

Área de Conocimiento de Ingeniería y Afines

“PROPUESTA DE DISEÑO HIDRAULICO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE TOTOGALPA, DEPARTAMENTO DE MADRIZ”.

Monografía para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Amilet Antonia García Rivera
Carné: 2002 - 14420

Tutor

MSc. Ing. Ervin Cabrera Barahona

02 de abril 2024
Managua, Nicaragua

Managua, 19 de marzo 2024

MSc. Luis Alberto Chavarría Valverde
Director
Área de Conocimiento de Ingeniería y Afines
UNI

Sus manos.

Estimado MSc. Chavarría, reciba un cordial saludo.

Es de mi agrado informarle que el tema monográfico titulado ***“Propuesta de Diseño Hidráulico del Sistema de Alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento de Aguas Servidas en el Casco Urbano del Municipio de Totogalpa, Departamento de Madriz”***, elaborado por Bachiller: Amilet Antonia García Rivera, con No. Carnet 2002-14420 ha sido revisado totalmente por mi parte, cumpliendo con los requisitos para que sea evaluado por un jurado que usted designe, siguiendo con los procedimientos para optar a Título de Ingeniero Civil. Solicito de sus gestiones para establecer fecha de DEFENSA.

Sin más a que referirme, me despido deseándole éxito en sus funciones.

Atentamente;

MSc. Ing. Ervin Cabrera Barahona.
Tutor de Monografía.
Cel.87213383

DEDICATORIA

Este trabajo investigativo está dedicado:

Primeramente, a nuestro Padre Celestial Dios, por darme la fuerza y la fortaleza para poder culminar mis estudios, por ser para mi vida, fuente inagotable de inspiración, Misericordia y Amor.

A mis Hijos, por ser ese Motor que me impulsa cada día a ser mejor Mamá y como ser humano.

A mis Padres, que con su Amor, Esfuerzo y Dedicación me educaron, creyeron siempre en mí y son partícipes de lo que hoy soy.

De manera muy especial a mis seres queridos que han contribuido en el logro de mis metas, así como también al MSc. Ing. Ervin Cabrera Barahona, Tutor de esta investigación, por su tiempo, su apoyo, dedicación y esfuerzo que me ha brindado durante este tiempo.

***“Guárdame como a la niña de tus ojos;
Escóndeme bajo la sombra de tus alas”***

Salmo 17-8

CONTENIDO

CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	4
1.4 OBJETIVOS.....	5
CAPITULO II: MARCO TEORICO	6
2.1 GENERALIDADES	6
2.2 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN.....	9
2.3 CANTIDAD DE AGUAS SERVIDAS.....	10
2.4 HIDRÁULICAS DE LAS ALCANTARILLAS	13
2.5 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS.	17
2.5.1 <i>Características de las aguas servidas municipales.</i>	17
2.5.2 <i>Regulaciones y disposiciones del MARENA.</i>	18
2.5.3 <i>Procesos de tratamiento de aguas servidas propuesto.</i>	22
CAPITULO III: DISEÑO METODOLOGICO	33
3.1 METODOLOGÍA ADOPTADA	33
3.2 PRIMERA FASE: ESTUDIO DE CAMPO.....	34
3.2.1 <i>Recopilación de información</i>	34
3.2.2 <i>Reconocimiento y análisis de la zona de estudio.</i>	34
3.2.3 <i>Estudio Socioeconómico.</i>	34
3.2.4 <i>Levantamiento topográfico.</i>	35
3.3 SEGUNDA FASE: ESTUDIO DE GABINETE.....	35
3.4 MÉTODO DE CÁLCULO EMPLEADO	37
3.4.1 <i>Proyección de población y consumo</i>	37
3.4.2 <i>Caudal de diseño.</i>	37
3.4.3 <i>Trazado de la red de recolección de aguas servidas.</i>	38
3.4.4 <i>Cálculo del sistema de alcantarillado sanitario.</i>	38
3.4.5 <i>Planta de Tratamiento de aguas servidas domesticas</i>	45
3.4.6 <i>Producción de agua servida.</i>	45
3.4.7 <i>Proceso de pre- tratamiento de aguas servidas</i>	45
3.4.8 <i>Dimensionamiento del Tanque Imhoff.</i>	53
3.4.9 <i>Tratamiento Secundario Biofiltros.</i>	54
3.4.10 <i>Tratamiento Terciario: Desinfección de efluente</i>	60
CAPITULO IV: DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO	61
4.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA	61
4.2 GEOGRAFÍA Y CLIMA.....	62
4.3 RED DRENAJE (RÍOS)	62
4.4 SUELO.....	63
4.5 SERVICIOS BÁSICOS.	64
CAPITULO V: RESULTADOS	69
5.1 SITUACIÓN ACTUAL DEL SANEAMIENTO EN TOTOGALPA.....	69
5.1.1 <i>Principales resultados de encuesta socioeconómica</i>	71
▪ <i>Población y viviendas</i>	72

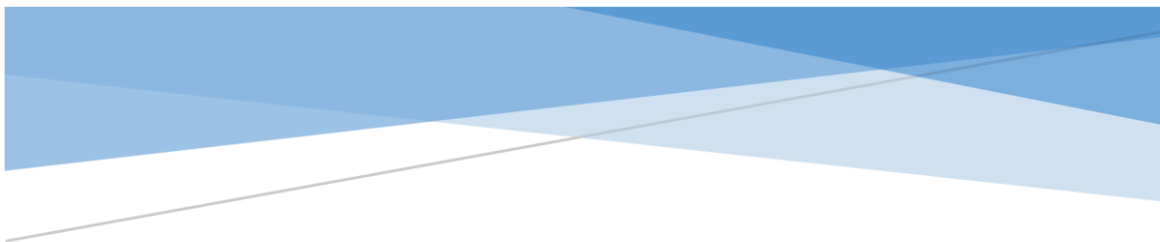
▪	<i>Educación</i>	73
▪	<i>Servicio de agua potable</i>	73
▪	<i>Condiciones de Saneamiento</i>	74
5.2	DIMENSIONAMIENTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	76
5.2.1	<i>Proyecciones de población</i>	76
5.2.2	<i>Estudio de gasto de agua servidas</i>	80
5.2.3	<i>Descripción general del sistema propuesto.</i>	83
5.2.4	<i>Cálculos de la red de alcantarillado sanitario</i>	86
5.3	DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS.....	105
5.4	ESTIMACIÓN DE COSTO DE LAS OBRAS PROPUESTAS.....	120
5.5	PLANOS CONSTRUCTIVOS DEL SISTEMA PROPUESTO.....	124
6.1	CONCLUSIONES.	125
6.2	RECOMENDACIONES.	126
6.3	BIBLIOGRAFIA.....	127

RESUMEN EJECUTIVO

El presente estudio se llevó a cabo en el casco urbano del municipio de Totogalpa, trata del diseño del sistema de alcantarillado sanitario convencional tipo separado y su planta de tratamiento de aguas servidas, el trabajo de investigación se realizó en conjunto con técnicos de ENACAL Madriz, Alcaldía de Totogalpa y asesores técnicos de la Cooperación Alemana. Los datos de campo se recolectaron en el período 2020-2021 y se procesó la información durante el año 2022.

El documento contiene teoría que sustentan los cálculos realizados, la metodología empleada y resultados del dimensionamiento hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas servidas de Totogalpa compuesto por pretratamiento (rejillas, desarenador, canaleta parshall), tratamiento primario (Tanque Imhoff), tratamiento secundario (Biofiltros sub superficiales de flujo horizontal), tratamiento terciario (cloración) y disposición final del efluente en un cauce natural sin corriente de agua que recorre 5 km para descargar a la quebrada Santo Domingo. Todo lo anterior se dimensionó usando la normativa vigente de nuestro país y recomendaciones técnicas de operación y mantenimiento de técnicos de ENACAL.

El diseño partió de una población al año 2021 de 3,291 habitantes que proyectado a una tasa del 2.5% resultó una población al 2041 de 5,393 habitantes. Se utilizó una dotación de agua potable recomendada por ENACAL de 113 lppd resultando un caudal de diseño para la red de alcantarillado de 1,713.9 m³/día (19.83 lps), un caudal medio de 565.5 m³/día (6.54 lps) y un caudal mínimo de 113.1 m³/día (1.31 lps). Por recomendaciones de ENACAL en tener una planta modular se tomó como población horizonte 5,400 habitantes siendo la proyectada de 5,393 habitantes. La primera etapa del proyecto está compuesto por 78 pozos de visita sanitario, longitud de tubería de 3.96 km y 295 conexiones dando una cobertura al 2022 del 46.3% en alcantarillado sanitario y del 80% en la planta de tratamiento de aguas servidas, teniendo un costo total de USD 811,255.85 (ochocientos once mil doscientos cincuenta y cinco con ochenta y cinco centavos).



CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1 Introducción.

El crecimiento de la población y su consecuente producción de desperdicios, en ciertos lugares han llegado a rebasar los límites de asimilación del ambiente, contaminando sus componentes esenciales como es el agua; este deterioro de los recursos hídricos se debe fundamentalmente a un mal manejo de gestión y la falta de planificación. Nicaragua es un país con muchos municipios donde el crecimiento de la población no va acorde con el crecimiento de los servicios básicos de agua y saneamiento lo que conlleva a un deterioro del nivel de vida de la población; en este sentido en el casco urbano del municipio de Totogalpa ENACAL brinda el servicio de agua potable pero no cuenta con el servicio de Alcantarillado Sanitario, la población hace uso de letrinas.

Por consiguiente, el tema de investigación "Propuesta de Diseño hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas servidas en el casco urbano del municipio de Totogalpa, departamento de Madriz", vendrá a dar una alternativa de solución en temas de saneamiento para dicho lugar, contribuirá a mejorar la calidad de vida de la población y al desarrollo socioeconómico del lugar en estudio. La propuesta partió de la experiencia de tecnologías que actualmente tiene ENACAL en otros lugares, la economía de la zona y las condiciones propias del área e idiosincrasia de la población.

El desarrollo del tema de investigación conllevó un nivel de pre factibilidad, donde se dimensionó la red de alcantarillado sanitario con una cobertura del 100% de la población y la planta de tratamiento de aguas servidas de forma modular, cumpliendo con la legislación técnica y ambiental vigente de nuestro país. El presente informe muestra los alcances de obra de la I etapa, tanto en planos constructivos como en presupuesto de la red de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas servidas, estructurado en cinco capítulos.

1.2 Antecedentes

La tendencia a tener mayor cobertura (%) en saneamiento mejorado en las zonas urbanas de las regiones y del mundo es positivo, un estudio de UNICEF y la organización mundial de la salud (2015) mostró que entre 1990 y 2015, la proporción de la población mundial que usa instalaciones sanitarias mejoradas ha aumentado de 54% a 68%; esto significa que 2.100 millones de personas han obtenido acceso a instalaciones sanitarias mejoradas desde 1990, y la proporción de personas que defecan al aire libre a nivel mundial se ha reducido a casi la mitad, de 24% a 13%. Sin embargo, 2.400 millones de personas todavía están utilizando instalaciones sanitarias no mejoradas en 2015, incluyendo los 946 millones de personas que todavía defecan al aire libre.

Así mismo, UNICEF y la organización mundial de la salud en el año 2015, muestra que en América latina y el Caribe la proporción de la población que usa instalaciones sanitarias mejoradas ha aumentado de 67% a 83% y la proporción de personas que defecan al aire libre se ha reducido de 17% a 3%. Nicaragua tiene una cobertura del 68% de la población con saneamiento mejorado, un nivel inferior al promedio en comparación con otros países de América Latina y el Caribe. Si bien entre los años 1990 y 2015 la cobertura creció del 44% al 68% lo cual refleja un avance significativo, todavía es insuficiente para cumplir con el 72% que Nicaragua se planteó alcanzar para el 2015.

El estudio de INIDE 2006-2007 muestra que en Nicaragua la población con mayor acceso a conexión de desagüe está en Managua (55.1%), seguido de León (28.1%), Masaya (20.3%) Estelí (19.9%), Chinandega (17.6%), Rivas (16.9%), Granada (13.8%), Carazo (13.1%), Jinotega (10.7%), Matagalpa (8.9%), Boaco (8.2%), Chontales (4.5%), Nueva Segovia (4.3%), Madriz (3.2%), Rio San Juan (1.9%), RAAS (1.5%) y la RAAN (0.6%).

En el departamento de Madriz, la ciudad de Somoto es el único que cuenta con redes de alcantarillado sanitario con una cobertura del 59% al 2022 según registro

de ENACAL Somoto. La alcaldía de Palacaguina en conjunto con ENACAL realizó en el 2013 estudio de pre factibilidad de Saneamiento.

La alcaldía de Totogalpa en el 2016 formuló un proyecto de alcantarillado sanitario y tratamiento de aguas servidas para tres barrios (Enrique Bermúdez, Mauro López y Linda Vista) del casco urbano del municipio, posteriormente en el periodo 2019-2020 la cooperación Alemana en conjunto con ENACAL formuló un plan maestro de saneamiento para el casco urbano de Totogalpa, siendo parte del equipo formulador proveniente de ENACAL.

