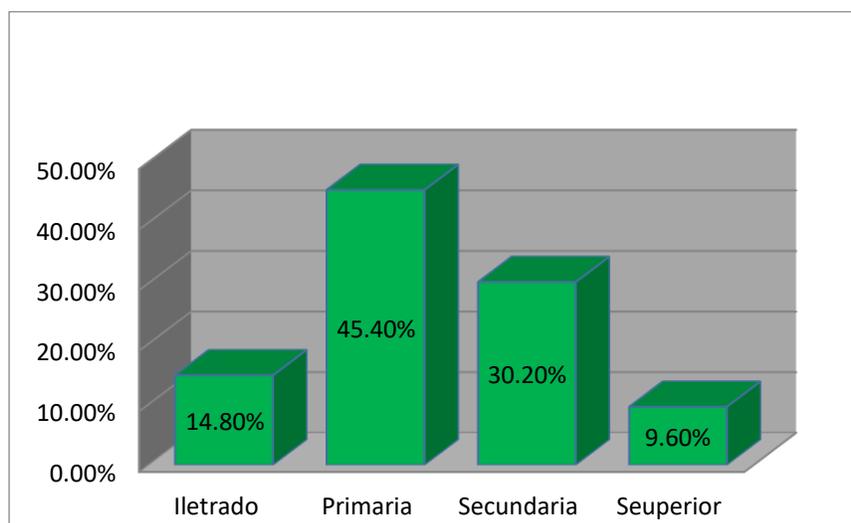


Fuente: Elaboración propia

5.1.2 Nivel de educación

El nivel de instrucción educativa de los encuestados, en su mayoría alcanza el nivel de primaria 45.40% (generalmente incompleto), seguido del nivel de secundaria con un 30.20% (generalmente incompleto). Es importante destacar que según los datos reflejados del análisis de la encuesta existe un porcentaje de 14.80% de población que no han alcanzado ningún nivel de educación (gráfica 6).

Gráfica 6. Nivel de instrucción educativa



Fuente: Elaboración propia

5.1.3 Economía

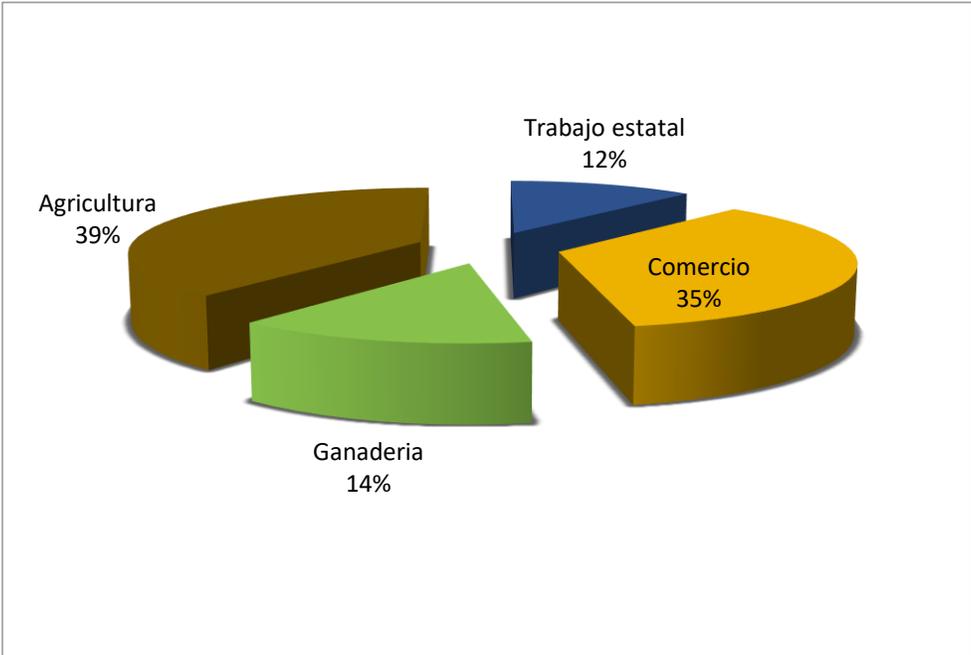
La actividad económica fundamental es la agrícola, se producen hortalizas como las naranjas, mandarinas y limón dulce, también chayote, piña, plátanos, bananos, pitahaya, y otros cultivos como granos básicos, dentro de los cuales se encuentran los frijoles y el café, entre otros (Gráfica 7).

El municipio puede ser considerado como productor neto de café, existe diferencia en los sistemas de cultivos de este rubro, ya que muchos productores/as establecen el café en arreglos con cítricos y otros frutales. Los granos básicos se cultivan a

i Espinoza, A. Estudio económico productivo INDES 2011

menor escala por pequeños productores, los cuales además de destinar gran parte al autoconsumo, el volumen restante lo destinan a comercialización en fincas, a excepción del maíz que lo venden en mazorca en los mercados capitalinos.

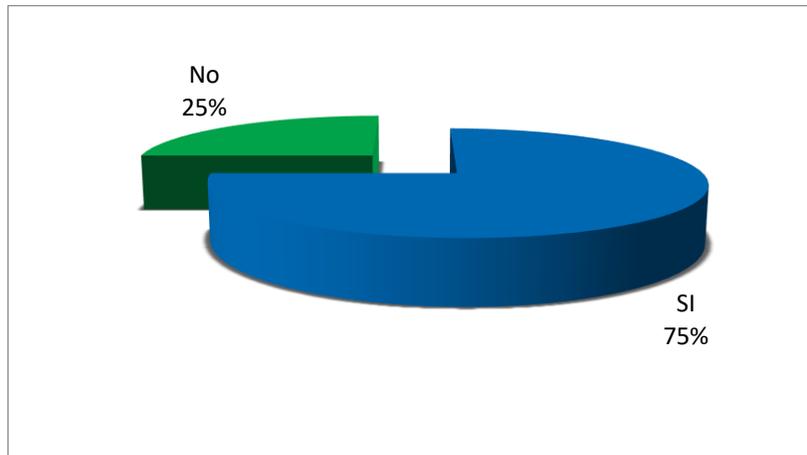
Gráfica.7 Principales actividades económicas



Fuente: Elaboración propia

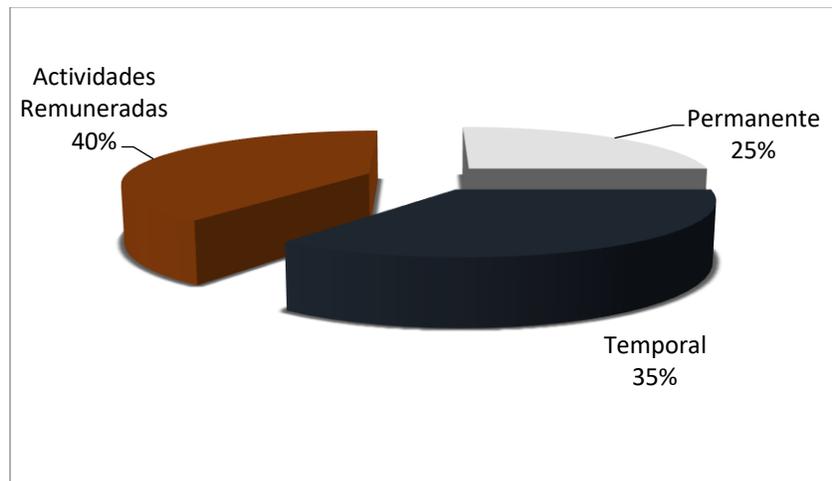
Según los resultados obtenidos de la encuesta, se pudo corroborar que la población de La Concepción se dedica en su mayoría a las actividades económicas de la agricultura y comercio. El 75% de los encuestados trabajan por lo que se refleja que el nivel de desempleo es poco, el 40% realizan trabajos cuyas actividades le son remuneradas, mientras que tan solo el 25% tienen un trabajo permanente (Gráficas 8 y 9).

Grafica 8. Población económicamente activa



Fuente: Fuente propia

Grafica 9. Categoría ocupacional



Fuente: Fuente propia

5.2 Estudio de población y caudales de aguas residuales

5.2.1 Estudio de población

Para el estudio de la población se analizaron los datos censales de INIDE de La Concepción, Masaya, se proyectó la población según tasa de crecimiento obtenida el último período intercensal de 1995-2005 por el método geométrico (tabla 9 y 10).

Tabla 9 Datos censales y tasa de crecimiento

Datos Censales de la Concepción-Masaya				Tasa de Crecimiento Promedio del Casco Urbano	
Año	Población			Periodo	rg (%)
	Municipio (hab)	Casco Urbano (hab)	Rural (hab)		
1963	9738	1704	8034	1950-1963	-
1971	10698	2684	8005	1963-1971	5,84
1995	27728	8986	18742	1971-1995	5,16
2005	31950	12234	19716	1995-2005	3,13
Promedio					4,71

Debido a que el último período intercensal de 1995-2005, la tasa de crecimiento fue de **3.13%**, lo cual dentro del rango de las Normas de INAA, se utilizó este valor para todo el período de diseño ya que es el dato más acertado del crecimiento poblacional actual según los datos obtenidos de la encuesta socio económica elaborada en el sitio de estudio. Además, se analizó que al pasar los años la tasa de crecimiento tiende a disminuir y teniendo en cuenta que la concepción la comprenden dos cascos urbanos, se decidió que para este diseño la tasa de crecimiento sería la del último periodo intercensal.

Tabla 10 Población proyectada

Año	Población proyectada (hab)
2020	11886
2025	13869
2030	16182
2035	18882
2040	22031

El área total del casco urbano es de 191 Ha, actualmente no están saturadas pues existen un sinnúmero de lotes y terrenos deshabitados, el área considerada en el proyecto es de 176 Ha; se determinó la densidad actual de la población resultando de 68 hab/Ha, para el final del periodo de diseño (20 años) se estima que la densidad sea de aproximadamente 126 hab/Ha (Tabla11), esta aun no considera la total saturación de la ciudad debido a la topografía de la zona, considerando estos factores se decidió tomar una densidad de 126 hab/Ha. que asegura una buena cobertura de saturación y de conexiones de red en el futura para una población de diseño de 22,031 hab.

Tabla. 11 Densidad poblacional

Descripción	Unidades	Total
Población de diseño	Habitantes	22031
Área aproximada a servir	Hectáreas	176
Densidad poblacional	Hab/Ha	126

5.2.2 Caudales de aguas servidas

5.2.2.1 Dotación de aguas residuales y aporte per cápita de aguas residuales

Después de analizar los criterios mencionados anteriormente en el diseño metodológico, para el cálculo del caudal de aguas residuales se optó por tomar el 80% de la dotación de 120.64 lppd (31.87 gppd), según guías de alcantarillado de INAA. (Tabla 12).

Tabla. 12 Aportes de aguas residuales

Localidad de Proyecto		Masaya
Cantidades de Aguas potable (Lit/Hab/Dia)	Consumo Doméstico (C _{Dom})	130
	Consumo Comercial (C _{Com})	9.1
	Consumo Público o Institucional (C _{Pub})	9.1
	Consumo Industrial (C _{Ind})	2.6
	Dotación total	150.8
Aporte per cápita de aguas residuales (lppd)	Factor de retorno	0.80
	Aporte per cápita	120.64

5.2.2.2 Caudales de diseño de aguas servidas

En la siguiente tabla se muestra el resumen del caudal de diseño de aguas residuales domésticas a generarse por la población de diseño de la ciudad. (tabla 13). [Ver más detalles en el Anexo B.](#)

Tabla. 13 Resumen de caudales de aguas servidas

Descripción	Unidad	Resultados
Área Tributaria	Ha	176
Población de diseño	Hab	22031
Densidad de diseño	Hab/Ha	126
Caudal Promedio	lps	30.76
Fáctor de Harmon calculado		2.61
Fáctor de Harmon utilizado		2.61
QMáximo	lps	110.51
Q. conexiones erradas	lps	17.04
Longitud total	m	16,516.69
QInfiltración	lps	8.26
QDiseño	lps	85.60

5.3 Sistema de recolección

5.3.1 Trazado de la red

Todas las aguas escurren por gravedad hacia una única planta de tratamiento, la red es de tipo separado convencional. [Ver plano #1 y # 2 en ANEXO C.](#)

En este diseño se utilizaron diámetros que van desde 6" (150mm) hasta 14" (350mm). El coeficiente de rugosidad de Manning utilizado es de 0.009, para las tuberías de PVC.

El área que drenará es de 176 Ha con cobertura del 92% del área total del municipio, para la población de 22,031 habitantes para el final del período de diseño. Se espera un caudal de diseño de 85.6 litros por segundo (7,395.84 m³/día) al final de 20 años. Físicamente la red cubre la mayor parte de la del casco urbano.

5.3.2 Análisis hidráulico de la red

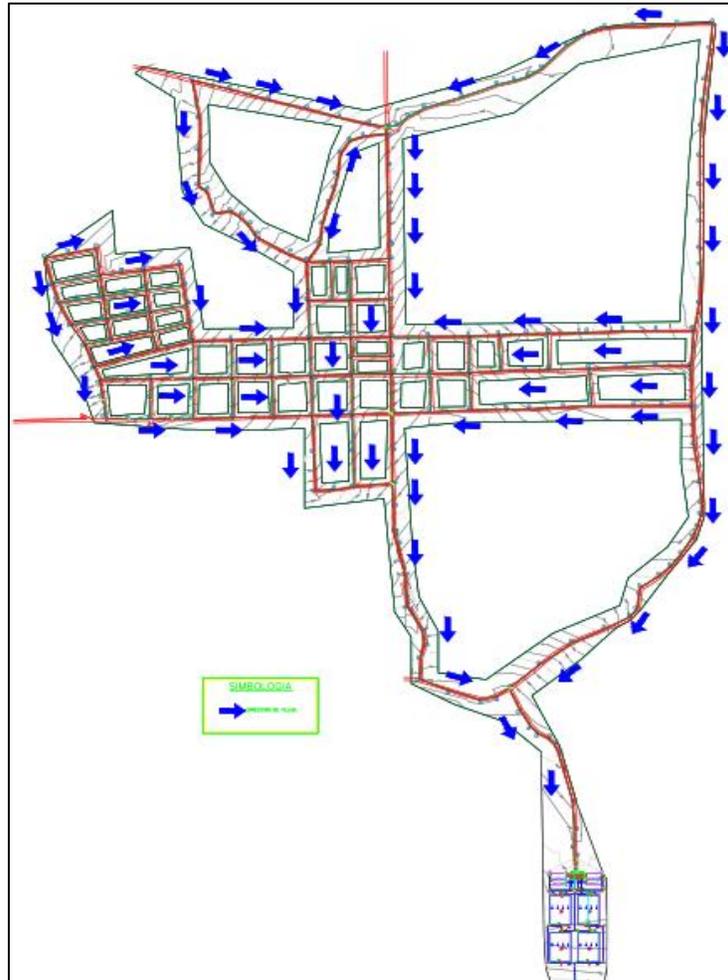
El análisis hidráulico da inicio con la determinación de los caudales de diseño por tramo de colector, a cada zona de drenaje, una vez obtenidos los caudales de diseño se determinaron los diámetros, velocidades y cálculos topográficos, para la establecer los niveles de entradas y salidas de los colectores y profundidades de los pozos de visita.

A continuación, en la tabla 13 se presenta un resumen del análisis hidráulico de la colectora principal, utilizando como material de construcción el PVC, el resto de cálculos se presenta en [Anexo B.](#)

Tabla. 14 Resumen hidráulico de colectora principal

RAMAL PRINCIPAL RP-1		
Descripción	Sistema convencional	Unidades
Caudal máximo	110.51	(l/s)
Numero de pozos de visita	35	(c/u)
Profundidad de excavación mínima	1.36	M
Profundidad máxima de excavación	3.9	M
Diámetro mínimo	150	Mm
Diámetro máximo	350	Mm
Longitud total PVC	2,162.4	M
Pendiente mínima	0.50	%
Pendiente máxima	5.79	%
Velocidad máxima	2.76	m/s
Velocidad mínima	1.11	m/s

Figura. 10 Gráfico de la dirección del flujo



La longitud total de tubería es de 16,433.69 metros, entre colectores principales y subcolectores y conexiones domiciliarias. En tabla 15 se presenta su distribución:

Tabla. 15 Longitud de tubería según el diámetro

Diámetro (pulg.)	Longitud de tubería (m)
6"	14,550.20
8"	534.34
10"	415.48
12"	621.86
14"	394.81

La red fue diseñada con tres tipos de dispositivos de limpieza, los cuales son: pozos de visita, cajas de registro y cabeceros de inspección, sumando un total de 237 pozos de visita. [Ver plano #5. Detalles de Dispositivos de Limpieza en ANEXOS C.](#)

Las características más sobresalientes se muestran en la tabla 16 siguiente:

Tabla. 16 Datos sobresalientes del alcantarillado

Descripción	Cantidad	Unidades
Caudal	9,548.19	m ³ /día
Área a cubrir	176	(ha)
Población	22,031	(hab)
Profundidad de excavación máxima.	3.90	M
Profundidad de excavación mínima.	1.35	M
Diámetro mín	150	mm
Diámetro máx	350	mm
Longitud total PVC	16,516.69	m
Pendiente mín	0.40	(%)
Pendiente máx	5.83	(%)
Velocidad máx	2.76	(m/s)
Velocidad mín	0.48	(m/s)

Se puede notar que la alternativa seleccionada funciona bien técnicamente y que no existe una diferencia relevante en cuanto a este aspecto, ni a lo que cobertura poblacional se refiere; de igual manera no existe una diferencia marcada en lo que respecta al costo total. Esto quiere decir que la alternativa de drenaje puede ser usada para realizar el diseño del sistema de alcantarillado sanitario.

5.4 Sistema de tratamiento de aguas residuales

5.4.1 Características de las aguas residuales

Debido a que las ciudades de Jinotepe y San Marcos poseen características similares a la de la Concepción se consideró las características de las aguas para obtener valores medios, obteniendo así una carga superficial de $1300 \text{ mt}^3/\text{mt}^2/\text{día}$, una carga orgánica de 305 mg/L , y una carga per cápita de $36.79 \text{ gr/hab}^*\text{día}$. La carga orgánica total aplicada es de 810.64 kgDBO/día . El caudal medio que se obtuvo del diseño de alcantarillado y es de 30.76 lit/seg , a una temperatura de 23.1 °C (temperatura del mes más frío). Se estableció un número total de coliformes fecales de $2.85 \times 10^7 \text{ NMP/100ml}$.

5.4.2 Descripción general

Se realizaron dos alternativas de diseños las cuales son:

- 1) Primera alternativa: Laguna anaerobia + Laguna facultativa + Laguna de maduración.
- 2) Segunda alternativa: Tanque imhoff + Biofiltro de flujo horizontal.

A ambas alternativas le anteceden estructuras de pretratamiento y distribución de flujos que consta de un canal, una reja de limpieza manual, desarenador y un canal parshall que medirá el caudal de entrada en ambas alternativas.

5.4.3 Estructuras de pretratamiento y distribución de flujos

5.4.3.1 Canal de entrada y rejas

Luego de que las aguas son transportadas aéreamente y depositadas en el pozo de visita # 1, éstas fluyen por gravedad a través de una tubería hasta llegar a un canal rectangular de 0.6 metros de altura por 0.5 metros de ancho. Este canal está conectado a una estructura de rejilla que detiene los desechos sólidos de regular tamaño.

Dicha estructura tiene dimensiones de 0.6 metros de altura por 0.6 metros de ancho; posee una pendiente de ampliación de sección de 22° y su rejilla propiamente dicha,

tiene una inclinación de 45° respecto al fondo del canal; el tipo de reja es mediana con barras redondas, existe una separación entre éstas de 4 cm y cada una tiene un espesor de 1.27 cm. La eficiencia es del 76% con una velocidad de paso del agua de 0.47 m/s. [Ver plano # 4, en ANEXOS C.](#)

5.4.3.2 Desarenador y cámara de aquietamiento

Inmediatamente el agua sale del canal de la rejilla entra a una tubería para descargar a un desarenador de 3217.27 m^3 aproximadamente, con una longitud de 5.7 m y un ancho de 1 m. Aquí se eliminan partículas arenosas y otras con diámetros hasta de 0.2 mm, las cuales se sedimentan a una velocidad de 2.63 cm/s.

Serán dos el número de desarenadores debido a que cuando a uno se le da mantenimiento el otro esté funcionando. Con un tiempo de retención de sedimentos de 15 días

El almacenamiento de lodos se produce en la parte inferior de la estructura. La pendiente longitudinal será de 0.015%. [Ver plano # 4, en ANEXOS C.](#)

5.4.3.3 Canal parshall

Luego de salir del desarenador, las aguas residuales pasan al dispositivo de medición de caudal, que en este caso es una canaleta parshall, que tendrá una garganta de 12" (30.5 cm) de ancho. El cual generara un tirante de agua en la salida del canal de 0.188 m, una pérdida de 0.092mt, y una velocidad en la sección de salida de 0.745 m/s.

Luego de salir del canal parshall, el agua llega a una cámara de inspección-distribución y de ahí al último eslabón del tratamiento, este es presentado en dos alternativas.