Con respecto a estudios académicos elaborados que sirven como antecedentes previos se tienen:

1. Estudio de Alcantarillado Sanitario de la parte noroeste de la ciudad de Somoto (Mendieta, 2015). Se obtuvo concepto de cómo realizar con detalles el estudio de alcantarillado simplificado.
2. Estudio de pre factibilidad del sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de Palacaguina (ENACAL, 2013). Se obtuvo el análisis comparativo de las ventajas y desventajas de sistemas de tratamiento de aguas servidas.

1.3 Justificación

Actualmente, la población del casco urbano del municipio de Totogalpa usa letrinas para la disposición de las excretas, sin embargo debido a la naturaleza del terreno (suelos duros e impermeables) el costo de construcción de las letrinas es alta y el tiempo de vida útil de la misma es mínimo, debido que la excavación no supera los 2.5 m y al ser suelos impermeables las letrinas rebosan en épocas de invierno. Lo anterior incurre en el incremento de recursos económicos para el mantenimiento periódico de dichas letrinas, pobladores de escasos recursos vierten las aguas servidas en las calles sin tratamiento, creando riesgos para la salud pública, focos de contaminación del medio ambiente e impacto visual negativo.

Es entonces que el tema “propuesta de diseño hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas servidas en el casco urbano del municipio de Totogalpa, departamento de Madriz” reviste de gran importancia, ya que es un servicio demandado por la población, de ejecutarse el diseño propuesto permitirá a los pobladores disponer adecuadamente de las aguas servidas generadas por las diferentes actividades diarias teniendo su tratamiento, contribuyendo de esta manera a mejorar la calidad de vida de la población, disminución de enfermedades, cuidado del medio un ambiente libre de alteración de los sistemas ambientales (edáfico, lítico, hídrico y audiovisual) y mayor plusvalía a las propiedades de la ciudad.

De igual manera, este tema de investigación servirá de consulta para futuros ingenieros civiles y será la base para futuras investigaciones.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Proponer el diseño hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas servidas en el casco urbano del municipio de Totogalpa, departamento de Madriz.

1.4.2 Objetivos específicos

- ✚ Diagnosticar la situación actual del sistema de saneamiento en el casco urbano del Municipio de Totogalpa mediante encuestas e inspección visual en campo.
- ✚ Diseñar hidráulicamente el sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas servidas para el casco urbano del municipio de Totogalpa, haciendo uso de una planilla Excel.
- ✚ Elaborar planos constructivos del diseño hidráulico propuesto del alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas servidas.
- ✚ Presupuestar las obras que conlleva la ejecución del diseño propuesto de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas servidas del casco urbano de Totogalpa.



CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1 Generalidades

2.1.1 Aguas servidas

El agua es un recurso natural renovable que se regenera continuamente mediante el ciclo del agua o ciclo hidrológico, es el punto clave para supervivencia humana (Rodrigo Marcelo, 2008). Sin embargo, el hombre utiliza el agua en sus diferentes actividades humanas y puede contaminarla siendo nociva para el medio ambiente. A estas aguas se les denomina aguas servidas (agua utilizada después de un proceso) que retornan ya sea a un sistema de alcantarillado sanitario o vertido directamente a un cuerpo receptor (rio, lago, suelo).

Las aguas servidas están compuesto por aguas negras y aguas grises. Las aguas negras son aquellas que contienen excremento, orina y lodo fecal, las aguas grises son aguas servidas de lavado y baño (Raschid-Sally y Jayakody, 2008); los tipos de aguas servidas son:

Agua residual doméstica: Todas las descargas de los hogares, lo cual incluye la descarga resultante de los servicios higiénicos (aguas negras, así como de las regaderas, lavabos, cocinas y lavanderías (aguas grises) (ENACAL, 2009)

Agua residual municipal: Una mezcla de aguas residuales domésticas, efluentes de establecimientos comerciales e industriales, y escurrimiento urbano (ENACAL, 2009).

2.1.2 Sistema de Alcantarillado Sanitario (AS)

Según (CONAGUA, 2009) un sistema de alcantarillado sanitario consiste en una serie de tuberías y obras complementarias, necesarias para recibir y evacuar las aguas servidas de la población y la escorrentía superficial producida por la lluvia.

El sistema de alcantarillado de aguas servidas está constituido por el conjunto de estructuras e instalaciones destinadas a recoger, evacuar y descargar las aguas usadas provenientes de un sistema de suministro de agua; así que los aportes de

aguas que circulan por esas tuberías 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 al alcantarillado sanitario, debido a que una parte es descargada fuera del sistema de recolección. Un sistema de alcantarillado sanitario se clasifica en convencional, no convencional e in situ (INAA, 2005). En el presente estudio se usó el convencional tipo separado, por tal razón es el único que se detalla.

El sistema de alcantarillado sanitario (convencional) está compuesto por dispositivos de inspección (Pozos de Inspección) y redes de tuberías subterráneas que transportan las aguas servidas hacia un sistema de tratamiento centralizado usando la gravedad y sistemas de bombeo si es necesario (CONAGUA, 2009). Las redes pueden ser primaria (redes principales en avenidas principales), secundaria y terciaria (a nivel vecindario y viviendas).

Los sistemas de alcantarillado sanitario tipo convencional se clasifican en: separado y combinado, en el presente estudio se empleó el tipo separado, donde se independizó la evacuación de aguas servidas de origen doméstico e industrial, de las aguas pluviales y se diseñó en todo lo posible para funcionar por gravedad para todos los sectores aprovechando la topografía de la localidad para drenar las aguas residuales, hasta un mismo sitio para emplazar la planta de tratamiento de aguas servidas.

El sitio seleccionado ofreció las mejores condiciones para la ubicación de la planta, está alejado de la ciudad, tiene suficiente área de terreno para construir, no implica costos altos de movimiento de tierra y el punto de disposición del efluente y cuerpo receptor no es de circulación de individuos.

2.1.3 Componentes de un sistema de alcantarillado sanitario.

Un sistema de alcantarillado sanitario está compuesto por tuberías y pozos de inspección (pozos de visita). Las redes de tuberías se clasifican en iniciales, secundarias, colector, interceptor y emisario final; el presente estudio únicamente

contempla la tubería inicial, secundaria y colector, las cuales se describen a continuación:

Tubería inicial (conexión domiciliar): reciben únicamente los desagües provenientes de las viviendas domiciliarias, su diámetro mínimo es 100 mm (4 pulgadas)

Tubería Secundaria: reciben el caudal de dos o más tuberías iniciales, es decir es la tubería en un tramo donde descargan todas las viviendas de dicho tramo. El diámetro mínimo es 150 mm (6 pulgadas) y su cobertura es 1.20 m del nivel de terreno a la corona (parte superior) de la tubería.

Colector: se dividen en secundario y principal, el secundario recibe el desagüe de dos o más tuberías secundarias y el principal capta el caudal de dos o más

Pozos de inspección o pozos de visita sanitario: Los pozos de visita sanitarios (PVS) son estructuras que permiten la inspección y limpieza de las redes de alcantarillado sanitario.

2.1.4 Estudios básicos para diseño del sistema de alcantarillado sanitario.

Para el dimensionamiento hidráulico del sistema propuesto se realizó los siguientes estudios básicos:

Estudio poblacional: se analizó los datos estadísticos de la población y tasa de crecimiento de los habitantes del lugar en estudio según ENACAL, Alcaldía, Banco Central, MINSA y encuesta socioeconómica.

Estudio topográfico: es la representación real de la superficie del terreno del área de estudio a través de un levantamiento planimétrico (distancia y dirección) y altimétrico (elevación), para alcantarillado sanitario se requiere topografía de detalle y precisión alta. En el presente estudio se utilizó el levantamiento topográfico de detalle realizado por ENACAL Central en el año 2021, participando en dicho levantamiento como contraparte de ENACAL Madriz.

Sondeos Geotécnicos: incluyen los estudios de cimentación (sondeos de SPT) y ensayos de laboratorio para conocer la granulometría del suelo y límites de Atterberg. El presente estudio consideró la clasificación de suelo realizado por ENACAL en el 2011, cuyos resultados fueron: 60.8% suelo normal, 23.7% suelo mixto (arcillas, limos y Bolones), 12.7% suelo cascajo y el 2.7% suelo roca.

Estudio hidráulico: es el dimensionamiento hidráulico de las redes de recolección y transporte a partir del aporte de aguas servidas (caudal) y las características topográficas del lugar. A través de hoja Excel se realizó los cálculos hidráulicos usando la ecuación de manning y los criterios de diseño de la normativa vigente de nuestro país, cumpliendo con el criterio de velocidad de diseño y tensión tractiva. El cálculo del caudal de diseño consideró el aporte de las aguas servidas del total de vivienda por cada tramo y el caudal de infiltración.

2.2 Proyección de población.

Se realizó el cálculo de la población asentada en el área de estudio aprovechando la información disponible de censos, estudios realizados, estadísticas del municipio y de ENACAL (usuarios y planos de catastro) y todos aquellos elementos que contribuyeron a fundamentar las proyecciones de la población a emplear en el diseño propuesto.

Para el presente proyecto se definió un período de 20 años (ver tabla 1) y por medio del método de tasa de crecimiento geométrico se estimó la población futura; éste método se usó debido a que el casco urbano del municipio de Totogalpa su población es concentrado con zonas de crecimiento y no ha alcanzado su desarrollo. Así mismo se analizó la tasa de crecimiento a partir de las estadísticas del INIDE 2015 y se consideró los criterios de las guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitarios del INAA, los cuales son: No tendrá una tasa de crecimiento urbano mayor de 4% ni menor del 2.5%.

Tabla 1: Período de diseño económico para las estructuras de los sistemas

Tipo de estructura	Características especiales	Período de diseño (años)
Colectores principales, emisario de descarga	Difíciles y costosos de agrandar	10 a 50
Tuberías secundarias hasta Ø375 mm		25 a más
Planta de tratamiento de aguas servidas	Pueden desarrollarse por etapas. Deben considerarse las tasas de interés por los fondos a invertir	10 a 25
Edificaciones y estructuras de concreto		50
Equipos de Bombeo:		
1. De gran tamaño		15 a 25
2. Normales		10 a 15

Fuente: Guía técnica para diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales

2.3 Cantidad de aguas servidas

A continuación, en la tabla 2 se muestran valores guías de dotación para diferentes usos y localidades del país, tomados de las normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09-003-99) y las Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

2.3.1 Dotación del consumo de agua potable

La tabla 2 muestra los valores de dotaciones de agua potable que serán usados para el cálculo del consumo doméstico de agua potable.

Tabla 2: Dotaciones de agua potable

Rango de Población	Dotación	
	g/hab/día	L/hab/día
0 - 5,000	20	75
5,000 - 10,000	25	95
10,000 - 15,000	30	113
15,000 - 20,000	35	132
20,000 - 30,000	40	151
30,000 - 50,000	45	170
50,000 - 100,000 y más	50	189

Fuente: NTON 09-003-99

2.3.2 Caudales especiales

Consumo comercial, industrial y público: son caudales especiales, se utilizó los porcentajes de acuerdo a la dotación doméstica diaria (ver tabla 3). En Totogalpa existe una granja de pollo y porcina, por tanto se tomará en cuenta el consumo industrial.

Tabla 3: caudales especiales

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Público o institucional	7
Industrial	2

Fuente: NTON 09-003-99

2.3.3 Caudal de infiltración (Q_{inf}).

Es el caudal que se infiltra en el sistema de alcantarillado sanitario, depende de la profundidad del nivel freático del agua, de la profundidad de la tubería, de la permeabilidad del terreno, del tipo de juntas y de la calidad de mano de obra utilizada y de la supervisión técnica; el criterio para el cálculo es el siguiente:

🔧 Para tuberías plásticas 2L/hora/100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro, este criterio se usó en el presente estudio.

🔧 Para tuberías con juntas de mortero se les deberá asignar un gasto de 10,000 L/ha/día.

🚧 Para tuberías con juntas flexibles se les deberá asignar un gasto de 5000 L/ha/día.

2.3.4 Caudal Medio (Q_m)

La cantidad de agua residual doméstica es igual al agua consumida del sistema de abastecimiento menos el agua utilizada para cocinar, beber, regar el césped y el jardín. Por consiguiente el caudal medio de aguas servidas domésticas se deberá estimar el 80% de la dotación del consumo de agua.

2.3.5 Caudal mínimo de aguas servidas ($Q_{mín}$)

Es el caudal que se puede presentar a la hora de menor consumo de agua con el cual se verifica la velocidad para garantizar el arrastre de los sólidos. El cálculo es 1/5 del caudal medio, sin embargo según la normativa Brasileña el flujo mínimo en la descarga de un inodoro sanitario es de **1.5 lps**, por lo que éste criterio prevalece en caso de que el caudal mínimo calculado sea menor a los 1.5 lps.

2.3.6 Caudal máximo de aguas servidas ($Q_{máx}$)

El caudal máximo de aguas servidas domésticas se deberá determinar multiplicando el caudal medio por el factor de Harmon. Deberá tener un valor no menor de 1.80 ni mayor de 3.00.

2.3.7 Caudal de Diseño (Q_d)

El caudal de diseño para la red de alcantarillado de Totogalpa es la sumatoria del caudal máximo, caudal de infiltración y caudales especiales. El dimensionamiento de los conductos deberá atender los máximos caudales de descarga.

2.4 Hidráulicas de las Alcantarillas

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en base al criterio de la tensión de arrastre y la velocidad de diseño, empleando la fórmula de manning. A continuación se presentan los criterios técnicos para el cálculo hidráulico.

2.4.1 Coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad es un factor empleado en la fórmula de manning, la tabla 4 muestra los valores del coeficiente de rugosidad “n”.

Tabla 4: coeficientes de rugosidad para diferentes materiales.

Material	Coeficiente "n"
Concreto	0.013
Polivinilo (PVC)	0.009
Polietileno (PE)	0.009
Asbesto-Cemento (AC)	0.01
Hierro galvanizado (HºGº)	0.014
Hierro Fundido (HºFº)	0.012
Fibra de vidrio	0.01

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales.

Se pueden usar diferentes clases de tuberías, las cuales se seleccionarán de acuerdo a las condiciones en que funcionará el sistema y a los costos de inversión, de Operación & Mantenimiento. Para el caso de Totogalpa se usará material PVC y hierro fundido en cruces especiales.

2.4.2 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo en las tuberías de alcantarillado deberá ser de 150 mm y en las conexiones domiciliarias se podrá usar diámetro de 100 mm. En las colectoras hasta 375 mm de diámetro son diseñadas para trabajar, como máximo, a la media sección (tirante), destinándose la mitad superior de los conductos a la ventilación del sistema y a las imprevisiones y oscilaciones excepcionales. La red de

Totogalpa entra en éste rango, su colector principal es de 200 mm y se adoptó el criterio de tirante de agua.

Las colectoras mayores que reciben afluentes de redes relativamente extensas, que corresponden a mayor población tributaria, están sujetas a menores variaciones de caudal y por eso pueden ser dimensionadas para funcionar con tirantes de 0.70 a 0.80 del diámetro. La velocidad máxima de flujo deberá ser de 3 m/s.

2.4.3 Pendiente mínima

La pendiente longitudinal mínima deberá ser aquella que produzca una velocidad de auto lavado, la cual se podrá determinar aplicando el criterio de la Tensión de Arrastre.

2.4.4 Pendiente máxima

Se considera pendiente longitudinal máxima aquella que produzca una velocidad de flujo no mayor de 5 m/s para tuberías PVC y polietileno. En lo posible, el alcantarillado de Totogalpa mantiene la pendiente del terreno y en tramos donde se excedía el criterio de velocidad máxima se consideró pozo de visita sanitario para disipar la energía.

2.4.5 Perdida de carga adicional.

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a $0.25 V^2/2g$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos menor que 3 cm. Este criterio se respetó en todos los pozos de visita de la red de alcantarillado de Totogalpa.

2.4.6 Tensión de arrastre

El criterio de la tensión de arrastre, para fines de cálculo de colectores, busca establecer una pendiente para el tramo que es capaz de provocar una tensión que sea suficiente como para arrastrar el material que deposita en el fondo. El alcantarillado sanitario de Totogalpa contemplo el valor mínimo de 1 pascal como tensión de arrastre.

2.4.7 Cambio de diámetro

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor que el diámetro del tramo aguas arriba, por ningún motivo podrá ser menor. En el caso que un pozo de visita descargue dos o más tuberías el diámetro de la tubería de salida deberá ser igual o mayor que el de la tubería de entrada de mayor diámetro.

2.4.8 Ángulos entre tuberías

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

2.4.9 Tirante de agua

La lámina de agua debe ser calculada en un régimen uniforme y permanente siendo su valor mínimo para el caudal inicial (Q_i) igual a $0.20 d / D$ y máximo, para el caudal final (Q_f) igual o inferior a $0.80 d / D$ a fin de proporcionar la indispensable circulación de los gases de desagüe. Por tanto, se puede adoptar la siguiente expresión:

$$\frac{\gamma}{d_o} \leq 0.8$$

Donde:

γ = altura de la lámina de agua.

d_o = diámetro de la tubería.

2.4.10 Velocidad mínima.

La velocidad de arrastre es la mínima velocidad del flujo, que evita la sedimentación de los sólidos para prevenir la obstrucción del sistema.

2.4.11 Velocidad máxima

Será aquella para la que se tenga una velocidad de 5 m/s, para la red pública.

2.4.12 Cobertura sobre tuberías

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. En Totogalpa predomina una cobertura mínima de 1.2 m sobre la corona de la tubería.

Por algunas 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.

2.4.13 Ubicación de las alcantarillas

Los ejes de las alcantarillas deberán quedar localizado de la siguiente manera: En las calles orientadas de este a oeste, se localizará al Norte de la línea central de la vía, a 1.50 m de la cuneta. En las avenidas orientadas de norte a sur, se localizará al Oeste de la línea central de la vía, a 1.50 m de la cuneta. En las calles y avenidas que tengan un ancho inferior a 3.00 m se localizará a 1.0 m de la cuneta.

2.4.14 Ubicación de Pozos de Visita Sanitario (PVS)

Se deberán ubicar pozos de visita (PVS) en todo cambio de alineación horizontal o vertical de diámetro, en las intersecciones de dos o más alcantarillas y en el extremo de cada línea cuando se prevean futuras ampliaciones aguas arriba, en caso contrario se deberán instalar cajas de registro. El espaciamiento máximo

entre PVS deberá variar, de acuerdo con los métodos y equipos de mantenimiento disponibles. En nuestro país se emplea el equipo tradicional, las distancias entre pozos se presentan en tabla 5.

Tabla 5: distancia máxima entre PVS

Diámetro (mm)	Separación máxima (m)
150 - 400	100
400 y mayores	120

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales.

2.5 Sistema de Tratamiento de Aguas servidas.

Un sistema de tratamiento de aguas servidas es el conjunto de procesos que pasa el agua residual para reducir su carga contaminante y poder ser vertida a un cuerpo receptor. En vista que en el casco urbano de Totogalpa el agua residual es de origen doméstico, la planta de tratamiento propuesta contempla tres procesos en serie: físico, biológico y químico. El primer proceso es físico porque intervienen fuerzas físicas para separar los sólidos del agua, el segundo proceso es Biológico ya que por medio de microorganismos se genera la separación de los sólidos del agua y el tercer proceso es químico ya que por un agente químico se genera la separación de los sólidos del agua.

2.5.1 Características de las aguas servidas municipales.

El diseño de planta de tratamiento de aguas servidas conlleva caracterizar el estado de algunos parámetros del agua servida a tratar. En tabla 6 se presentan los principales parámetros establecidos en el decreto 21-2017 del MARENA “Disposiciones para el control de la contaminación provenientes de las descargas de aguas residuales domésticas, industriales y agropecuarias” para el tratamiento de aguas residuales municipales. El presente estudio tomó los resultados de caracterización de la planta de tratamiento de aguas servidas de la ciudad de Somoto mostrados en tabla 25.

Tabla 6: Principales parámetros de agua residual municipal.

Parámetro	Descripción	Importancia
Temperatura	La temperatura del agua superficial generalmente es homogénea, depende de muchos factores como el clima, altitud, temperatura del aire, estaciones del año, entrada de descarga, velocidad del flujo, etc. La temperatura tiene una visión con la vida acuática, la solubilidad de las sustancias disueltas, las reacciones y las velocidades de las reacciones químicas.	La temperatura de descarga de las plantas de tratamiento de aguas residuales, no debe ser muy diferente a la temperatura del cuerpo receptor (gradiente de temperatura), ya que podría afectar en gran medida el ecosistema.
pH	El pH puede variar de acuerdo a la composición del agua, pero con frecuencia se sitúa entre 6.5 y 9.5. Se usa para expresar la intensidad de las condición acida o alcalina de una solución, sin que esto quiera decir que mide la acidez total o la alcalinidad total.	Los valores extremos de pH pueden ser resultado de vertimientos accidentales. Valores de pH muy altos o bajos en efluentes o cuerpos de agua, puede alterar la química y concentración de las aguas naturales del cuerpo receptor.
DBO5 (mg/L)	La DBO es una medida de la cantidad de oxígeno utilizados por los microorganismos en la estabilización de la materia orgánica biodegradable, bajo condiciones aerobias, en un periodo de 5 días y a 20°C.	La DBO5 expresa la cantidad de oxígeno requerido (microbiológicamente) para estabilizar la materia orgánica e inorgánica.
DQO (mg/L)	La DQO es un parámetro analítico de contaminación que mide el material orgánico contenido en una muestra líquida mediante oxidación química.	La DQO expresa la cantidad de oxígeno requerido (químicamente) para estabilizar la materia Orgánica e inorgánica.

Fuente: Decreto 21-2017 del MARENA

2.5.2 Regulaciones y disposiciones del MARENA

La calidad del agua vertida después del proceso de tratamiento deberá cumplir con los parámetros normados según el decreto 21-2017 del MARENA (ver tabla 7), que establece los valores máximos permisibles de los parámetros vinculados al vertido de aguas residuales que descargan directa o indirectamente a cuerpos receptores.

Tabla 7: Valores máximos permisibles, Decreto 21-2017

Parámetros	Rangos y límites máximos permisibles promedio diario		
pH	6 - 9		
Demanda Bioquímica de Oxígeno	110 mg/L		
Demanda química de Oxígeno	220 mg/L		
Sólidos suspendidos totales	100 mg/L		
Sólidos sedimentables	1 mg/L		
Aceite y Grasas Totales	20 mg/L		
Nitrógeno Total	45 mg/L		
Fósforo Total	15 mg/L		
* Coliformes fecales (NMP/100 ml)	(2017-2022)	(2022-2026)	(2027-2029)
	1×10^5	1×10^4	1×10^3

Fuente: Decreto 21-2017 del MARENA

El proceso de tratamiento propuesto en el presente estudio, garantizará que el efluente cumpla con los parámetros indicados en la tabla 7, siendo el cuerpo receptor un cauce natural sin corriente de agua que recorre 5 km para descargar a la quebrada Santo Domingo. El proceso físico estará compuesto por rejillas y desarenador, el proceso biológico por el tanque Imhoff seguido de humedales de flujo sub superficial y el proceso químico (remoción de Coliformes Fecales) con laberinto de cloración.

De acuerdo con MARENA la remoción esperada por los diferentes sistemas de tratamiento se presenta en tabla 8, donde los tanques Imhoff pueden remover entre el 40 y 60% de la carga orgánica y hasta el 85% de los sólidos sedimentables; como factor de seguridad, el presente estudio tomó como referencia una remoción del 40% de carga orgánica, previendo problemas en la operación y mantenimiento del tanque; caso contrario con una buena operación y mantenimiento, su eficiencia de remoción será mayor.

Tabla 8. Porcentajes de remoción en sistema de tratamientos

Tratamiento	Porcentaje de reducción (%)					
	DBO5	DQO	SS	Coliformes	P	N
Tratamiento preliminar o Pretratamiento	15-30	10-20	15-30	10-25		
Decantación primaria	25-40		50-70	25-75		0-10
Efluente primario + Cloración				99		
Fosas Sépticas o Tanque Imhoff	40-60	40-70	37-85	10-90	0-10	3-5
Lodos Activados (Aireación Prolongada)	75-95	70-90	83-99	90	40-70	40-60
Lodos Activados (Convencional)	85-95		85-92	90-98	40-70	40-60
Lechos Bacterianos	80-90	70-92	90-99			
Efluente secundario + Cloración				98-99		
Lagunas Aerobias	70-95	40-70	70-90	99-99.99	40-60	55-85
Lagunas Facultativas	70-85	40-70	50-90	99-99.99		
Lagunas Anaeróbicas	40-80	40-60	60-80	40-60		
Humedales flujo superficial libre	70-90	40-80	60-80	90-98	40-70	40-60
Humedales sub-superficial	70-95	70-90	90-99	70-90	85-91	90-96
Biodiscos	70-97		75-97	75-97	85-91	90-96
Filtro verde (irrigación)	90-99	90-95	95-100	95-100	85-90	90-96
Filtro verde (escorrentía)	92-96	60-70	95	95	85-91	90-96
Infiltración - Percolación	80-99	70-80	95	95	25-40	30-95

Fuente: Decreto 21-2017 del MARENA

Las humedades sub superficiales pueden remover desde 70% hasta el 95% de la carga orgánica, el 90% de los Coniformes fecales y hasta el 96% del nitrógeno, el presente estudio consideró una remoción del 92% por consideraciones de ENACAL en los resultados de los estudios de calidad de agua en otras plantas; no obstante con una remoción mínima del 70% en los humedales, se cumple con los parámetros de vertido indicados anteriormente. La tabla 9 presenta las combinaciones aceptadas por MARENA en los procesos de tratamientos de aguas residuales (servidas).