5.4.4 Estructuras de tratamiento

5.4.4.1 **Primera alternativa.** Laguna anaerobia + Laguna facultativa + Laguna de maduración

El sistema consiste en estructuras de pretratamiento y tratamiento primario, así como tratamiento final por métodos basados en terrenos, en este caso lagunas de estabilización; todo el sistema ocupa un área de aproximadamente 4 hectáreas (Ha) sin incluir obras adicionales como estacionamiento, caseta de control, entre otras. está ubicado en un terreno que favorece el drenaje sanitario es decir aguas abajo del casco urbano del municipio, será escogido en ese sector debido a que el patrón de drenaje de la ciudad es orientado hacia el sur y además los terrenos lo permiten. Se suma a la selección el hecho de que los vientos están dirigidos del noreste al suroeste, evitándose así el problema de olores perjudiciales a la salud de la comunidad.

Luego de salir del canal parshall, el agua llega a una cámara de inspección-distribución y de ahí al último eslabón del tratamiento, constituido por un arreglo de lagunas de estabilización. El arreglo es como sigue: Dos lagunas anaerobias conectadas en paralelo, seguidas por una facultativa y una de laguna de maduración.

5.4.4.1.1 Lagunas anaerobias

Fueron diseñadas bajo el modelo de carga orgánica superficial, con una $CVA=362$ grDBO/m³*día, resultando la laguna de 0.133 ha con dimensiones, con una relación largo-ancho= 3:1, con dimensiones de 15 .00 m de ancho y 45.00 m de longitud respectivamente. La profundidad es de 4 metros.

Tienen un tiempo de retención de 2 días y un período de desenlode de 6 años aproximadamente.

La DBO del efluente de dicha laguna es de 103.09 mgDBO/l y los coliformes fecales se redujeron hasta 2.87×10^6 NMP/100ml, ambos datos fueron calculados bajo el

modelo de mezcla completa y cinéticas de primer orden y también basados en los criterios de Marais y Shaw.

5.4.4.1.2 Laguna facultativa

Se diseñó bajo el modelo carga superficial con una profundidad de 2.25 metros. Se aplicaron criterios de Mara para determinar la carga superficial aplicada $CSA=250.3$ kgDBO/ha*día y criterios de McGarry y Pescod para obtener una eficiencia del 76.64%. El área superficial es de 0.88 Ha, con una relación largo-ancho de 2:1, con dimensiones: de ancho de 68.00 m y 134.00 m respectivamente.

El tiempo de retención es de 10 días con un período de desenlode 15 años.

La DBO del efluente queda en 24.09 mg/l y los coliformes son reducidos a 6.3×10^4 NMP/100ml.

5.4.4.1.3 Laguna de maduración

Se adopta un tiempo de retención de 15 días con un área de 2.7 Ha; su profundidad es de 1.75 m, con una relación largo-ancho de 2:1, con dimensiones de Ancho = 117.00 m y 234.00 m respectivamente.

Debido a que la DBO ya cumplió con los parámetros requeridos en la laguna anterior $< 30\text{mgDBO/l}$, se da más énfasis ahora en los coliformes fecales, y aplicando el mismo modelo para coliformes fecales, se obtiene una cantidad de 9.29×10^2 NMP/100ml.

La densidad de coliforme fecales efluentes cumple con lo requerido en el **Decreto 21-2017** el cual estipula que la densidad de coliforme fecales del efluente deberá ser menor de 1×10^3 NMP/100ml. Para reducir los coliformes a menos de 9.29×10^2 NMP/100ml, se logra construyendo una segunda laguna de maduración con características similares; o simplemente incrementar el periodo de retención de la carga hidráulica a más de 15 días.

5.4.4.2 **Segunda alternativa.** Tanque imhoff + Biofiltro de flujo horizontal.

Consiste en estructuras de pretratamiento y tratamiento primario, así como tratamiento final; todo el sistema ocupa un área de aproximadamente 1.48 hectáreas (Ha) sin incluir obras adicionales como estacionamiento, caseta de control, entre otras. Se ubicaron en un terreno que favorece el drenaje sanitario es decir aguas abajo del casco urbano del municipio, se seleccionó en ese sector debido a que el patrón de drenaje de la ciudad es orientado hacia el sur y además los terrenos lo permiten. Se suma a la selección el hecho de que los vientos están dirigidos del noreste al suroeste, evitándose así el problema de olores perjudiciales a la salud de la comunidad.

El terreno donde estará ubicada la planta de tratamiento es un punto estratégico ya que por sus características topográficas no habrán problemas con inundaciones debido a que es un punto alto donde encontraron precipitaciones suaves del terreno garantizando el drenaje de las agua pluviales sin causar ningún daño a las infraestructuras a construir. [Ver plano # 3 y # 4 en ANEXO C.](#)

5.4.4.2.1 Tanque imhoff

El tanque imhoff tendrá forma rectangular y sus dimensiones de 6.15 m de ancho, 7.95 m de largo y 9.79 m de altura, con paredes internas de 0.25 m de ancho. Estará constituido de tres compartimientos que son la cámara de sedimentación la cual tiene un ancho de 2.61 m, un largo de 7.95 m, y altura de 3.78 m.

El fondo del sedimentador tendrá una inclinación de 60° con respecto a la horizontal; cámara de digestión de lodos con un ancho de 6.15 m, un largo de 7.95 m, tendrá dos tolvas en forma de pirámide truncada invertida con inclinación de 30° con respecto a la horizontal, dicha tolva tendrá una base menor de 1.9 m por 4.07 m y una base mayor de 3.98 m por 6.15 m, y la altura de 6.4 m; área de ventilación y cámara de natas con 23.85 m² y un espaciamiento de ventilación de 1.5 m.

Con un total de 4 tanques se reducirá el 75 % de sólidos suspendidos que pasará de 423 a 105.75 mg/l; la DBO5 pasará de 305 a 122 mg/l y los coliformes fecales de 2.85×10^7 a 1.4×10^7

Luego de salir del tanque imhoff, el agua llega a una cámara de inspección-distribución y de ahí al siguiente eslabón del tratamiento para aplicar el tratamiento secundario, constituido por una serie de biofiltro de flujo horizontal.

5.4.4.2.2 Biofiltro de flujo horizontal

Se utilizará biofiltro como tratamiento secundario los cuales con un periodo de retención de 6 días disminuirá la concentración de DBO5 inicialmente de 122 y finalmente a 2 mg/l; coliforme fecales de 1.4×10^7 NMP/100ml se reducen a 3.2×10^1 NMP/100ml. Con 4 unidades, tendrán un dimensionamiento para el tratamiento secundario de 50 m de ancho, 74 m de largo, con una profundidad promedio del humedal de 1.19 m, con pendiente longitudinal del 0.5%, resultando una altura en la entrada de del biofiltro de 1 m y una profundidad en la salida del humedal de 1.37 m, los taludes en la entrada del humedal y a lo largo serán de 2/3 y en la salida de 1/1.

A continuación, en las tablas 17, 18 siguientes se presenta un resumen de los resultados del diseño de todo el sistema de tratamiento de las aguas residuales.

Tratamiento preliminar

Tabla 17. Resumen de diseño del canal de entrada

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad de medida
Caudal máximo	Q _{máx.}	85.6	l/s
Coefficiente de rugosidad	N	0.013	
Pendiente	S	0.001	%
Base	B	0.50	m

Figura 11. Gráfico de la sección del canal

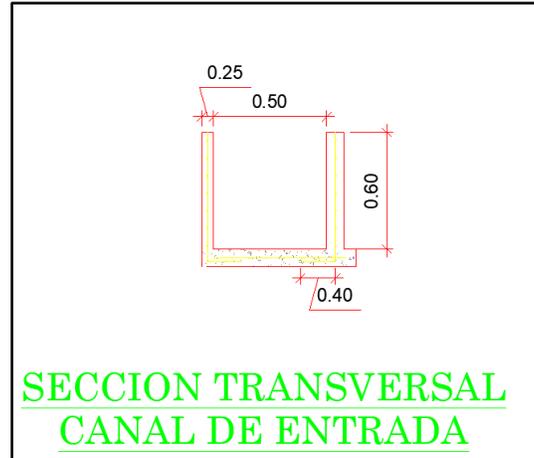


Tabla 18. Resumen de diseño de la reja.

(Reja mediana de limpieza manual, con varilla de 3/4" de sección circular).

	Descripción	Símbolo	Valor
Datos iniciales	Q_{max}	85.60	l/s
	Q_{med}	30.8	l/s
	h_{max}	0,2769	m
	h_{med}	0.1379	m
	A	40	mm
	T	12.7	mm
	β	1.79	
	θ	45	°
	G	9.81	m/s ²
Resultado de diseño	V_{max} en el canal	0.62	m/s
	A_{util} del canal	0.14	m ²
	E	76	%
	$A_{r max}$	0.18	m ²
	b_r	0.60	m
	$A_{r med}$	0.083	m ²
	A_{util} de la reja a caudal medio	0.063	m ²
	V_{med} del canal	0.49	m/s
	BL	0.30	m
	h_f kirschmer	0.003	m
	h_f metcalf	0.006	m
	h_f 75% obstruida	0.011	m
	y del canal en la reja	0.60	m

Figura 12. Gráfico de la Rejas

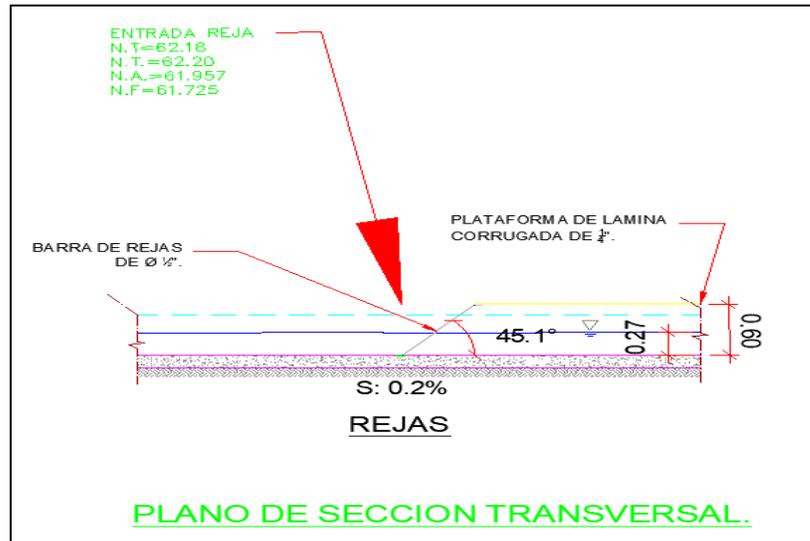
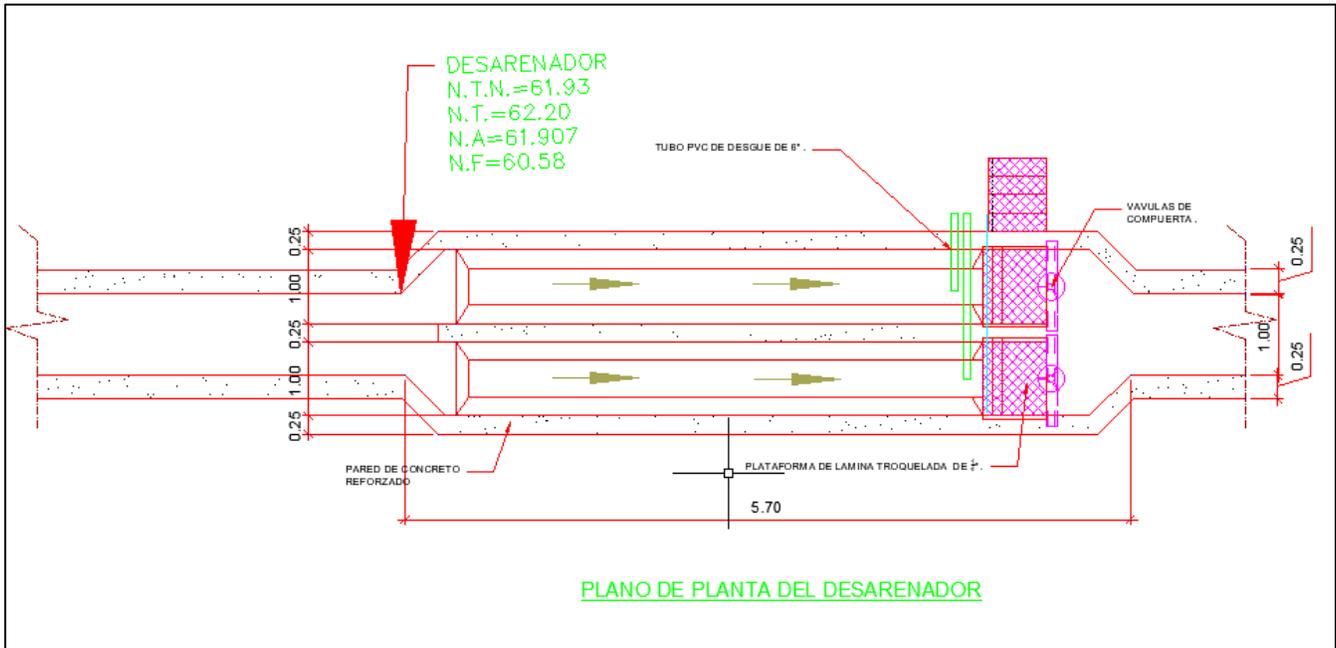


Tabla 19. Resumen de diseño del desarenador

Resultado de diseño			
Descripción	Símbolo	Valor	U/M
Caudal de diseño	Qd	0.086	m/s
Carga superficial	Cs	1300	m ³ /m ² /día
Velocidad del flujo	V	0.30	m/s
Diámetro de la partícula	Ø	0.2	mm
Velocidad de sedimentación	Vs	0.0263	m/s
Número de desarenadores	No	2	Und
Tiempo de retención de sedimentos	t	15	día
Ancho	b	1	m
Altura de agua en el canal de llegada	H _{agua}	0.29	m
Borde libre	BL	0.30	m
Largo	L	5.69	m
Radio hidráulico	Rh	0.182	m
Pendiente longitudinal del sedimentador	S	0.015	%
Perdidas en el desarenador	hf	0.84	mm
Cantidad de material retenido	C _{ret}	0.029	m ³ /s
Volumen del sedimentador	V _{sed}	3217.29	m
Volumen de tolva	V _(req tolva)	3.22	
Altura de tolva	H _{tolva}	0.60	m
Ancho de tolva	b	1	m
Largo de tolva	L	5.70	m/s
Altura del desarenador	H _{des}	1.50	m

Figura 13. Gráfico del Desarenador



Primer alternativa de tratamiento. Lagunas en serie

En tablas 20, 21 22 y 23 y figuras 14, 15 y 16, se presentan los resultados de los cálculos.

Tabla 20. Datos iniciales de lagunas de estabilización

Datos iniciales			
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad de medida
Población	P	22031	hab
Caudal	Q	30.76	l/s
C Equiv	CE	36.7952	grDBO/per*día
C.O. Afluente	CTA	810.64	kgDBO/día
C. Fecales	CF	2.85 E+07	NMP/100ml
Temperatura del mes más frío	T	23.1	°C
V. Lodo-Año	VL	0.02 y 0.04	m ³ /hab*años

Tabla 21. Resultado de diseño de laguna anaerobia

Resultado de diseño			
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad de medida
Carga orgánica volumétrica	COV	362	gDBO5/m ³ *día
Volumen de la laguna	V	2239.32	m ³
Tiempo de retención calculado	t	0.843	día
Tiempo de retención adoptado	t	2	día

Resultado de diseño				
Descripción	Símbol	Valor	Unidad	de
Volumen total	V_{Total}	5315.64	m^3	
Demanda bioquímica de oxígeno saliente	DBO5 sal	0.103	grDBO/ lit	
		103.09	mgDBO/lit	
carga orgánica de efluente primario	q	273.99	kgDBO/día	
Densidad de coliforme fecales del efluente	N_1	2.87E+06	NMP/100ml	
Profundidad	P	4	m	
Área a profundidad media	A	1328.91	m^2	
Carga orgánica superficial	COS	6100	kgDBO/dia*Ha	
Dimensión de laguna con relación largo-ancho de 3:1				
Ancho	B	22.00	m	
Largo	L	64.00	m	
Si se construyeran dos lagunas en paralelo; con relación largo-ancho igual a 3:1.				
Área a profundidad media	A	664.45	m^2	
Ancho	B	15.00	m	
Largo	L	45.00	m	

Figura 14. Laguna anaerobia



Tabla 22. Resultado de diseño de laguna facultativa

Resultado de diseño			
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad de medida
Carga superficial	CS	312.87	Kg DBO5/día Ha
Área	A	8757.45	m ³
Profundidad	P	2	m
Ancho en la superficie	B	68.00	m
Longitud en la superficie	L	134.00	m
Ancho interior	B	58.17	m
Longitud interior	L	124.34	m
Talud interno	z	½	
Volumen	V	15969.44	m ³
Periodo de retención	Pr	10	días
Borde libre	BL	0.25	m
Carga superficial aplicada	CSA	250.3	Kg DBO/día Ha
Eficiencia	E	76.64	%
Carga orgánica del efluente	S	24.09	mg/L
Carga orgánica volumétrica	COV	17.16	gr DBO/mt3 día
Carga orgánica del efluente	COE	64.02	Kg DBO/día
Densidad de coliforme fecales	CFE	6.30X10 ⁴	NMP/100ml

Figura 15. Laguna facultativa

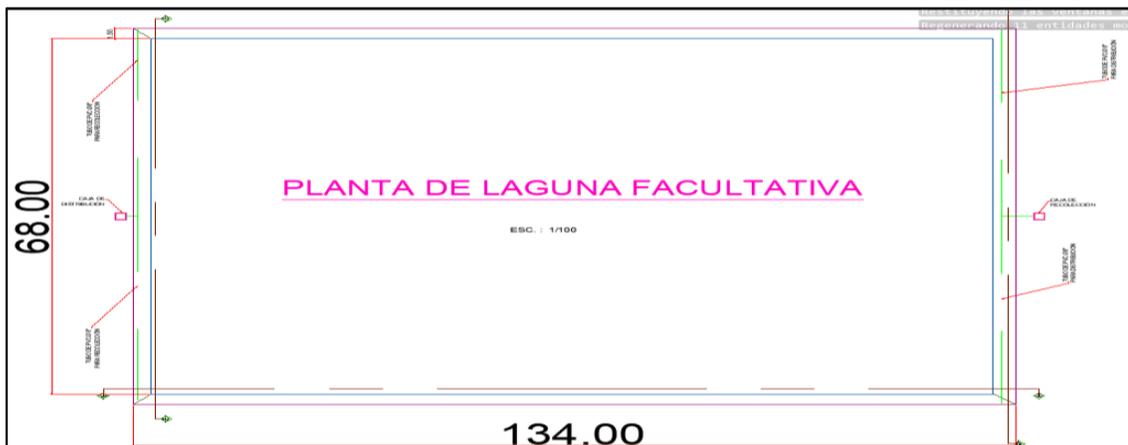


Tabla. 23 Resultado de diseño de laguna de maduración

Resultado de diseño			
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Tiempo de retención adoptado	Θ_{adoptado}	15	días
Profundidad adoptada	P	1.5	m
Área de laguna	A	26578.2	m ²
Densidad de coliforme fecales efluentes finales		9.29E+02	
Ancho	B	117.00	m
Largo	L	232.00	m

Figura 16. Laguna de maduración



Segunda alternativa . Tanque Imhoff en serie con Biofiltro de flujo horizontal

En las tablas 24, 25, 26 y 27 a la 31 y figuras 17,18 19 se demuestran resultados de los mismos

Tabla. 24 Datos iniciales del tanque imhoff

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Población servida	P	22031	hab
Población de diseño	Pd	5508	hab
Caudal máximo horario	Q _{max}	0.021	m ³ /s
Caudal promedio	Q _{med}	0.008	mt ³ /s
Numero de tanque Imhoff	N	4	Unidades
Sólidos en suspensión afluente	SS _o	423	mg/l
Porcentaje de remoción de SS	RSS	75	%
Concentración de SS en el efluente	SS	105.75	mg/l
DBO5 afluente	S _o	305.00	mg/l
% de remoción de DBO	RDBO	60	%
Concentración de DBO5 en efluente	S	122	mg/l
Coliformes fecales en alfluente	CFA	2.85E+07	NMP/100ml
Remoción de coliformes fecales	RCF	0.5	Log
Coliformes fecales en efluente	CFE	1.4E+07	NMP/100ml

Tabla. 25 Resultado de diseño del tanque imhoff

Zona de sedimentación

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Carga superficial	CS	1.35	m ³ /m ² /hr
Área del sedimentador	As	20.51	m ²
Periodo de retención	Pr	2	hr
Volumen total	V _T	55.37	m ³
Relación largo ancho	L/B	3-1	
Ancho	B	2.61	m
Largo	L	7.86	m
Ancho seleccionado	B	2.65	m
Largo seleccionado	L	7.95	m
Angulo fondo sedimentador	θ	60	°
Altura triangular del sedimentador	h ₁	2.3	m
volumen triangular del sedimentador	V ₁	24.23	m ³
Volumen rectangular del sedimentador	V ₂	31.14	m ³
Altura rectangular del sedimentador	h ₂	1.48	m
Altura total del sedimentador	h _{sed}	3.78	m

Tabla. 26 Resultado de diseño del tanque imhoff

Zona de ventilación

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Por debajo de la superficie		0.3	m
Por encima de la superficie		0.3	m
Borde libre	BL	0.5	m
Zona de ventilación de gases			
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Espaciamiento de ventilación seleccionado		1.5	m