Tabla 9: Tren de tratamiento aceptadas por MARENA

	Sistemas de tratamiento para aguas residuales tipo domésticas	Sistemas de tratamiento para aguas residuales de tipo industrial
a	Tanque Séptico + Campo de Absorción	Pretratamiento + Tanque Séptico + Filtro Anaerobio (FAFA) + Campo de Absorción
b	Pretratamiento + Tanque Séptico + Filtro Anaeróbico (FAFA) + Campo de Absorción	Pretratamiento + Tanque Séptico + Biofiltro
c	Pretratamiento + Tanque Séptico + Biofiltro	Pretratamiento + Tanque Imhoff + Biofiltro
d	Pretratamiento + Tanque Imhoff + Biofiltro	Pretratamiento + UASB + Filtro Percolador
e	Pretratamiento + UASB + Filtro Percolador	Pretratamiento + UASB + Biofiltro
f	Pretratamiento + UASB + Laguna Anaeróbica	Pretratamiento + Lodos Activados
g	Pretratamiento + UASB + Biofiltro	Pretratamiento + Tratamiento químico (Floculación - Precipitación) + Aireación + Lechos filtrantes
h	Pretratamiento + Lodos Activados + Filtro de Grava	Pretratamiento + Laguna anaerobia + Facultativa y/o Laguna aerobia
i	Pretratamiento + Lodos Activados + Desinfección	Pretratamiento + Laguna facultativa + Laguna aerobia con plantas macrófitas
j	Pretratamiento + Lodos Activados + Biofiltro	Pretratamiento + Digestor anaerobio (Biodigestor) + Biofiltro
k	Pretratamiento + Lodos Activados + Lagunas aerobias	
l	Pretratamiento + Laguna anaerobia + Laguna facultativa + Laguna de maduración	
	Pretratamiento + 2 facultativas en serie y una laguna de maduración	
m	Pretratamiento + Laguna facultativa + Laguna anaerobia (secundaria) + Laguna de maduración	
n	Pretratamiento + Laguna facultativa + Laguna aerobia con plantas macrófitas	
o	Pretratamiento + Laguna aerobia + Biofiltro	

Fuente: Decreto 21-2017 del MARENA

La combinación seleccionada para el tratamiento de las aguas servidas es Pretratamiento + Tanque Imhoff + Biofiltro, seguido de un laberinto de cloración (hipoclorito de sodio al 12%) para cumplir con los parámetros de coliformes fecales en el efluente.

El tren de tratamiento seleccionado cumple con los parámetros de vertidos en el cuerpo receptor (cauce natural), brinda excelente calidad de agua residual en el efluente, no tiene altos costos de operación y mantenimiento (no requiere energía eléctrica, ni de componentes mecánicos, ni personal calificado), fácil de operar y es sostenible a la economía local.

Las tecnologías del tren de tratamiento propuesto está muy difundida en nuestro país, ENACAL opera plantas con este tren de tratamiento, idóneas para el clima tropical y que efectivamente depuran las aguas servidas descargando efluentes que cumplen con la normativa vigente de nuestro país.

2.5.3 Procesos de tratamiento de aguas servidas propuesto.

El tratamiento de aguas servidas consiste en una serie de procesos físicos, químicos y biológicos que tienen como fin eliminar toda agente de contaminación presentes en el afluente. A continuación se presentan los principales criterios de diseño.

2.5.3.1 Tratamiento preliminar o Pretratamiento.

El tratamiento preliminar es un proceso físico, destinado a preparar las aguas servidas para que reciban los tratamientos subsiguientes, sin perjudicar los equipos mecánicos y sin obstruir tuberías y causar depósitos permanentes en tanques; las unidades de tratamiento preliminar más importantes son:

- Separación de sólidos gruesos: rejas rejillas, tamices, filtros gruesos
- Separación de sólidos suspendidos y sedimentables: desarenadores, sedimentadores, centrifugadores, filtros finos y separación de grasas.

a) Cribado y separación de sólidos

Consiste en rejillas que retendrá el material flotante antes de la entrada al desarenador, tales como sólidos flotantes, basuras, plásticos, papeles, metales, etc. Estas rejillas se construirán dentro del canal, las mismas serán rejas de tipo removible (ver figura 1).



Figura 1: rejillas manuales

b) Desarenador de flujo horizontal

Se instalará un desarenador de flujo horizontal que cuenta con dos líneas de sedimentación para remover arena, grava, partículas u otro material sólido pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico bastante mayor que los sólidos orgánicos putrescibles de las aguas servidas (ver figura 2).

Este desarenador será dimensionado para remover materiales de 0.1 mm de diámetro o mayores y cumplirá con lo siguiente:

La protección de equipos mecánicos contra la abrasión, la reducción de la formación de depósitos pesados en tuberías, conductos y canales, la reducción de la frecuencia de limpieza

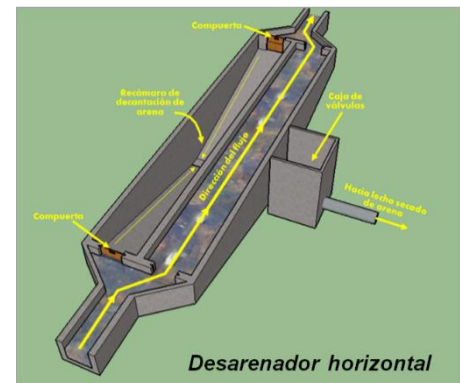


Figura 2: Desarenador horizontal

de la arena acumulada en tanques de sedimentación primaria y digestores de lodos, así como también minimizará las pérdidas de volumen en tanques de tratamiento biológicos.

Los desarenadores de flujo horizontal, para aguas servidas, se diseñan para una velocidad horizontal de flujo aproximadamente igual a 30 cm/s, dicha velocidad permite el transporte de la mayor parte de las partículas orgánicas del agua residual a través de la cámara y tiende a re suspender el material orgánico sedimentado, pero permite el asentamiento del material inorgánico pesado.

c) Medidor de flujo

Después del desarenado del agua residual, el caudal será medido por medio de un medidor de flujo de régimen crítico, generalmente se utiliza un canal Parshall (ver figura 3). Es fundamental disponer de un registro diario de los caudales para determinar las cargas orgánicas y el tiempo de detención hidráulica, y como resultado final, la eficiencia del sistema de tratamiento y su capacidad.



Figura 3: Canaleta Parshall

2.5.3.2 Tratamiento primario (tanque Imhoff)

El Tanque Imhoff tiene la función de separar materia orgánica sedimentable del efluente y tratar el lodo anaeróbicamente. La operación debe asegurar la mayor separación posible de materia orgánica y la estabilización anaeróbica del lodo que se asegura por su tiempo de retención. La figura 4 muestra el esquema de los componentes del tanque, se tiene en este proceso.

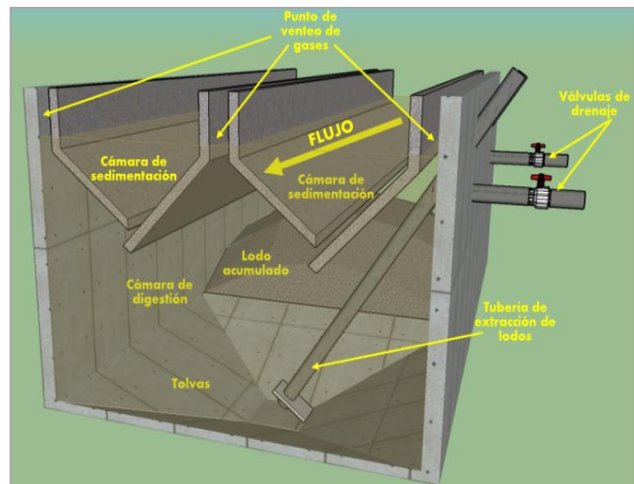


Figura 4: Componentes del Tanque Imhoff

a) Reducción de carga orgánica de efluente por la separación de sólidos sedimentables o lodos en el compartimiento superior, donde pasa el agua residual con poco tiempo de retención hidráulica. El Tanque tiene una eficiencia esperada de remoción de carga orgánica (DBO_5) del 40 a 60%.

b) Tratamiento anaerobio de los sólidos sedimentables o lodo primario, en el compartimiento inferior, por donde los lodos atraviesan por gravedad y

permanecen en condiciones anaerobias (ausencia de oxígeno y aire) el tiempo necesario para completar su estabilización biológica.

Es importante considerar en la operación siempre los tres productos del Tanque Imhoff: **Efluente tratado** con 40 a 60% eficiencia, que sale continuamente y después de poco tiempo de retención hidráulica (1 a 2h). **Lodo primario**, estabilizado por procesos anaerobios en el compartimento inferior y debe ser sacado con frecuencia (bimestral). **Biogás** (gas metano y gas dióxido de carbono) producido en el proceso de tratamiento anaerobio de lodo almacenado y saliendo continuamente.

c) Funcionamiento del tanque Imhoff

El afluente pasa con flujo horizontal por las **cámaras de sedimentación**, son dos unidades paralelas dispuestas a todo lo largo del tanque. El efluente entra en un lado y sale en el otro. Los sedimentadores tienen paredes inclinadas formando un canal triangular con abertura abajo, para cual los sólidos sedimentables, o lodos bajan por gravedad hacia la cámara de digestión de lodos. Los lodos sedimentados permanecen en las cámaras de digestión suficiente tiempo para pasar por su tratamiento completo o estabilización anaerobia.

Los lodos tratados deben ser sacados periódicamente por la tubería de extracción, abriendo las válvulas de la purga y direccionando los lodos tratados directamente a los lechos de secado. Los gases producidos (principalmente biogás CH_4 y CO_2 , adicionalmente otros gases como H_2S en pequeños porcentajes) escapan a través de tres canales de la salida del efluente, que su geometría hará retener las partículas de lodos que ascienden por flotación dentro de reactor. Vale destacar que el biogás es explosivo y exige tomar los cuidados necesarios en el manejo con el Tanque Imhoff. La tabla 10 presenta los criterios de diseño de INAA del Tanque Imhoff.

Tabla 10: Criterios de diseño del Tanque Imhoff, INAA

Parámetro de diseño	Unidad	Valor	
		Intervalo	Usual
Cámara de sedimentación			
Carga Superficial	gal/pie ² /d	600-1000	800
Período de retención	h	2 - 4	3
Relación largo/ancho		2:1 - 5:1	3:01
Pendiente de la cámara de sedimentación		1.25:1 - 1.75:1	1.5:1
Abertura de paso entre cámaras	pulg	6 - 12	10
Longitud de traslape	pulg	6 - 12	10
Deflector de espuma			
Por debajo de la superficie	pulg	10 - 16	12
Por encima de la superficie	pulg	12	12
Borde libre	pulg	18 - 24	24
Zona de ventilación de gases			
Area (con relación al área superficial total)	%	15 - 30	20
Ancho de la abertura *	pulg	18 - 30	24
Cámara de digestión de lodos			
Capacidad de almacenamiento	mes	4 - 8	6
Volumen **	pie3/hab	2 - 3.5	2.5
Tubería de extracción de lodos	pulg	8 - 12	10
Distancia libre hasta el nivel del lodo	pie	1 - 3	2
Profundidad total del agua en el tanque (desde la superficie hasta el fondo)	pie	24 - 32	30

* La abertura mínima debe ser de 18 pulg para permitir acceso a personal de limpieza

** Para un período de digestión de 6 meses

2.5.3.3 Tratamiento secundario (Biofiltro)

El Humedal artificial (biofiltro) de flujo horizontal, es un sistema que imita a los pantanos naturales, donde las aguas servidas se depuran principalmente por procesos aerobios y facultativos de degradación biológica de materia orgánica. La figura 5 muestra un Biofiltro de flujo horizontal, compuesta por pilas rectangulares con un relleno de material grueso en las zonas de distribución de afluente (entrada) y recolección del efluente (salida) y un lecho filtrante compuesto por material más homogéneo y fino, donde ocurren los procesos de tratamiento.

La superficie del lecho filtrante es sembrada con plantas que son naturales de pantanos, con muy buenos resultados se ha utilizado Carrizo. Las aguas servidas pre-tratadas fluyen lentamente desde la zona de distribución en la entrada, con una trayectoria horizontal a través del lecho filtrante, hasta llegar a la zona de recolección del efluente. Se puede esperar, en condiciones óptimas de operación, una eficiencia de 90% en reducción de DBO₅.

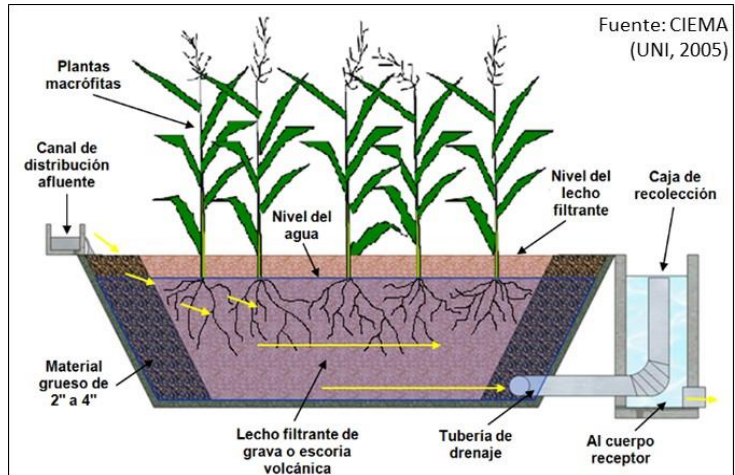


Figura 5: Componentes de Biofiltro de flujo horizontal

Los humedales artificiales son diseñados con tiempo extendido de retención hidráulica, consecuentemente los procesos son lentos y la operación de estos sistemas es relativamente sencilla. Cabe señalar que el proceso aerobio oxida la materia orgánica totalmente y no permite la liberación de gases que provocan malos olores.

Componentes principales del sistema.

Los biofiltros de flujo horizontal tienen profundidades que oscilan entre 60 y 100 cm, con un relleno de material grueso (5 a 10 cm de diámetro) en las zonas de distribución (entrada) y recolección (salida). La fracción principal del lecho filtrante, ubicada entre las zonas de material grueso, es homogénea y más fina, normalmente de 0.5 a 15 mm de diámetro. Durante el recorrido del flujo, que dura de tres a cinco días, el agua residual entra en contacto con zonas aeróbicas (con presencia de oxígeno) y anaeróbicas (sin presencia de oxígeno), ubicadas las primeras alrededor de las raíces de las plantas, y las segundas en las áreas lejanas a las raíces.