Tabla. 27 Resultado de diseño del tanque imhoff

Zona de digestión

Diseño de la zona de digestión			
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Tasa de producción de lodos		70	lit lodos/hab
Temperatura del mes más frío	T	23.1	°C
Factor de capacidad relativa	Fcr	0.58	
Tiempo de retención de lodos	Tr	34	día
Volumen total de digestor	V _T	222.08	m ³
Área superficial total	A _T	48.89	m ²
Área de ventilación y natas	A _v	23.85	m ²
Borde libre	BL	0.5	m
Espaciamiento de ventilación seleccionado	E _v	1.5	m
Ancho de muros interno	B _m	0.25	m
Ancho total de la zona de digestión	B _T	6.15	m
Largo total de la zona de digestión	L _T	7.95	m
Numero de tolva	N	2	
Angulo de tolva	θ	30	°
Lado superior de tolva	L _{sup-tolva}	6.15	m
Área superior de la tolva	A _{sup-tolva}	24.45	m ²
Lado inferior de tolva (respecto al ancho)	L _{inf-ancho}	4.07	m
Lado inferior de tolva (respecto al largo)	L _{inf-largo}	1.9	m
Volumen de tolva	V _{tolva}	6.44	m ³
Altura de tolva	h _{tolva}	1.78	m
Altura de tolva asumida	h _{tolva-asum}	0.6	m
Volumen de digestor	V _D	215.64	m ³
Altura rectangular de digestor	H	4.41	m
Altura del digestor	h _{digestor}	5.01	m
Altura entre sedimentador y digestor	h _{hmax lodo-fsed}	0.5	m
Altura total del tanque Imhoff	h _{Total}	9.79	m

Figura 17. Planta de tanque imhoff

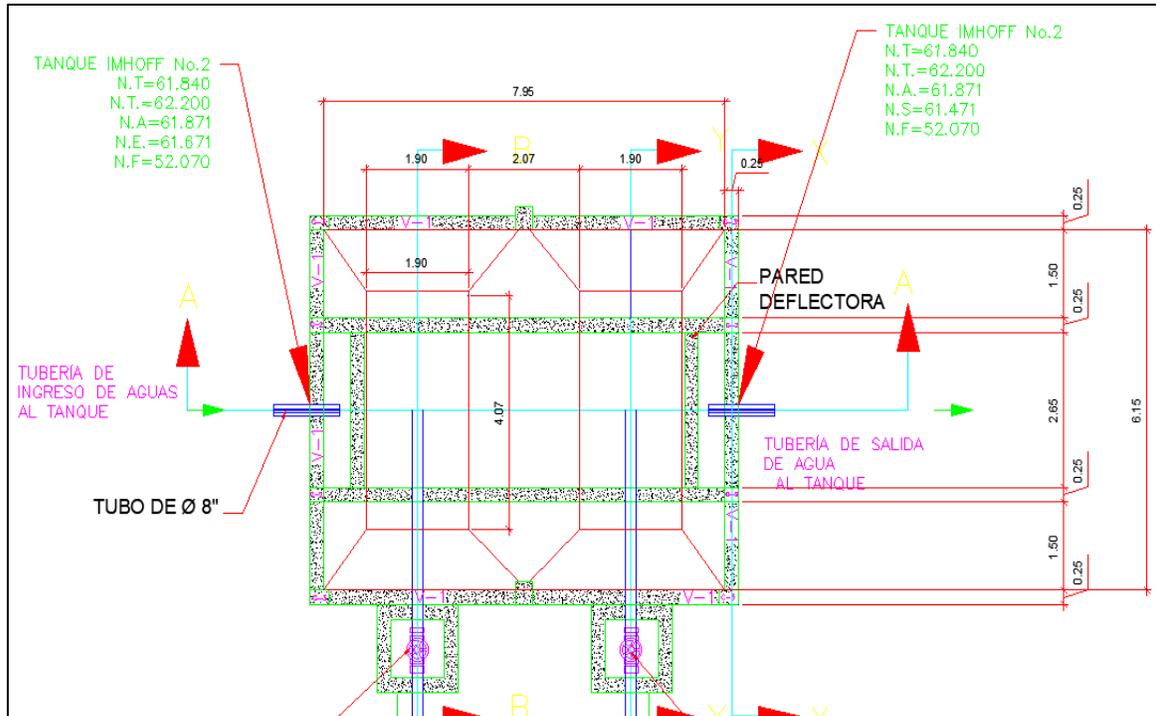


Figura 18. Sección de tanque Imhoff

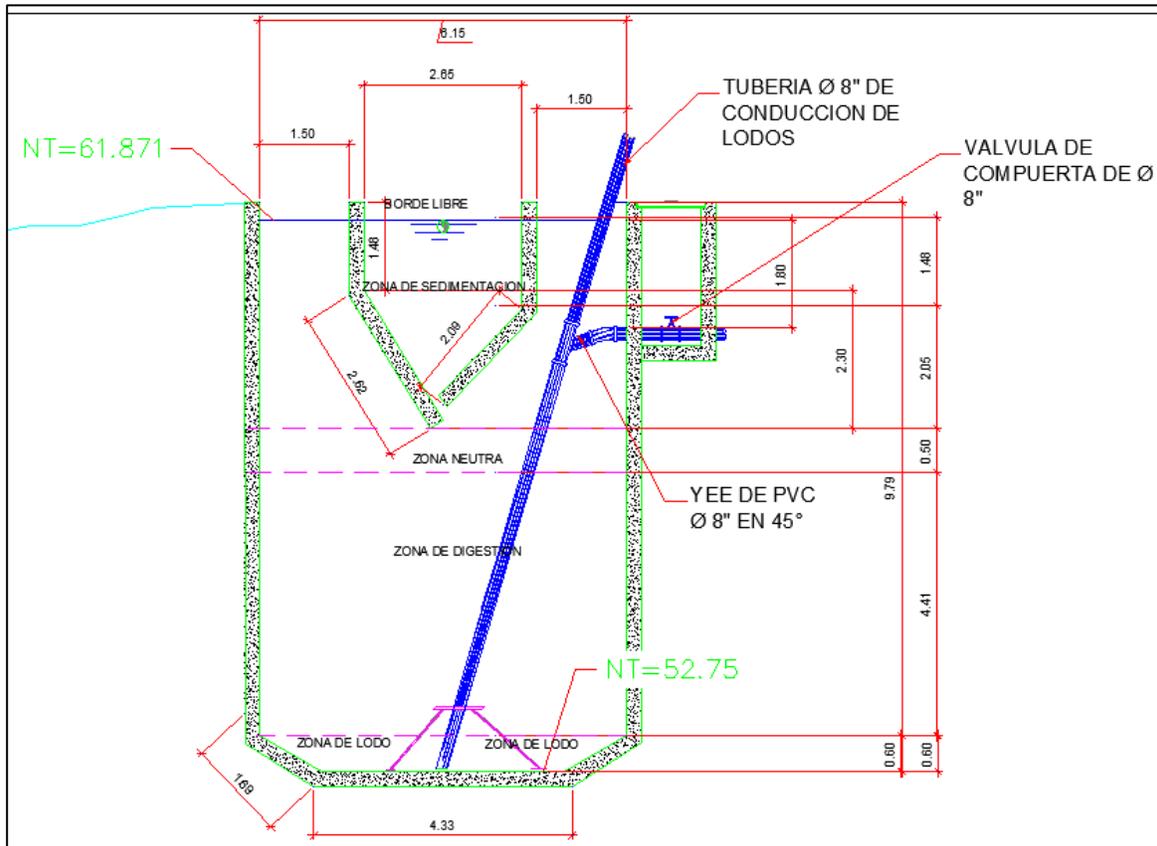


Tabla. 28 Resultado de diseño del tanque imhoff

Lecho de secado de lodos

Descripción	Símbol	Valor	Unidad
Carga hidráulica sobre el vertedero	CH	250	m ³ /m*día
Longitud mínima de vertedero de salida	L _{min-vert}	7.4	m
Longitud de vertedero de salida	L _{min}	7	m
Contribución per cápita		90	gr.SS/(hab*dí
Carga de solidos que ingresan al	C	495.72	Kgr.SS/día
Masa de solido que conforma los lodos	M _{sd}	161.11	Kgr.SS/día
Densidad de los lodos	ρ _{lodo}	1.04	Kg/L
% de solidos contenidos en los lodos	% de	12	%
Volumen diario de lodos digeridos	V _{ld}	1.29	ltr/hab*día
Volumen de lodos a extraer del tanque	V _{el}	241.76	m ³
Tiempo de digestión	Tr	3400	días
Profundidad de lecho de secado	H _a	0.4	m
Área de lecho de secado	A _{ls}	604.4	m ²
Ancho de lecho de secado	B	15	m
Largo de lecho de secado	L	40.29	m

Figura 20. Eras de secado

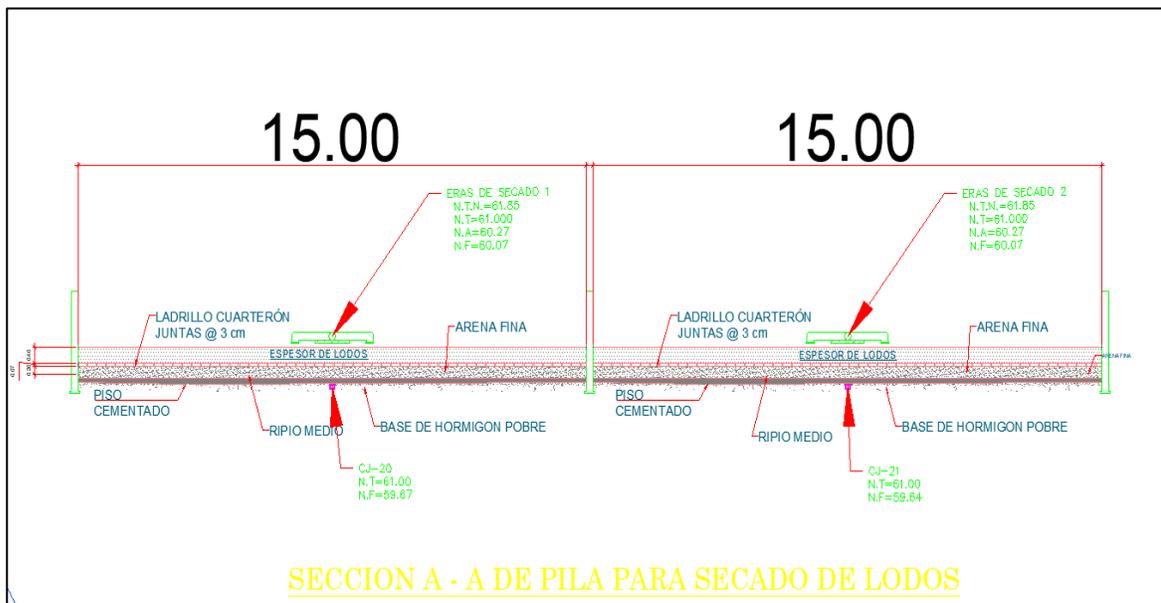


Tabla. 29 Datos iniciales del biofiltro de flujo horizontal

Descripción	Símb.	Valor	Unidad
Población	P	22031	hab
Caudal promedio	Qm	30.76	lps
	Qm	2657.82	m ³ /día
DBO5 Afluente	So	122	mg/L
DBO5 Removido	S	98	%
Coliformes Fecales en el Afluente	CFA	1.4E+07	NMP/100 ml
Constante de Degradación CF	K	2.17	m/año
Coliformes Fecales en el Efluente	CFE	3.2E+01	NMP/100 ml
Coliformes Fecales Removidos	CFR	100	%
Pendiente del Fondo	S	0.5	%
Permeabilidad del Lecho Filtrante	P _{erm}	0.4	m/s
Profundidad Efectiva	P _{efectiva}	0.75	m
Conductividad eléctrica		10000	

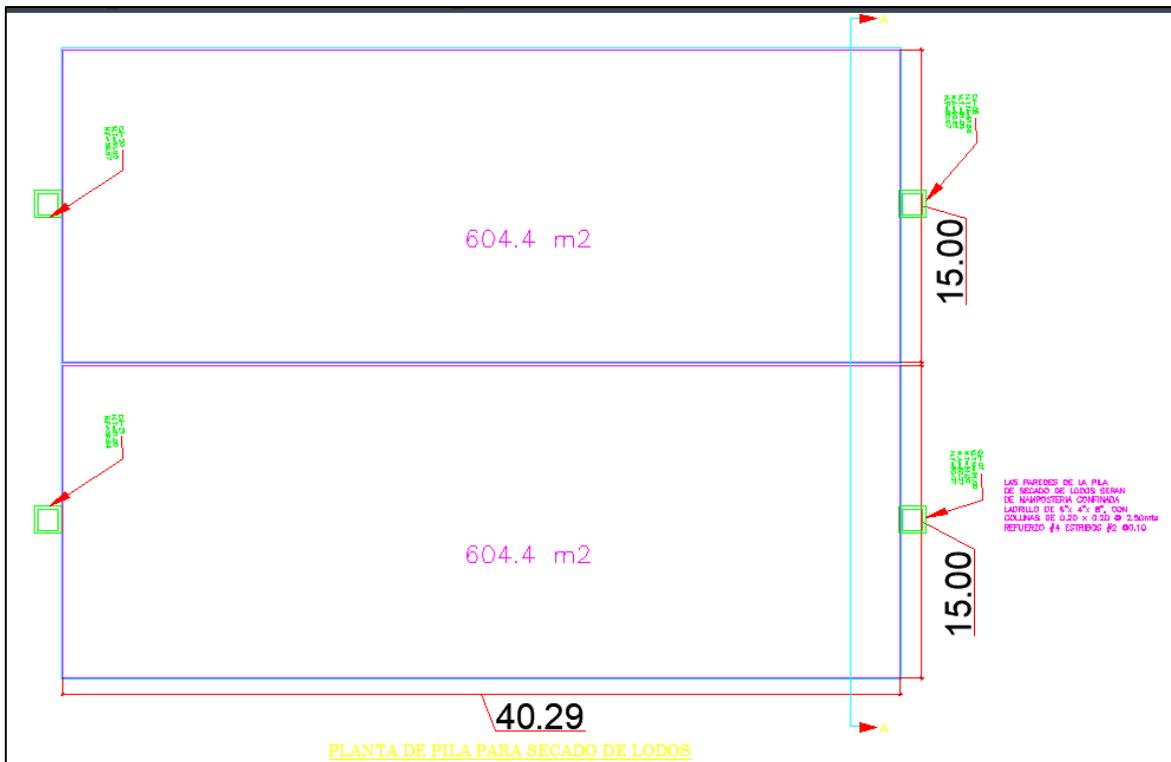


Tabla. 30 Resultado del biofiltro de flujo horizontal

Dimensionamiento

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Número de unidades propuestas	N	4	Und
Caudal promedio por unidad	Q_{m-und}	664.455	m ³ /día
Ancho mínimo	B _{min}	49.61	m
Ancho ajustado	B	50	m
Longitud	L	75	m
Relación longitud-ancho	L/B	1.5	
Carga hidráulica	CH	1799.86	m ³ /ha*día
Tiempo de retención	T _r	6	días
Área requerida por unidad	A _{und}	3691.7	m ²
Área total requerida	A _T	14766.82	m ²
Área requerida por habitante	A _h	0.67	m ²
Número de unidades propuestas	N	4	Und
Caudal promedio por unidad	Q_{m-und}	664.455	m ³ /día
Ancho mínimo	B _{min}	49.61	m
Ancho ajustado	B	50	m

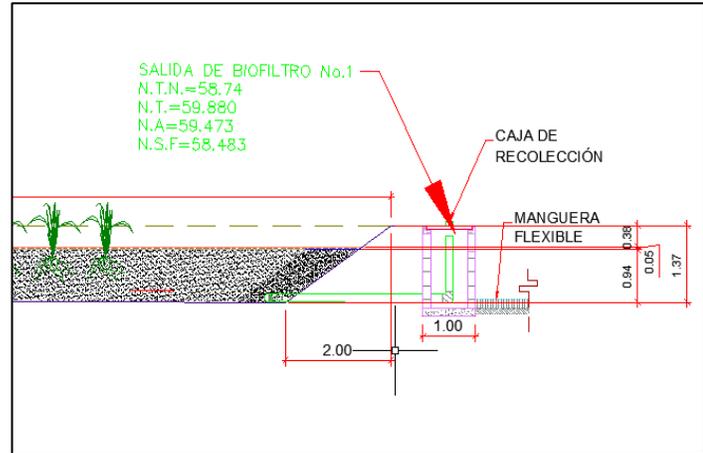
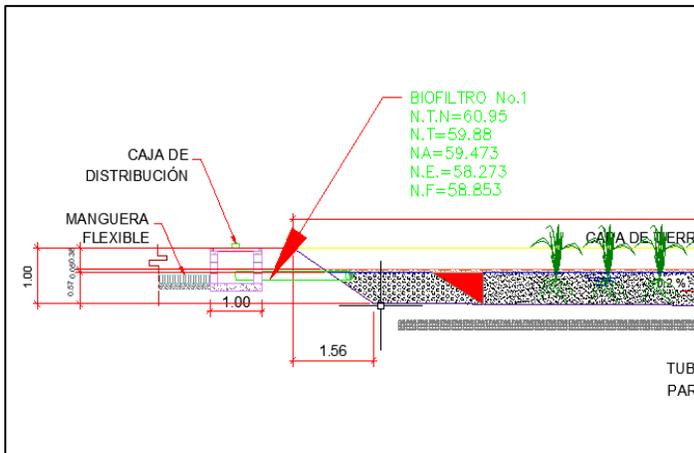
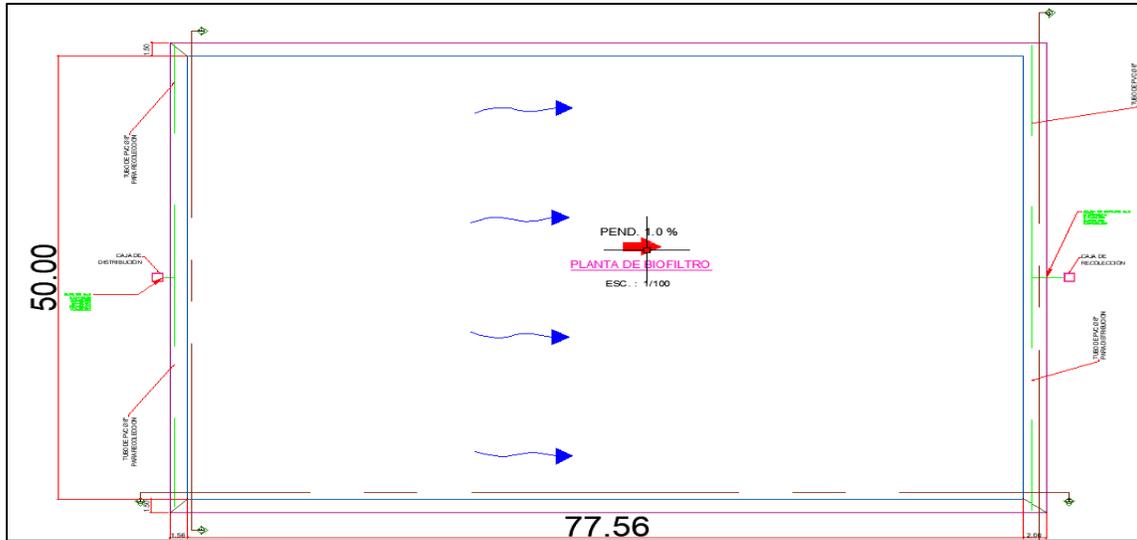
Tabla. 31 Resultado del biofiltro de flujo horizontal

Detalles geométricos

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Espesor de tierra superficial	H	0.05	m
Altura de borde libre	BL	0.38	m
Espesor de lecho filtrante en la entrada del biófiltró	H _{e1}	0.57	m
Profundidad del humedal en la entrada del biófiltró	H _{eB}	1	m
Espesor de lecho filtrante en la salida del biófiltró	H _{e2}	0.94	m
Profundidad en la salida del humedal	H _{eB}	1.37	m
Talud a lo largo	Z _L	2/3	
Margen extra de longitud a la entrada del humedal	Le	1.5	m
Margen extra de longitud a la salida del humedal	Ls	2	m
Longitud total del biofiltro	L _T	77.56	m
Talud de entrada del humedal	Z _{he}	2/3	
Margen extra de la base del humedal	B _m	1.5	m
Talud a lo ancho de la salida del humedal	Z _{B'}	1	
Espesor de tierra superficial	H	0.05	m
Altura de borde libre	BL	0.38	m
Espesor de lecho filtrante en la entrada del biófiltró	H _{e1}	0.57	m
Profundidad del humedal en la entrada del biófiltró	H _{eB}	1	m
Espesor de lecho filtrante en la salida del biófiltró	H _{e2}	0.94	m
Profundidad en la salida del humedal	H _{eB}	1.37	m
Talud a lo largo	Z _L	2/3	

Margen extra de longitud a la entrada del humedal	Le	1.5	m
Margen extra de longitud a la salida del humedal	Ls	2	m
Longitud total del biofiltro	L _T	77.56	m
Talud de entrada del humedal	Z _{he}	2/3	
Margen extra de la base del humedal	Bm	1.5	m
Talud a lo ancho de la salida del humedal	Z _{B'}	1	