Durante su paso a través de las diferentes zonas del lecho filtrante, el agua residual es depurada por la acción de microorganismos que se adhieren a la superficie del lecho y por otros procesos físicos tales como la filtración y la sedimentación.

a) Lecho filtrante: su función principal es eliminar los sólidos que contienen las aguas pre tratadas y proporcionar la superficie donde se desarrollarán los microorganismos que se encargarán de degradar aeróbica y anaeróbicamente la materia contaminante, además de constituir el medio utilizado por las raíces de las plantas macrófitas para su fijación y desarrollo.

La característica fundamental requerida para el material del lecho filtrante es su resistencia al desgaste provocado por las aguas servidas, la cual debe garantizar que el lecho no se deteriore con el transcurso del tiempo. La porosidad juega un papel importante, puesto que de ella depende la superficie disponible para la formación de la capa bacteriana responsable en gran medida de la depuración de las aguas servidas y también tiene un efecto directo sobre el tamaño del Biofiltro, pues el uso de un material más poroso reduce el área a utilizar.

b) La granulometría del material tiene una influencia directa sobre la eficiencia del tratamiento y la capacidad hidráulica del Biofiltro.

A mayor diámetro de partícula, la capacidad hidráulica del Biofiltro aumenta, pero disminuye la eficiencia de remoción de contaminantes debido a que hay una menor disponibilidad de área para el crecimiento bacteriano, además de que se ven afectados los demás mecanismos de remoción, tales como filtración, sedimentación, intercambio iónico y adsorción, entre otros. La figura 6 muestra la granulometría recomendada en la literatura y la de diferentes materiales utilizados en Nicaragua para la construcción de Biofiltros.

Las tres primeras curvas muestran la granulometría recomendada para la construcción de sistemas europeos de Biofiltros de flujo vertical y horizontal (Bahlo & Wach, 1995), mientras que las tres últimas curvas presentan la granulometría típica de los diferentes materiales utilizados para la construcción de Biofiltros en Centroamérica (Proyecto ASTEC, 2000). Los mejores resultados en Nicaragua se han obtenido usando hormigón rojo, lo cual puede ser atribuido a su menor diámetro de partícula.

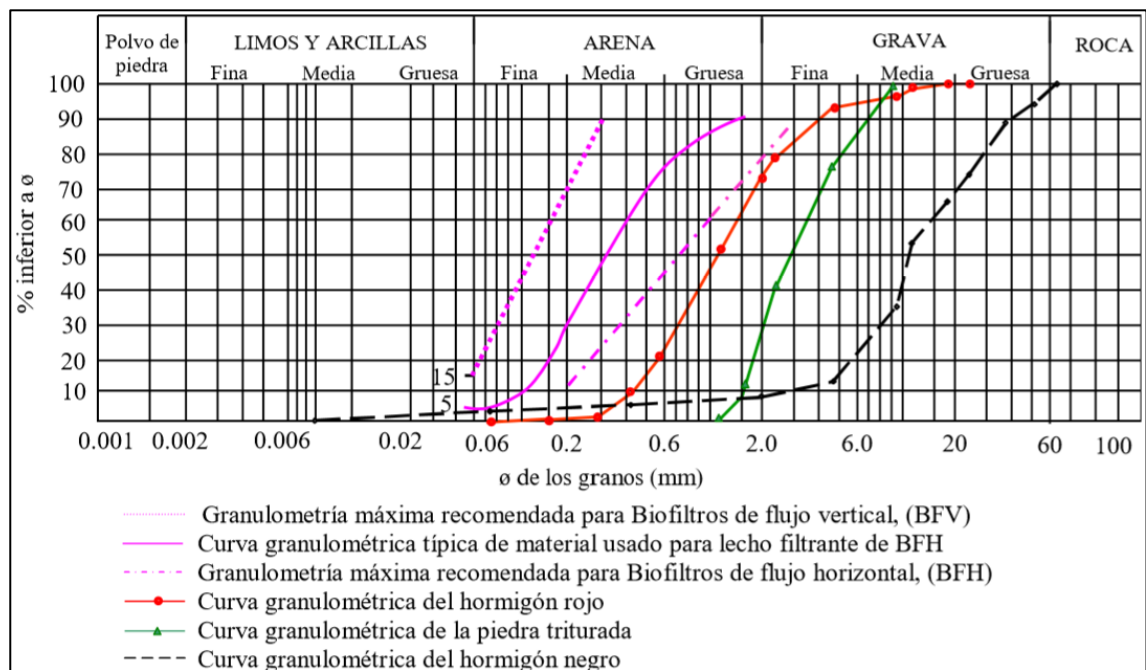


Figura 6: Granulometría para diferentes materiales utilizados en Nicaragua

En Nicaragua existen materiales resistentes que poseen alta porosidad, tales como el hormigón rojo, hormigón negro y la piedra volcánica negra. Los primeros dos, que se encuentran naturalmente en bancos de arena volcánica del país, tienen una porosidad entre 40 y 60%, mientras que la piedra negra, de mayor granulometría, tiene una porosidad superior al 70%. Los dos tipos de hormigón se han utilizado en lechos filtrantes de diferentes unidades, obteniéndose mejores resultados con el hormigón rojo. La piedra negra ha mostrado su mayor utilidad en la sección de distribución del flujo a la entrada del Biofiltro, así como en la zona de recolección. Un material de menor porosidad (entre 45 y 50%), pero que

también ha demostrado ser útil, es la piedra triturada de ½" de diámetro, con la salvedad de que se debe utilizar en la capa superior un material de granulometría más fina (como el hormigón rojo) que permita la siembra de las plantas en la superficie del Biofiltro.

En las zonas de distribución y recolección del Biofiltro se usa piedra volcánica negra cuyo diámetro es de 2" a 4", porque este tipo de material facilita la distribución y evita que los orificios de los tubos de recolección se obstruyan con material de granulometría fina. Se recomienda el uso de este material al menos en los primeros 5 m del Biofiltro para alargar el período al cual se deben cambiar los dos primeros metros del lecho filtrante, que en el caso del hormigón rojo se ha establecido en una vez cada dos años, debido a la obstrucción que se da por la formación de una densa capa bacteriana.

c) Plantas de pantano: Las funciones que cumplen las plantas en los procesos de tratamiento de aguas servidas las convierten en un componente esencial del humedal.

Así, las raíces de las plantas ayudan a incrementar los efectos físicos tales como la filtración y el desarrollo de los microorganismos en su área superficial. La introducción de oxígeno en el lecho filtrante permite la formación de una población microbiana aeróbica en zonas cercanas a las raíces de las plantas. La planta más utilizada a nivel mundial es el carrizo, por su capacidad de proveer de oxígeno al lecho filtrante, sin embargo, se ha utilizado el zacate Taiwán, que puede ser utilizada como alimento animal.

d) Microorganismos: El papel principal de los microorganismos es degradar aeróbicamente (en presencia de oxígeno) y anaeróbicamente (en ausencia de oxígeno) la materia orgánica contaminante contenida en las aguas servidas.

Los sólidos orgánicos suspendidos asociados con las aguas servidas entrantes se acumulan, pero son retenidos dentro del lecho filtrante por un largo tiempo y los constituyentes orgánicos son mineralizados por las bacterias. Los

microorganismos también permiten la remoción de nitrógeno mediante el mecanismo de nitrificación–des nitrificación.

Funcionamiento de los Biofiltros: La figura 7 muestra los procesos de tratamiento en los humedales artificiales de flujo horizontal que ocurren en la zona biológicamente activa del lecho filtrante que está ubicada entre las zonas de distribución (entrada) y recolección (salida) que son rellenos con piedras o grava gruesa

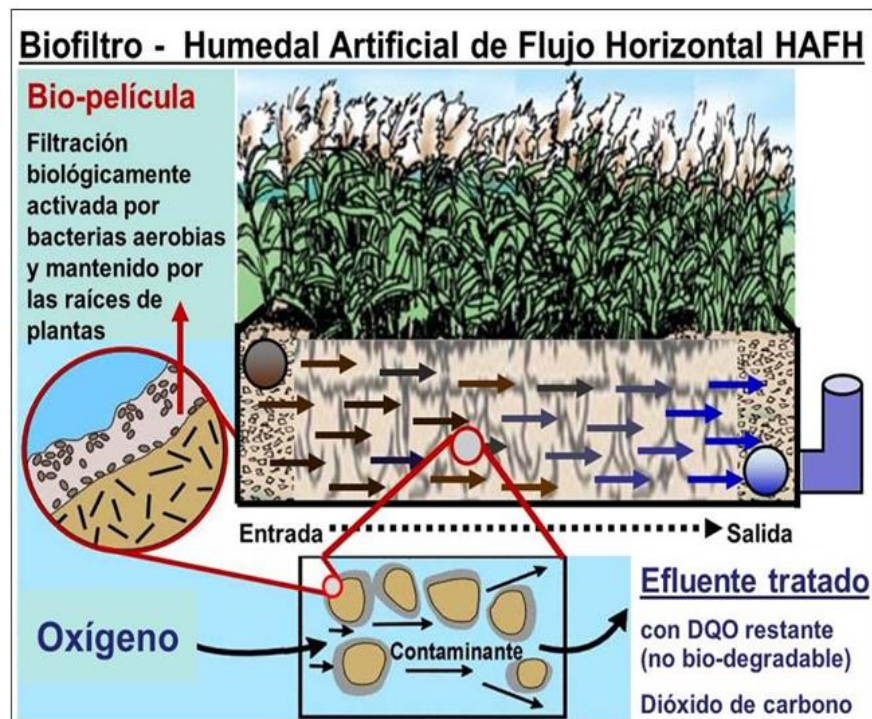


Figura 7: Sección de Biofiltro de flujo horizontal

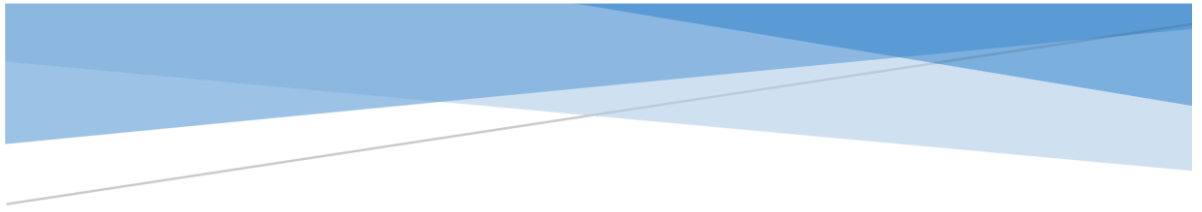
El lecho filtrante es de material más fino y homogéneo de arena gruesa, grava o escoria volcánica. Su superficie es sembrada con plantas nativas de pantanos naturales, que tienen cierta capacidad de crecer en medios saturados con agua, porque cuentan, por ejemplo, con un sistema de transporte de aire desde arriba (hojas) hasta sus partes que permanecen en el medio húmedo (raíces). Las plantas no participan en el proceso de degradación biológica sino apoyan con sus raíces la formación de la bio-película; mantienen con sus raíces la permeabilidad del lecho filtrante y las plantas que son adaptadas al crecimiento en pantanos naturales, poseen un sistema interno de recirculación de aire que les permite

contribuir con sus raíces a la oxigenación de bacterias degradadoras en el lecho filtrante.

El medio poroso del lecho filtrante actúa como un filtro mecánico y biológico. Toda la materia orgánica es degradada y estabilizada por procesos biológicos durante un período prolongado. El tratamiento biológico en el lecho filtrante se basa en la actividad de las bacterias degradadoras que crecen sobre la superficie de las partículas del medio filtrante, donde se crea una capa bacteriana activa llamado bío-película; es decir, que los sólidos en suspensión del efluente pre-tratado y los sólidos producidos por la actividad microbiana son principalmente retenidos de forma mecánica, mientras su parte orgánica y la materia orgánica en suspensión del efluente son absorbidas y degradadas por las bacterias degradadoras que son ubicadas en la bío-película.

El tratamiento con biofiltros o humedales de flujo horizontal se diseña para que intervengan procesos aeróbicos y facultativos. Los procesos aeróbicos necesitan la presencia de oxígeno (aire) y en situación de saturación del lecho filtrante con agua, pueden ocurrir procesos facultativos. La eficiencia de los biofiltros depende de la eficiencia del tratamiento primario, este sistema puede lograr una buena eficiencia en la remoción de materia orgánica (DBO5), sin embargo, para el funcionamiento de biofiltros la retención de sólidos suspendidos tiene importancia fundamental. La pérdida de biomasa en el Tanque Imhoff puede colmatar el filtro, obstruyendo sus poros y no permitiendo más la filtración del efluente que tiene como efecto una escorrentía superficial del efluente.

La prevención de la colmatación presenta el mayor obstáculo para la operación de biofiltros y de todos los humedales de flujo subterráneo.



CAPITULO III: DISEÑO METODOLOGICO

3.1 Metodología adoptada

La metodología que se adoptó para desarrollar el tema de investigación está basada en la norma y guías técnicas empleadas por el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA, 2012), cumpliendo con los parámetros de diseño establecidos en dicha guía tanto para el sistema de alcantarillado sanitario convencional tipo separado como de los diferentes componentes de la planta de tratamiento de aguas servidas propuesta.

La investigación contiene elementos cualitativo y cuantitativo, dada las características de este se define dentro de un enfoque mixto, el estudio se caracteriza por ser explicativo analítico y se desarrolló en el casco urbano del municipio de Totogalpa, ubicado en el departamento de Madriz en la región Norte Central del país (ver figura 8) a 216 km de la ciudad de Managua.



Figura 8: macro y micro localización del área de estudio

El presente estudio se desarrolló en dos fases: de campo y de gabinete; los estudios de campo fueron financiados por ENACAL Madriz y Cooperación Alemana y el diseño tanto de la red de alcantarillado sanitario como de la planta de tratamiento de aguas residuales fue realizado por un equipo de trabajo que forme parte de él, en una alianza entre ENACAL, Alcaldía de Totogalpa y Organismo de Cooperación.

3.2 Primera fase: estudio de campo

3.2.1 Recopilación de información

En primera instancia se realizó revisión bibliográfica de estudios referentes al tema de investigación, encontrando dos estudios de la zona mencionados en los antecedentes y un estudio socioeconómico del banco central referente a la población en Totogalpa. Se consultaron otros estudios referentes a diseño de plantas de tratamiento de aguas servidas.

3.2.2 Reconocimiento y análisis de la zona de estudio.

Se visitó las instituciones involucradas con el tema de saneamiento en el área de estudio como Alcaldía, ENACAL y MINSA y se entrevistó a los principales actores de dichas instituciones; la Cooperación Alemana a través del programa ALLACC (Alianza estratégica locales para la adaptación al cambio climático en la cuenca alta del Río Coco) estaba iniciando la formulación de un proyecto de saneamiento en el casco urbano de Totogalpa y me incluyeron en el equipo de trabajo con los técnicos de ENACAL, Alcaldía de Totogalpa.

La delegación de ENACAL Madriz brindó planos de catastro de usuario, caracterización del agua residual de la ciudad de Somoto y el estudio de suelo realizado en Totogalpa financiado por la cooperación de Luxemburgo en 2011. La Alcaldía de Totogalpa brindó los planos de catastro, el plan urbanístico y sus zonas de crecimiento.

En conjunto con técnicos de ENACAL y Alcaldía de Totogalpa se realizó recorrido en toda la ciudad para identificar el sentido del drenaje natural en las calles, identificando tres sitios para emplazar la planta de tratamiento de agua residual y un sector ubicado al suroeste de la ciudad que requiere de estación de bombeo.

3.2.3 Estudio Socioeconómico.

Gracias a las reuniones de seguimiento y a la alianza de trabajo entre ENACAL, Alcaldía de Totogalpa y Cooperación Alemana, se realizó en el 2020 la encuesta

socioeconómica del área de estudio; así mismo se obtuvo datos poblacionales y socioeconómicos de varias fuentes, mediante la página web: www.inide.com.ni, el MINSA, Alcaldía y ENACAL.

3.2.4 Levantamiento topográfico.

ENACAL realizó el levantamiento topográfico a detalle de todo el casco urbano de Totogalpa como contrapartida en la alianza de trabajo entre ENACAL, Alcaldía de Totogalpa y Cooperación Alemana. Tuve la oportunidad de participar con el equipo de topografía en el levantamiento topográfico y el procesamiento de la información. En el levantamiento topográfico se tomó la planimetría y altimetría de todas las calles de la zona de estudio, secciones transversales de puntos críticos y tres predios propuestos para emplazar la planta de tratamiento de aguas servidas, seleccionado el mejor sitio, donde drena por gravedad la mayor parte de la población.

La topografía se realizó en un 100% de la ciudad, fue utilizada para realizar el plan maestro de la red de alcantarillado sanitario de Totogalpa que contempla el diseño de la red de drenaje sanitario en el 100% de la ciudad. Por fines de presupuesto de la Cooperación Alemana, la red de alcantarillado sanitario se dividió en dos etapas para su ejecución y la planta de tratamiento se diseñó modular. En el presente estudio se brinda la primera etapa del proyecto.

3.3 Segunda fase: estudio de gabinete

En la segunda fase el trabajo fue de gabinete, se procesó la información primaria y secundaria recopilada en campo para el dimensionamiento de todos los elementos propuestos tanto del sistema de alcantarillado sanitario como de la planta de tratamiento de aguas servidas, empleando los criterios de diseño de las guías técnicas del INAA.

El cálculo hidráulico de las redes de recolección de las aguas servidas se realizó empleando la fórmula de manning y se elaboró la planilla Excel, donde se refleja la planilla topográfica, los caudales por tramo y el cálculo de la capacidad

hidráulica de las tuberías revisando el tirante, la velocidad de diseño y la tensión tractiva en el tramo analizado. Una vez dimensionado el 100% de la red de recolección se dimensionó el tren de tratamiento a partir de la caracterización de las aguas servidas del afluente de Somoto, criterios de diseño y operación & mantenimiento.

El proceso físico (rejillas, desarenador y parshall) se diseñó para caudal máximo empleando los criterios y fórmulas de las Guías técnicas para el diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales. El canal de entrada cuenta con un canal de demasía para evacuar el caudal proveniente de las precipitaciones.

El proceso biológico y químico (tanque Imhoff + Biofiltros + laberinto de cloración) se diseñó para una población de 2,700 habitantes que corresponde a la mitad de la población proyectada al 2042; para el dimensionamiento del tanque Imhoff se empleó la guía para el diseño de Tanques Imhoff de la OPS/CEPIS/05.163 UNATSABAR, para el dimensionamiento del Biofiltro se utilizó la metodología mostrada en el documento Biofiltro: Tecnología sostenible para el tratamiento de aguas residuales (ASTEC, 2005).

En todo el proceso de diseño, se tuvo el acompañamiento de técnicos de la Cooperación Alemana quienes dieron capacitaciones y asistencia técnica a los técnicos de ENACAL y Alcaldía de Totogalpa en temas de diseño, operación y mantenimiento de los componentes propuestos.

Finalmente se elaboraron planos constructivos usando el software Auto Cad versión 2015, a partir de estos se cuantificó los costos que conlleva construir la primera etapa del plan maestro de saneamiento en la ciudad de Totogalpa. Este presupuesto retomó los precios de mercado de materiales, mano de obra, transporte, equipos e investigaciones de precios a empresas constructoras; el resultado final fue una planilla excel con los precios de mercado del proyecto.

3.4 Método de cálculo empleado

3.4.1 Proyección de población y consumo

Se obtuvo información base del censo realizado por el Instituto Nicaragüense de Información para el Desarrollo (INIDE) del año 1971 al 2005, Alcaldía, MINSA, ENACAL, y encuesta realizada en el 2020 haciendo la proyección de la población utilizando el método de cálculo geométrico, cuya fórmula es:

$$P_t = P_o [1 + r]^n \quad (\text{Ecuación 1})$$

Dónde:

P_t: Población Futura o de diseño (habitantes)

P_o: Población Inicial (habitantes)

n: tiempo en años

r: tasa anual de crecimiento (en porcentaje).

3.4.2 Caudal de diseño

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{máx}} + Q_{\text{inf.}} + Q_{\text{com}} + Q_{\text{ind}} + Q_{\text{inst.}} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Donde:

Q_{diseño}: caudal de diseño del tramo de tubería, en lps

Q_{máx} = Q_{medio} x FH (Factor de Harmon anda de 1.8 a 3), en lps

Q_{inf} = 2 litros/hora por cada 100 m de tubería, por cada 25 mm de diámetro.

Q_{inst} = 7% del Q_{medio}, en lps

Q_{com} = 7% del Q_{medio}, en lps

Q_{ind} = 2% del Q_{medio}, en lps

El **caudal** doméstico es el producto de multiplicar la Población x la dotación de agua potable, entonces el caudal medio se calcula con la siguiente fórmula.

$$Q_{medio} = [(Población \times Dotación) \times 0.8] / 86400 \quad (\text{Ecuación 3})$$

Donde:

Q_{medio} = Caudal medio en el tramo de tubería, en lps

P= Población proyectada, (ver ecuación 1).

Dotación= dotación de agua potable según rango de población, en l/hab/día

C= Coeficiente de retorno de aguas residuales (80%).

3.4.3 Trazado de la red de recolección de aguas servidas

Se estudió diferentes alternativas de trazado de acuerdo con la topografía, para lograr el mayor porcentaje de drenaje por gravedad y presente menores profundidades de excavación, con recubrimiento mínimo de 1.20 m a la corona de la tubería respetando el criterio de ubicación de las alcantarillas.

3.4.4 Cálculo del sistema de alcantarillado sanitario.

El dimensionamiento de la red de alcantarillado sanitario propuesta conllevó el cálculo de movimiento de tierra (**tabla topográfica**), la estimación de caudal por tramo de tubería (**tabla de caudales**) y el cálculo de la capacidad hidráulica de la tubería (**tabla hidráulica**). A continuación, se detalla el procedimiento paso a paso del primer tramo de diseño que inicia de la parte más alejada, para determinar los valores de la tabla topográfica, tabla de caudales y tabla hidráulica.

a). **Tabla Topográfica:** cálculo de excavaciones en PVS y tramo de tubería

Se inicia numerando los **pozos de visita (PVS)** en un tramo, habiendo dos PVS por tramo, donde comienza y finaliza. La distancia máxima por tramo es 100 m.

Posterior de la topografía se determina la **distancia** en metros que hay entre el pozo de inicio y el pozo donde finaliza el tramo; así mismo **el nivel de terreno natural** en msnm (metros sobre el nivel del mar) donde están ubicados los PVS del tramo.

Una vez conocida la cota de terreno de ambos PVS en el tramo, al primer PVS se **propone la cobertura mínima de la tubería** (1.20 m) y se determina la elevación de la corona de la tubería donde inicia el tramo, por tanto

$$Elev. Corona tubería = Elev. Terreno - Cobertura mínima \quad (Ecuación 4)$$

Generalmente el primer tramo de tubería **se propone el diámetro mínimo** en la red, siendo 150 mm (6 pulgadas), a partir de esto se determina la elevación del invert de la tubería inicial y final, siendo esta elevación el nivel de fondo en el PVS, por tanto:

$$Elev. Invert tubería = Elev. corona tubería - \varnothing Tubería \quad (Ecuación 5)$$

Seguidamente se determina la **pendiente del terreno y tubería** con la ecuación siguiente:

$$Pendiente (S \text{ m/m}) = (diferencia altura / longitud) \times 100 \quad (Ecuación 6)$$

En el terreno, la diferencia de altura es = nivel terreno PVS inicial – nivel terreno PVS final; en la tubería la diferencia de altura es = nivel invert PVS inicial – nivel de invert PVS final.

El diseñador analiza las pendientes del terreno y de la tubería, cuando el terreno tiene **pendientes de drenaje a favor**, generalmente la pendiente del terreno es igual a la pendiente de la tubería. No obstante, en tramos donde hay **contrapendiente** (mayor elevación de terreno en PVS final comparado con el PVS inicial) el invert de la tubería en el PVS final se calcula con la pendiente mínima, con la siguiente formula:

$$Elev. Invert PVS final = (Elev. Invert PVS inicial - Longitud \times S \text{ (m/m)}) \quad (Ecuación 7)$$

La fórmula anterior también aplica cuando las profundidades en los PVS superan la cobertura mínima (1.20 m), por tanto la corrida de niveles se hace a partir de los niveles de invert.

En el tramo analizado, conociendo las elevaciones de Invert de tubería en PVS inicial y final, se determina la altura de cada PVS, siendo la mínima de 1.35 m.

Altura de PVS (H) = (Elev. Terreno – Elev. Invert) – espesor retorta (Ecuación 8)

Las retortas son la base de concreto donde cimienta el PVS, estas tienen un espesor de 20 cm como mínimo y son construidas en terrenos firmes, los cuales tienen un mejoramiento de suelo de 20 cm.

Conociendo la altura total (H) a excavar en cada PVS, se determina el volumen de excavación en metro cúbico en cada PVS. El diámetro interno mínimo de excavación es de 2.8 m, que resulta de la sumatoria del diámetro interno mínimo en un PVS (1.2 m) más ancho de paredes del PVS (20 cm x 2) y un sobre ancho de trabajo (60 cm x 2), por tanto:

$$V_{Exc} = \text{Área} \times \text{altura} \quad (\text{Ecuación 9})$$

En función de la forma de excavación se calculará el área respectivamente, es decir si es circular el área se calcula con la fórmula del círculo, si es cuadrada con la fórmula de un cuadrado.

Ahora solo falta calcular el volumen de excavación en el tramo de tubería, el cual considera la altura promedio en los invert de tubería en los PVS del tramo, por tanto en cada PVS se debe conocer la altura al invert de tubería.

$$h1 \text{ invert PVS inicial} = \text{Elev. Tapa (terreno ó terraza)} - \text{Elev. Invert tubería} \quad (\text{Ecuación 10})$$

Teniendo en cada pozo la altura de Invert, se procede a sacar un promedio de ambas alturas $(h1 + h2)/2$ y este dato es usado en el cálculo de excavación del tramo de tubería. El ancho de zanjeo depende del método de excavación, si es mecánico el ancho mínimo es 60 cm; sin embargo, a mayor profundidad de zanjeo el ancho de excavación también es mayor, siendo el mínimo 80 cm. El volumen de excavación en la zanja para la tubería sería:

$$\text{Volumen Exc. tubería} = \text{Longitud} \times H \times \text{ancho zanja} \quad (\text{Ecuación 11})$$

b). Tabla de caudales: asignación de caudales en cada tramo de tubería

Una vez realizada la tabla topográfica se tiene mayor claridad de **la dirección del drenaje**, es entonces que se procede al cálculo de los aportes de caudal por cada tramo de la red de alcantarillado sanitario.