Figura 19. Gráfico de Biofiltro

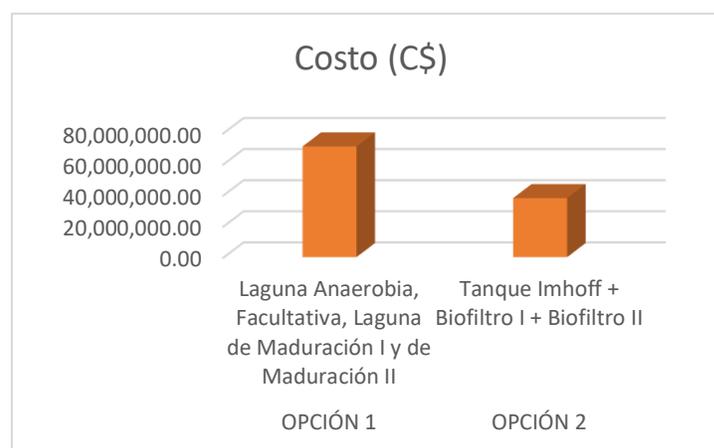
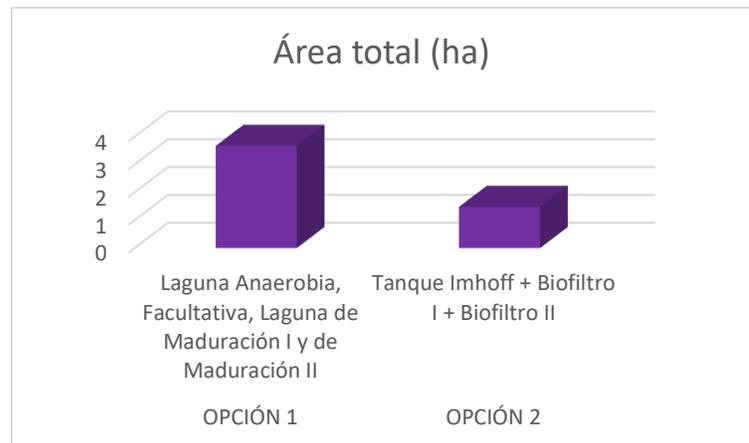
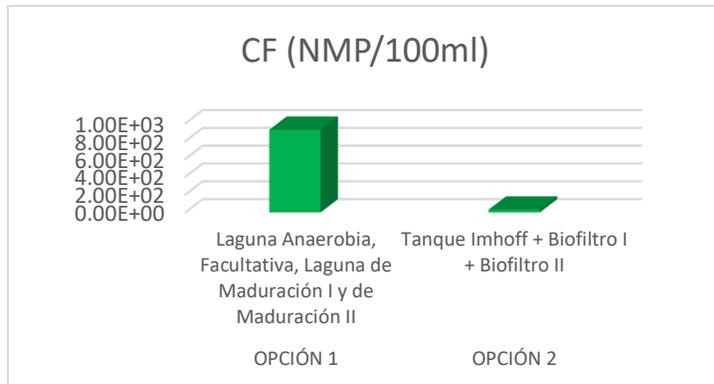
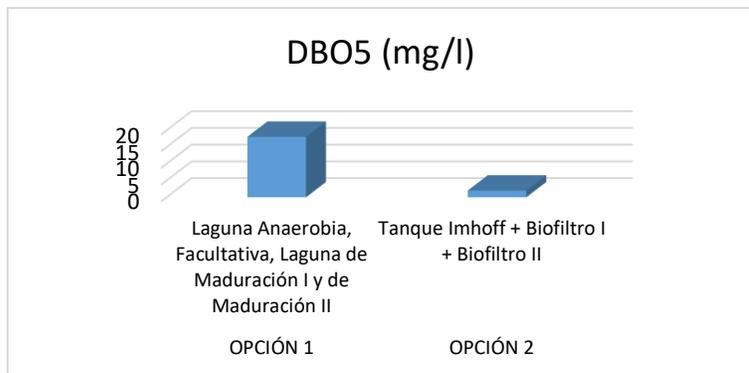


5.4.3.3 Comparación de alternativa de planta de tratamiento

Con los resultados obtenidos en el diseño de las dos alternativas de sistema de tratamiento se seleccionó la alternativa II ya que implica una mayor remoción de demanda bioquímica, una muy buena remoción de materia biodegradable, menor área de construcción y costos de construcción más bajo. Tabla 32.

Tabla. 32 Comparación de alterativas de tratamiento

Comparación de los sistemas de tratamiento analizados		
Características	OPCIÓN 1	OPCIÓN 2
	Laguna Anaerobia, Facultativa, Laguna de Maduración I y de Maduración II	Tanque Imhoff + Biofiltro I + Biofiltro II
DBO5 (mg/l)	18.07	2.00
CF (NMP/100ml)	9.29E+02	3.15E+01
Área total (ha)	3.67	1.48
Costo (C\$)	71,180,920.10	37,986,425.80



5.5 Obras Propuestas

En tabla 33 se presenta un resumen de las obras propuestas tanto de la red de recolección, como del sistema de tratamiento.

Tabla. 33 Drenaje sanitario y sistema de tratamiento para aguas residuales

Obras propuestas				
Descripción	Tubería de PVC (Diámetros de 6"-14")			
	Diámetro	Cantidad	Unidad	
Red de Recolección	6"	14,550.20	mL	
	8"	534.34	mL	
	10"	415.48		
	12"	621.86	mL	
	14"	394.81	mL	
	Total	16,516.69	mL	
	Pozos de visita (Profundidad de 0 – 4.5 m)			
	Pozos de visitas sencillos	0-2.5 m de profundidad		230
		2.51-3.5 m de profundidad		6
	Pozos de visita con pared doble	3.51-4.5 m de profundidad		1
Total			237	
Tratamiento de aguas residuales	Pretratamiento	Canal de entrada.	1	
		Reja de limpieza manual.	1	
		Desarenador.	2	
		Canal parshall	1	
	Tratamiento primario	Tanque imhoff	4	
	Tratamiento secundario	Biofiltro de flujo horizontal I	4	

5.6 Presupuesto

En tabla 34 se muestra un resumen del presupuesto de las obras propuestas del sistema de alcantarillado sanitario.

Tabla. 34 Costo y presupuesto

ALCANCES DE OBRA					
ÍTEM/SUB ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	Costo Unitario	Costo total
1	RED DE ALCANTARILLADO				44,603,459.58
	<i>Excavación, relleno y compactación: (remoción de capa Vegetal, nivelación, excavación, relleno de acuerdo a la norma ASTM 2487, compactación al 95% Próctor Estándar (AASHTO-99), protección de todas las excavaciones, transporte, desalojo del material sobrante, explotación y acarreo.</i>				
1.1	Excavaciones Generales: replanteo de línea con topografía excavación manual o mecánica de la zanja de acuerdo con los rangos especificados protección de las excavaciones de acuerdo a las especificaciones y entibado donde sea necesario	m3	15,172.30		3,585,233.39
1.1.2	Excavación para suelo normal, en un rango de 0.00 a 1.50m	m3	14,069.19	C\$237.76	3,345,118.03
1.1.3	Excavación para suelo normal, en un rango de 1.51 a 2.00m	m3	728.14	C\$237.76	173,124.74
1.1.4	Excavación para suelo normal, en un rango de 2.01 a 2.50m	m3	252.23	C\$174.37	43,980.47
1.1.5	Excavación para suelo normal, en un rango de 2.51 a 3.50m	m3	109.86	C\$174.37	19,156.15
1.1.6	Excavación para suelo normal, en un rango de 3.51 a 4.50m	m3	12.87	C\$299.37	3,854.00
1.2	Excavación Adicional o Clasificada		-		-
1.2.1	Excavación en cascajo	m3	-	C\$618.71	-
1.2.2	Excavación en cantera	m3	-	C\$771.89	-
1.3	Material de Relleno: mano de obra, acarreo de material, materiales, equipos y ensayos para los rellenos y compactación de acuerdo a la distribución de materiales mostrados en los planos, desalojo de material sobrante.	m3	14,739.99		8,416,229.99
1.3.1	Relleno Común o Normal	m3	9,773.82	C\$195.80	1,913,753.93

ALCANCES DE OBRA

ÍTEM/SUB ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	Costo Unitario	Costo total
1.3.2	Relleno Selecto	m3	4,966.16	C\$1,309.36	6,502,476.06
1.4	Suministro e Instalación de Tubería (El costo unitario debe incluir suministro e instalación de tubería en los diámetros y materiales indicados, topografía. Excavaciones, relleno, cama de arena, desalojo de material sobrante e iruebas hidrostáticas o de ex filtración. Apegadas a las especificaciones técnicas, planos y normas de ENACAL)	ml	16,516.69		4,737,029.36
1.4.1	Suministro e Instalación de Tubería 6" (150 mm) PVC SDR-41	ml	14,550.20	C\$255.74	3,721,126.35
1.4.2	Suministro e Instalación de Tubería 8" (200 mm) PVC SDR-41	ml	534.34	C\$332.00	177,401.41
1.4.3	Suministro e Instalación de Tubería 10" (250 mm) PVC SDR-41	ml	415.48	C\$471.20	195,772.10
1.4.4	Suministro e Instalación de Tubería 12" (300 mm) PVC SDR-41	ml	621.86	C\$586.41	364,666.79
1.4.5	Suministro e Instalación de Tubería 14" (300 mm) PVC SDR-41	ml	394.81	C\$704.30	278,062.71
1.5	POZOS DE VISITAS (trazado, excavación, construcción del PVS conforme planos constructivos, pruebas de estanqueidad, tapa de polietileno, relleno y desalojo de material sobrante)	c/u	237.00		9,871,637.37
1.5.1	Construcción de Pozos de Visita Sencillo	c/u	236.00		9,783,132.85
1.5.1.1	Pozos de visita rango de profundidad igual o inferior a 2.50 m	c/u	230.00	C\$41,090.42	9,450,797.52
1.5.1.2	Pozos de visita rango de profundidad de 2.51 a 3.50 m	c/u	6.00	C\$55,389.22	332,335.33
1.5.2	Construcción de Pozos de Visita con Doble Pared	C/u	1.00		88,504.52
1.5.2.1	Pozos de visita rango de profundidad de 3.51 a 4.50 m	c/u	1.00	C\$88,504.52	88,504.52
1.6	CONEXIONES DOMICILIARES (excavación, instalación de acometida sanitaria, accesorios, relleno, compactación, caja de registro domiciliario, desalojo de material sobrante, etc.) conforme detalles constructivos y especificaciones técnicas.	c/u	1,751.00		6,784,225.65