Partiendo del estudio socioeconómico se determina la población total actual, se proyecta al período de diseño y se determina el caudal de diseño final empleando los criterios de diseño de la normativa vigente de nuestro país. Este dato de caudal se distribuye en el 100% de la red y **se calcula por cada tramo** los aportes de caudal.

Se parte de conocer el número de viviendas por cada tramo de la red de alcantarillado sanitario, por cada vivienda se multiplica su índice de hacinamiento para determinar el total de **personas que aportaran flujo** de agua en dicho tramo, con la siguiente ecuación

$$\text{Habitantes x tramo} = \# \text{. Viviendas tramo} \times \text{Índice hacinamiento} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Conociendo la población en el tramo de tubería se calcula el **consumo doméstico** a partir de la dotación de agua potable (AP) asignada, siendo la formula:

$$\text{Consumo doméstico tramo} = \text{Población tramo} \times \text{dotación AP} \quad (\text{Ecuación 13})$$

El consumo doméstico se multiplica por el factor de retorno de aguas residuales (80% según normativa) y se obtiene el **caudal medio de aguas residuales**:

$$Q_{med} \text{ tramo} = (\text{consumo doméstico} \times 0.8) / 86400 \quad (\text{Ecuación 14})$$

A partir del caudal medio de aguas residuales se determina el **caudal mínimo y el caudal máximo de aguas residuales**.

El caudal mínimo es el 20% (1/5) del caudal medio de aguas residuales, la normativa de alcantarillado condominial de nuestro país indica que se debe

considerar un **caudal mínimo de 1.5 litros por segundo (lps)** (descarga de un inodoro) en casos de que el caudal de diseño sea menor a 1.5 lps.

El caudal máximo es el producto de multiplicar el caudal medio de aguas residuales por el Factor de Harmon (FH):

$$Q_{\text{máximo tramo}} = Q_{\text{med}} \times \left[1 + \frac{14}{4 + \sqrt{p}} \right] \quad (\text{Ecuación 15})$$

En el cálculo, se considera el criterio del rango del FH, siendo 1.8 a 3.

El **caudal de Infiltración** en cada tramo se calculó considerando el criterio para tubería PVC, este caudal será el resultado de 2 Litros por hora por cada 100 m de tubería por cada 25 mm de diámetro.

Así mismo se determinaron los **caudales especiales** por tramo, considerando el 7% institucional, 7% comercial y un 2% industrial que suman un total del 16% del caudal medio de aguas residuales:

$$Q_{\text{especiales}} = 16\% \times Q_{\text{med}} \quad (\text{Ecuación 16})$$

Teniendo todos los datos anteriores, se determinó el **caudal de diseño por cada tramo** de la red, siendo este la suma de caudales anteriores por tramo.

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{medio}} + Q_{\text{infiltración}} + Q_{\text{especiales}} \quad (\text{Ecuación 17})$$

Teniendo el caudal de diseño en cada tramo y con la dirección del flujo según la tabla topográfica, se determinó el **caudal de diseño acumulado**, siendo la sumatoria de caudal del tramo anterior con el caudal del tramo en análisis.

En los tramos donde el caudal acumulado es menor a 1.5 lps, se ajusta el caudal del tramo al caudal de la descarga de un inodoro que es 1.5 lps según Normativa Alcantarillado Sanitario Condominial de nuestro País.

c). Cálculo Hidráulico de la red (Tabla hidráulica)

Se realizó un análisis hidráulico de la red propuesta mediante una hoja de cálculo utilizando Microsoft Excel y se presentaron los resultados en tablas de datos.

Siempre en el análisis de un tramo de alcantarillado sanitario, las dos tablas anteriores (topográfica y caudales) conocimos las elevaciones de invert de tubería en el PVS inicial y final, las pendientes tanto de terreno como de la tubería, el diámetro propuesto de la tubería y los aportes de caudal que transportaría el tramo de tubería en análisis. En este acápite se determina la **capacidad hidráulica de la tubería propuesta** en transportar el caudal calculado.

El análisis hidráulico del tramo parte calculando el **caudal a tubo lleno (Q_{ll})** de la tubería (diámetro propuesto), para calcular este valor se utiliza la fórmula:

$$\text{Caudal tubo lleno } (Q_{ll}) = \text{Área tubo lleno } (A_{ll}) \times \text{Velocidad tubo lleno } (V_{ll}) \quad (\text{Ec. 18})$$

El diámetro propuesto es de 150 mm (6 pulgadas), siendo el diámetro mínimo indicado en la normativa; entonces el **área a tubo lleno** se calcula con:

$$A_{ll} = \left(\frac{\pi}{4} \right) \times (\phi)^2 \quad (\text{Ecuación 19})$$

Teniendo el área a tubo lleno, se procede al cálculo de la **Velocidad a tubo lleno**, debido que es drenaje por gravedad, se utiliza la fórmula de Manning:

$$V_{ll} = \frac{1}{n} \times (R_h) l^{2/3} \times (S^{\frac{1}{2}}) \quad (\text{Ecuación 20})$$

El **radio hidráulico (R_h) es a tubo lleno (R_{hll})** y se calcula mediante la fórmula diámetro propuesto entre 4:

$$R_{hll} = \phi / 4 \quad (\text{Ecuación 21})$$

La pendiente empleada en la ecuación 20 es la **pendiente de la tubería**, determinada en la tabla topográfica. Calculando el Área a tubo lleno y la Velocidad a tubo lleno, se determina con la ecuación 18 el caudal a tubo lleno.

Teniendo el caudal a tubo lleno por tramo, éste se relaciona con el caudal de diseño calculado en la tabla de caudales determinando un valor numérico, este valor se pondera en la tabla tabulada del grafico de relaciones hidráulicas.

$$\frac{Q_{diseño}}{Q_{ll}} = (Q_{ajustado/1000})/(Q_{ll}) \quad (\text{Ecuación 22})$$

Asi mismo V_d/V_{ll} tiene un factor tabulado (proviene de tabla tabulada de la relación caudal, de la fórmula de Manning,) y es la relación de velocidad de diseño y velocidad a tubo lleno. Es decir V_d/V_{ll} es un factor de tabla

Despejando la V_d se determina la velocidad de diseño calculada, a partir del factor encontrado.

$$V_d = \left(\frac{V_d}{V_{ll}} \right) \times (V_{ll}) \quad (\text{Ecuación 23})$$

De igual manera la relación d/D es un factor que indica la relación de diámetros y proviene de tabla tabulada de la relación de diámetro; teniendo este factor se determina el diámetro de diseño (d), en caso que el diámetro calculado sea menor al diámetro mínimo recomendado por la guía del INAA, se deja el mínimo 150 mm (6 pulgadas)

$$d = (d/D \times \Phi_m \times 100) \quad (\text{Ecuación 24})$$

También la **relación R_h/R_{hll}** es una factor de tabla, indica la relación de radio hidráulico de diseño y radio hidráulico a tubo lleno, se determina con.

$$R_h = \left(R_h/R_{ll} \times R_{hll} \right) \quad (\text{Ecuación 25})$$

Teniendo el Radio hidráulico de diseño y pendiente de la tubería se calcula la Tensión tractiva o fuerza de arrastre

$$\tau = (9810 \times R_h \times S) \quad (\text{Ecuación 26})$$

3.4.5 Planta de Tratamiento de aguas servidas domesticas

Las unidades de tratamiento de las aguas servidas se diseñaron según los parámetros recomendados en las “Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales” del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), según procedimientos presentados anteriormente y criterios que se muestran según el caso.

Se seleccionó el sitio para la planta de tratamiento que se puede drenar por gravedad y cumpla con las normas del INAA.

Para identificar el tipo de tratamiento se investigó los parámetros de calidad de las aguas servidas en el municipio de Somoto Departamento de Madriz; por ser este el lugar más cercano que cuenta con sistema de alcantarillado sanitario y de esta manera se asumió el dato de DBO5 y Coliformes fecales de esta localidad.

Se tomaron en cuenta el lugar donde estará ubicado, el área que se disponga, la cantidad de población a servir, el nivel freático y el sitio donde se descargarán los efluentes.

3.4.6 Producción de agua servida

El consumo doméstico se terminará a partir del rango poblacional según las Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistema de Tratamiento De Aguas Residuales de INAA. Se determinarán en base a los criterios de diseño que aparecen en la tabla número dos.

3.4.7 Proceso de pre- tratamiento de aguas servidas

La selección del proceso de tratamiento de aguas servidas depende de las características del agua cruda, la calidad requerida del efluente, disponibilidad del terreno y costos de construcción. Los tipos de pre-tratamiento previsto son los siguientes: Canal principal de entrada al sistema de tratamiento, Rejilla gruesa y rejilla fina, Desarenador de sedimentación simple y Medidor de Parshall.

a) Canal principal de entrada:

Para encontrar la altura máxima (H_{máx}) se utiliza la fórmula de Manning. La pendiente (S), el área (A), el ancho (b) y la altura (y) se proponen.

❖ Área de sección transversal : $A = b * y$ (Ecuación 27)

❖ Perímetro mojado:

$$P = b + 2y \quad \text{(Ecuación 28)}$$

❖ Velocidad

$$V_{\max} = \frac{Qd}{b * H_{\max}} \quad \text{(Ecuación 29)}$$

❖ Radio hidráulico:

$$R_h: A / P \quad \text{(Ecuación 30)}$$

Utilizando la fórmula de Manning decimos que el caudal es:

$$Q = V * A \quad \text{donde la velocidad es } V = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \text{ y } A = \frac{\pi}{4} * \emptyset^2$$

$$\text{Si, } Q = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A \quad \text{relación: } Q_n / S^{1/2} = A R_h^{2/3} \text{ donde: } M=K \text{ y } K=M$$

$$M = Q_n / S^{1/2} \quad \text{(Ecuación 31)}$$

$$K = A R_h^{2/3} \quad \text{(Ecuación 32)}$$

b) Rejilla Gruesa y Fina

Una vez calculada la sección requerida del canal, se procede a calcular las dimensiones de las rejillas separadoras de sólidos:

❖ Área útil

El área libre o de escurrimiento entre barras se calculará de la siguiente manera:

$$A_u = \frac{Qd}{V_{max}} \quad (\text{Ecuación 33})$$

Donde:

Au: Área útil (m²)

Qd: Caudal de diseño (m³/s)

Vmax: Velocidad máxima (m/s)

❖ Velocidad de paso

Velocidad máxima y media del canal antes de llegar a las rejas

$$V_{max} = \frac{Qd}{B * H_{max}} \quad (\text{Ecuación 34})$$

$$V_m = \frac{Qd}{B * H_m} \quad (\text{Ecuación 35})$$

❖ Eficiencia

La eficiencia representa la relación entre el área libre y el área total del canal. La eficiencia varía entre 0.60 y 0.85.

$$E = \frac{a}{a+t} \quad (\text{Ecuación 36})$$

Donde:

a: Separación entre rejas

t: Espesor de las rejas

❖ Área total de la reja

Esta área incluye tanto las barras como los espacios libres entre ellas

$$A_t = \frac{A_u}{E} \quad (\text{Ecuación 37})$$

Donde:

A_t : Área total de la rejilla (m^2)

A_u : Área útil Efectiva (m^2)

E : Eficiencia de la rejilla a dimensional

❖ Ancho de la reja

Para la verificación del ancho de la reja, se utilizará la siguiente ecuación:

$$b = \frac{A_t}{H_{max}} \quad (\text{Ecuación 38})$$

Donde:

b : Ancho de la rejilla (m)

A_t : Área total de la rejilla (m^2)

H_{max} : Altura máxima del agua antes de la rejilla

❖ Pérdidas de carga en rejillas por Kirschner

Dichas pérdidas se verificarán tanto para barras limpias como para barras sucias con una obstrucción del 50-75%. Para barras limpias la pérdida de carga no debe ser mayor de 0.15 m.

- Pérdida de carga en rejas limpias

$$h_f = \beta * \left(\frac{t}{a}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin\theta * \frac{V_m^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 39})$$

Donde:

β : Factor de formas

a: Abertura entre barras (m)

t: Espesor de las barras (m)

θ : Angulo de inclinación de las rejas (40°- 60°)

V_m : Velocidad media de agua antes de la reja (m/s)

g: Aceleración de la gravedad (9.81m/seg²)

❖ Pérdida de carga en rejas (parcialmente obstruida)

$$h_{fo} = \left(\frac{E}{E_o}\right)^2 * H_f \quad (\text{Ecuación 40})$$

Donde:

h_{fo} : Perdida de carga en rejas parcialmente obstruida

E: Eficiencia de la rejilla a dimensional con barras limpias

E_o : Eficiencia de la rejilla con 79% de obstrucción ($E_o = 0.79E$)

H_f : Perdidas de carga en rejas limpias (m)

❖ **Altura del canal**

$$H_{canal} = H_{Max} + h_{fo} + BL \quad (\text{Ecuación 41})$$

Donde:

H_{Max} : Altura máxima del agua antes de la reja (m)

h : Pérdida de carga en rejillas (Parcialmente Obstruida al 79%) (m)

BL: Borde Libre (m).