ALCANCES DE OBRA

ÍTEM/SUB ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	Costo Unitario	Costo total
1.6.1	Conexiones Domiciliares corta (0-3.50 m) con tubería de 4" SDR-41. Incl. accesorios y caja de registro	C/U	876.00	C\$3,055.28	2,676,420.90
1.6.2	Conexiones Domiciliares Larga (3.51-7.50m) con tubería de 4" SDR-41. Incl. accesorios y caja de registro	C/U	875.00	C\$4,694.63	4,107,804.75
1.7	Rotura y reposición de base y carpeta de rodamiento y otros: (mano de obra, materiales y equipo necesarios para el retiro de material de relleno, conformación y compactación de la excavación, acarreo, desalojo de material sobrante, reposición de base y sub-base, carpeta asfáltica, adoquines según será el caso de acuerdo a las condiciones encontradas en el sitio)	m2	248,513.10		11,209,103.82
1.7.1	Rotura de carpeta asfáltica	m2	203.57	C\$191.48	38,978.47
1.7.2	Reposición de carpeta asfáltica	m2	203.57	C\$1,555.11	316,572.97
1.7.3	Rotura de adoquinado	m2	9,873.75	C\$138.20	1,364,502.95
1.7.4	Reposición de adoquinado	m2	9,873.75	C\$961.04	9,489,049.43
2.0	SISTEMA DE TRATAMIENTO				62,863,808.74
2.1	Obras de tratamiento preliminar canal de entrada, devaste, desarenador, canal de medidor parshall y caja de salida				1,979,716.76
2.1.1	Movimiento de Tierra (topografía, descapote, excavación, desalojo mat. Sobrante excavación, acarreo de material selecto, relleno y compactación con material selecto)	m3	528.32	C\$214.45	113,299.28
2.1.2	Concreto simple de 150 kg/cm2 para nivelación	m3	19.60	C\$5,576.09	109,291.27
2.1.3	Concreto Estructural de 300 kg/cm2 (aditivos, formaletas y acabados)	m3	122.57	C\$10,421.24	1,277,330.77
2.1.4	Acero de Refuerzo G-75	Kg	10,146.67	C\$47.29	479,795.44
2.2	TANQUE IMHOFF - 4 Unidades				11,616,648.92
2.2.1	Movimiento de Tierra (topografía, descapote, excavación, desalojo mat. Sobrante excavación, acarreo de material selecto, relleno y compactación con material selecto)	m3	1,220.99	C\$266.73	325,678.33

ALCANCES DE OBRA

ÍTEM/SUB ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	Costo Unitario	Costo total
2.2.2	Concreto simple de 150 km/cm2 para nivelación	m3	41.08	C\$5,576.09	229,068.36
2.2.3	Concreto Estructural de 300 kg/cm2 (aditivos, formaletas y acabados)	m3	491.95	C\$9,689.30	4,766,651.63
2.2.4	Acero de Refuerzo G-75	kg	72,924.29	C\$47.29	3,448,297.74
2.2.5	Cajas de Entrada y salida de agua tratada. Según plano	c.u.	16.00	C\$177,934.55	2,846,952.86
2.3	ERAS DE SECADOS -4 unidades				19,361,411.77
2.3.1	Movimiento de Tierra (topografía, descapote, excavación, desalojo mat. Sobrante excavación, acarreo de material selecto, relleno y compactación con material selecto)	m3	9,198.19	C\$425.57	3,914,510.51
2.3.3	Concreto simple de 150 km/cm2 para nivelación	m3	393.60	C\$5,576.09	2,194,747.06
2.3.4	Concreto Estructural de 300 kg/cm2 (aditivos, formaletas y acabados)	m3	655.00	C\$9,689.30	6,346,492.16
2.3.5	Acero de Refuerzo G-75	kg	66,791.83	C\$47.29	3,158,318.47
2.3.6	Relleno con arena de 0.30 a 1.20mm	m3	787.20	C\$1,469.53	1,156,813.23
2.3.7	Relleno con grava de 15 a 25mm	m3	393.60	C\$2,060.94	811,184.80
2.3.8	Cajas de entrada y salida de agua tratada. Según plano	c.u.	10.00	C\$177,934.55	1,779,345.54
2.4	BIOFILTRO -4 unidades				29,906,031.30
2.4.1	Movimiento de Tierra (topografía, descapote, excavación, desalojo mat. Sobrante excavación, acarreo de material selecto, relleno y compactación con material selecto)	m3	30,597.37	C\$246.42	7,539,803.92
2.4.3	Concreto simple de 150 km/cm2 para nivelación	m3	2,371.20	C\$5,576.09	13,222,012.75
2.4.4	Lamina plástica de PEAD 1.5mm	m2	15,808.00	C\$56.94	900,154.94

ALCANCES DE OBRA

ÍTEM/SUB ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	Costo Unitario	Costo total
2.4.5	Geotextil Antipunzonamiento	m2	15,808.00	C\$225.77	3,569,035.39
2.4.6	Cajas de salida de agua tratada. Según plano	c.u.	9.00	C\$177,934.55	1,601,410.99
2.4.7	Válvula de compuerta DN300 mm en caja de salida de agua tratada	c.u.	9.00	C\$44,955.00	404,595.00
2.4.8	Cajas de entrada y salida de agua tratada. Según plano	c.u.	15.00	C\$177,934.55	2,669,018.31

TOTAL**C\$107,467,268.32**

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

1. De acuerdo a los datos reflejados del levantamiento topográfico y las curvas de nivel mostrados en los planos, se concluye que el terreno del área de ubicación del proyecto, tiene su pendiente en la dirección Noroeste-Suroeste, permitiendo el funcionamiento del sistema únicamente por gravedad. La red de alcantarillado se trazó para dar cobertura a la mayor parte de la Población.
2. El censo realizado en el municipio sirvió de base para el cálculo de la tasa de crecimiento, así mismo para rectificar el índice del crecimiento poblacional para el cálculo de la población futura y la selección del período de diseño.
3. Se planteó el análisis de una alternativa de alcantarillado convencional, con tubería de PVC, debido a que se consideró que técnica y económicamente, es la más factible para el sitio; en cuanto a costo y en trabajabilidad.
4. El software Civil Cad fue utilizado para representar de manera visual los diseños que se realizaron en el software EXCEL; éste se utilizó como base principal para el dimensionamiento de todos los elementos de los sistemas, notándose pequeñas diferencias en las velocidades, diámetros y excavaciones entre otros, cada vez que se realizaba algún ajuste.
5. De acuerdo a los resultados de los cálculos del diseño hidráulico del sistema del alcantarillado, se propuso la cantidad de 16,516.69 ml de tuberías de conducción de PVC de diámetros que van de 6"-14". Con un total de 14,550.20 ml de tuberías de conducción de 6" de diámetro, 534.34 ml de tuberías de conducción de 8", 415.48 ml de tuberías de conducción de 10", 621.86 ml de tuberías de conducción de 12" de diámetro, 394.81 ml de tubería de conducción de 14" y un total de 237 pozos de visita.

6. Para el sistema de tratamiento de aguas residuales se plantearon dos alternativas de diseño una con arreglo de lagunas de estabilización y otra a base de tanque Imhoff y biofiltro de flujo horizontal dejando como resultado que la mejor opción es la segunda. Debido a la eficiencia de remoción de elementos nocivos para la salud y por su bajo costo de construcción, operación y mantenimiento, siendo el área total requerida de 4.97 ha aproximadamente. El sitio de tratamiento se ubicó en la parte noreste de la ciudad.

7. Con el sistema de tratamiento propuesto, teóricamente se logra que el efluente final tenga una concentración de coliformes fecales de $2.3E+02$ NMP/100ml $<1.00E+03$ NMP/100ml y la de DBO final es de menos de 3.5 mg/lt <30 mg/lt cumpliendo así con lo establecido en el decreto 21-2017.

8. El costo total del proyecto será de C\$ 107,467,268.32 equivalente en dólar a US\$ 3,075,766.12 y el costo per cápita será de C\$ 4,878 /hab y en dólar de 139.61 (precio actual del dólar C\$34.94/1U\$).

6.2 Recomendaciones

1. A las entidades gubernamentales, buscar el financiamiento para la construcción de esta obra social, la cual traerá beneficios a los diferentes sectores de la población. El proyecto mejorará la calidad de vida de los pobladores, disminuirá la proliferación de las enfermedades, generando un mayor desarrollo en la comunidad.
2. Actualizar todos los datos utilizados en el diseño al momento de la construcción; como lo son el levantamiento topográfico debido a que las condiciones topográficas pueden variar entre el periodo de aprobación del proyecto y su ejecución, así mismo el censo poblacional para corroborar que la población no haya tenido algún cambio significativo esto con el fin de que el diseño de la red de alcantarillado y el de la planta de tratamiento trabajen con eficiencia.
3. Realizar estudios de suelo en el sitio donde quedara la planta de tratamiento. Esta área es propiedad privada por lo cual, para comenzar su construcción, se recomienda que la alcaldía del municipio o la entidad que financie este programa de saneamiento compre este lote.
4. Para que el proyecto sea más factible se recomienda su construcción en fase o etapas, las cuales tendrán un presupuesto individual el cual representa verdaderamente el costo per cápita de determinada zona a cubrir.
5. Se debe dar una capacitación previa a las personas que serían beneficiadas con este proyecto para evitar que por falta de conocimiento hagan mal uso de las alcantarillas, y así por lo menos garantizar el periodo de vida establecido para cada componente en los sistemas.

6. Se deben realizar operaciones de mantenimiento periódicos a todo el sistema de alcantarillado, con el fin de garantizar una vida útil mayor a la proyectada.

7. Se recomienda a la empresa ENACAL como institución rectora de acueductos y alcantarillados para la supervisión en la construcción, e instalación de accesorio, y mantenimiento debido a que dicha empresa cuenta con la experiencia suficiente para este tipo de trabajo. Lo que garantizara el buen funcionamiento una vez concluida la obra que muchos beneficios trae a las comunidades.

BIBLIOGRAFÍA

1. Guías técnicas nicaragüenses para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.
2. Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Alcantarillado sanitario Comisión Nacional del Agua (México DF/2009).
3. Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado (OPS/CEPIS/05).
4. Disposición para el control de contaminación proveniente de descargas de aguas residuales domésticas, industriales y agropecuarias (Decreto No. 33-95).
5. Alcaldía Municipal de La Concepción. (2005). Plan de desarrollo urbano 2005 – 2015 La Concepción. Masaya, Nicaragua: Ficha municipal.
6. Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE). (2008). Censos Nacionales; La Concepción en cifras, Nicaragua.
7. Herrera, B. Estudio de Suelos (INDES 2011; Contratado por AMUSCLAM).
8. Meyrat, A. Estudio de ecosistemas (INDES 2011; Contratado por AMUSCLAM).
9. Mercado, F. Estudio de recursos hídricos (INDES 2011; Contratado por AMUSCLAM).
10. Espinoza, A. Estudio económico productivo (INDES 2011; Contratado por AMUSCLAM).
11. Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores. (OPS/CEPIS/05.158).
12. Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento; Diseño de lagunas de estabilización Comisión nacional del agua (México DF/Edición 2007).
13. Tratamiento de aguas residuales; Segunda edición; España 1978, G: Rivas Mijares.
14. Water purification and wastewater treatment and disposal; Volumen 2; USA, 1968, G. Fair, J. Geyer, D. okum.

15. Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER).
<http://www.ineter.gob.ni>