❖ **Volumen de material retenido:**

$$R = Q * r \quad (\text{Ecuación 42})$$

Donde

Q: Caudal de diseño

r = tasa de aplicación (ver tabla 24.1)

c) Desarenador de sedimentación simple

❖ **Tiempos de sedimentación de la partícula**

$$t = \frac{H}{V_p} \quad (\text{Ecuación 43})$$

donde:

H: altura del agua en el desarenador

V_p: velocidad de sedimentación vertical

❖ **Periodo de retención**

$$a = K * t \quad \text{(Ecuación 44)}$$

donde:

K: factor K (3.85)

t : tiempo de sedimentación de la partícula

❖ **Volumen inicial del desarenador**

$$V_i = Q * a \quad \text{(Ecuación 45)}$$

Donde:

Q = caudal de diseño

a = periodo de retención

❖ **Área superficial del desarenador**

$$A_s = V / H \quad \text{(Ecuación 46)}$$

Donde:

V = Volumen inicial del desarenador

H = altura de agua en desarenador

❖ **Área superficial corregida**

$$A_{sc} = b * L \quad \text{(Ecuación 47)}$$

Donde

b = ancho del desarenador

L = longitud del desarenador

❖ **Volumen final del desarenador**

$$V_f = b * L * H \quad \text{(Ecuación 48)}$$

Donde

b = Ancho del desarenador

H = Altura de agua en el desarenador.

L = Longitud del desarenador

❖ **Área transversal del desarenador**

$$A_t = b * H \quad \text{(Ecuación 49)}$$

❖ **Velocidad Horizontal**

$$V_h = Q / A_s \quad \text{(Ecuación 50)}$$

❖ **Rata de desbordamiento superficial**

$$R_t = Q / A_s \quad \text{(Ecuación 51)}$$

❖ **Volumen de arena retenida**

$$V_I = S_s * E * Q * 86,400 \quad \text{(Ecuación 52)}$$

d) Selección de Medidor Parshall

Según el $Q_{\text{máx}}$ y $Q_{\text{mín}}$ se propone el dimensionamiento del medidor de flujo horizontal en la Tabla 31 (límites de aplicación) y tabla 32 (Dimensiones típicas).

3.4.8 Dimensionamiento del Tanque Imhoff

- Diseño del sedimentador:

$$Q_p = \frac{\text{Poblacion} * \text{dotacion}}{100} \quad (\text{Ecuación 53})$$

- **Caudal de diseño** x % *contribucion* (Litro/hab/día)

-**Área del sedimentador: A_s (m^2)**

$$A_s = \frac{Q_p}{C_s} \quad (\text{Ecuación 54})$$

Donde:

C_s : carga superficial, igual a $1 \text{ m}^3 / (\text{m}^2 * \text{hora})$

-**Volumen del sedimentador: V_s (m^3)**

$$V_s = Q_p * R$$

Donde:

R : periodo de retención hidráulica, entre 1.5 a 2.5 horas (recomendable 2 horas)

-**Longitud mínima del vertedero de salida L_v (m)**

$$L_v = \frac{Q_{max}}{C_{hv}} \quad (\text{Ecuación 55})$$

Donde:

$Q_{\text{máx}}$: Caudal máximo diario de diseño

C_{hv} : Carga hidráulica sobre el vertedero, estará entre 125 a 500 m^3 (recomendable 250)

-Diseño del digestor

-Volumen de almacenamiento y digestión. Vd. (m3)

Se tendrá en cuenta lo siguiente:

Tabla: 11 Factor de Capacidad relativa.

Temperatura °C	Factor de capacidad relativa fcr
5	2.0
10	1.4
15	1.0
20	0.7
> 25	0.5

$$Vd: \frac{70 * P * fcr}{1000} \quad \text{(Ecuación 56)}$$

Donde:

Fcr: factor de capacidad relativa

P: población

3.4.9 Tratamiento Secundario Biofiltros.

El diseño de un Biofiltro se realiza ajustando su comportamiento a un modelo ideal de flujo pistón combinado con un balance de masa de agua, lo cual da como resultado la siguiente ecuación general (Brix et al. 1998):

$$\frac{C_e}{C_a} = \exp \left(-\frac{k}{C_h} \right) \quad \text{(Ecuación 57)}$$

Donde:

Ce: concentración de contaminantes en el efluente

Ca: concentración de contaminantes en el afluente

k: constante de degradación, (m/año)

Ch: carga hidráulica aplicada por unidad de área del Biofiltro, (m/año)

Investigaciones realizadas con Biofiltros en Nicaragua han permitido la estimación de los valores de la constante de degradación k para la reducción de diferentes parámetros contaminantes en clima tropical (± 1 desviación estándar), los cuales pueden utilizarse para el diseño de Biofiltros en la región centroamericana en dependencia de cual parámetro contaminante específico se desea reducir.

Los valores promedios estimados para los contaminantes más importantes son:

- kDBO = 81.8 ± 13 m/año

- kDQO = 60.8 ± 12 m/año

- kNT = 11.8 ± 6 m/año

- kPT = 6.9 ± 4 m/año

- kE. COLI = 125.9 ± 50 m/año

Las condiciones climáticas de la zona de los ensayos obtenidas del registro meteorológico durante los últimos 25 años establecen una temperatura máxima de 33 °C, temperatura media de 26.5 °C, temperatura mínima de 19.6 °C, así como una precipitación promedio de 1,321 mm/año y evaporación promedio de 169.2 mm/año. La temperatura de las aguas servidas que entran al sistema de tratamiento oscila entre 25 y 30 °C.

▪ Criterios de diseño en función de los requerimientos hidráulicos

El diseño hidráulico de un Biofiltro se realiza en base a la Ley de Darcy (Cooper et al. 1996):

$$W = \frac{Q}{K_f * I} \quad (\text{Ecuación 58})$$

Donde:

W: Área de la sección transversal efectiva del lecho, (m²)

Q: Caudal promedio de aguas servidas, (m³/s)

Kf: Permeabilidad del lecho filtrante, (m/s)

I: Pendiente hidráulica, (m/m)

El material del lecho filtrante juega un papel determinante tanto en la eficiencia del tratamiento como en el tamaño del Biofiltro. Materiales porosos y resistentes al desgaste mecánico y químico ocasionado por el flujo continuo de aguas servidas tienen una mayor permeabilidad y han demostrado proporcionar una mayor eficiencia en la remoción de contaminantes, reduciendo al mismo tiempo el área requerida para la construcción del Biofiltro. La conductividad hidráulica depende en gran medida del tamaño de partícula del lecho filtrante. Valores de referencia encontrados en la literatura para diferentes tipos de materiales usados como lecho filtrante (Vymazal, et al., 1998), son:

- Grava de fina a gruesa: Kf de 10⁻³ a 1 m/s

- Arena fina a gruesa: Kf de 10⁻⁷ a 10⁻² m/s

La permeabilidad del hormigón rojo utilizado en la planta piloto encontrado en los bancos nicaragüenses está comprendida entre valores de 10⁻² y 10⁻³ m/s. La curva granulométrica presentada en la Figura 1 refleja que el diámetro máximo es 25 mm y el d₁₀, que es el diámetro del tamiz por el cual pasa el 10% en peso del material analizado, es de 0.43mm. En la curva granulométrica (Figura 1), este valor se encuentra buscando en el eje vertical el 10%, interceptando la curva y leyendo el diámetro respectivo (d₁₀) en el eje horizontal. Este valor del hormigón rojo se encuentra en el límite inferior del rango recomendado en la literatura y que se utiliza como un criterio adicional de selección, establecido entre 0.4 y 2 mm.

Otro criterio utilizado para la selección del material es el factor de uniformidad, el cual se define como:

$$U = d_{60} / d_{10} \quad (\text{Ecuación 59})$$

Donde:

U: factor de uniformidad

d_{10} : diámetro de partícula correspondiente al 10% del material

d_{60} : diámetro de partícula correspondiente al 60% del material

Este factor debe ser menor que 4 (Vymazal et al, 1998). El factor de conformidad para el hormigón rojo es de 3.75, utilizando los valores de d_{60} y d_{10} .

Con el transcurso del tiempo, la permeabilidad del material de entrada del lecho filtrante de un Biofiltro (entre 1 y 2 m después de la piedra gruesa utilizada en la zona de distribución), se reduce debido a la formación de una densa capa bacteriana y a la acumulación de sólidos suspendidos, a tal grado que es necesario reemplazar periódicamente este material por material nuevo. Sin embargo, en base al monitoreo realizado durante varios años, se ha determinado que el resto del lecho filtrante no experimenta este fenómeno, por lo que se considera que mantiene su permeabilidad o que la disminución de esta es tan pequeña que no afecta el flujo a través del Biofiltro. Para efectos de diseño, se recomienda contemplar un valor de permeabilidad menor; según Platzer (2,003), el valor de permeabilidad utilizado en el diseño deberá ser 50% o menos de la permeabilidad del material original.

La frecuencia de reposición del material de entrada puede aumentarse si en esta zona se utiliza hormigón rojo cribado, utilizando un tamiz de $\frac{1}{4}$ " (6.5mm) e incorporando la fracción gruesa al lecho filtrante. El ancho mínimo necesario ($B_{\min}$) se obtiene de dividir el área de la sección transversal (W) entre la profundidad (h_{ef}), la cual se recomienda entre 0.6 y 0.8 m:

Es recomendable tomar como ancho final (B) del Biofiltro un valor más alto que el valor de $B_{\min}$, con el propósito de proveer un factor de seguridad a la capacidad de infiltración para asimilar posibles aumentos del caudal de entrada. Además, puesto que todo sistema se diseña con dos Biofiltros en paralelo para posibilitar el mantenimiento de estos, un solo Biofiltro recibiría todo el caudal durante el tiempo que dure el mantenimiento, aunque sea por un tiempo muy corto. Se recomienda que el ancho final sea el doble del ancho mínimo calculado; sin embargo, esto se limitará en función del caudal de entrada, pues a medida que se diseña para una mayor capacidad, esto tiene un impacto importante sobre el costo de construcción del sistema. Cuando se diseña biofiltros de gran capacidad, se recomienda que el valor del ancho final sea al menos 50% mayor que $B_{\min}$. El ancho máximo para un Biofiltro está limitado por las dificultades enfrentadas para lograr una distribución uniforme, recomendándose que éste tenga un valor alrededor de los 100 m. (Proyecto ASTEC).

La pendiente hidráulica usada generalmente oscila entre 0.5 y 1%, siendo también usual que la pendiente del fondo tenga el mismo valor con el objetivo de conservar constante la profundidad efectiva a lo largo del Biofiltro. Para evitar profundizar demasiado al final del Biofiltro debido a la pendiente del fondo, se recomienda limitar su longitud a 50 m y dividir el sistema en diferentes unidades de tratamiento cuando el volumen de aguas servidas a tratar así lo requiera.

La longitud del Biofiltro se obtiene asumiendo las cargas hidráulicas recomendadas, las cuales oscilan entre 28 y 35 m/año. La carga hidráulica se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$C_h = \frac{Q}{A} \text{ (m/año)} \quad \text{(Ecuación 60)}$$

Donde:

Ch: Carga hidráulica, m/año

Q: Caudal de diseño, m³/año

A: Área superficial, m² (ancho*longitud)

Fijando la carga hidráulica se calcula la longitud despejando su valor de la ecuación anterior:

$$L = \frac{Q}{B * c_h} (m) \quad (\text{Ecuación 61})$$

Con el valor de la longitud se chequea la relación largo: ancho. Para unidades pequeñas esta relación puede ser hasta de 3:1, según valores recomendados en la bibliografía; sin embargo, en el caso de unidades grandes, esta relación está determinada fundamentalmente por el ancho de la unidad, recomendándose una relación mínima de 0.5:1. El cálculo del tiempo de retención se realiza por medio de la ecuación:

$$t_r = \frac{V_{util}}{Q} = \frac{L * B * h_{ef} * n}{Q}$$

(Ecuación 62)

Donde:

L: longitud del Biofiltro, (m)

B: ancho del Biofiltro, (m)

hef: profundidad efectiva, (m)

n: porosidad del lecho filtrante como fracción decimal

Q: caudal, (m³/d).

3.4.10 Tratamiento Terciario: Desinfección de efluente

Los ensayos de cloración se efectuaron utilizando el efluente de la unidad BF III, aplicando hipoclorito de sodio diluido al 1% y garantizando un tiempo de contacto de al menos 20 minutos mediante el uso de una caja construida con el propósito de proporcionar el grado de mezcla requerido. La determinación de la demanda de cloro para el efluente del Biofiltro, la cual se llevó a efecto en el laboratorio, dio como resultado que el punto de quiebre está alrededor de 5 mg/L.

La aplicación de dosis de cloro de 6 mg/L provocaron la eliminación de la concentración de coliformes fecales, cuyo valor antes de la cloración osciló alrededor de $5.0E+03$ NMP/100mL, confirmando que valores superiores al punto de quiebre aseguran una completa desinfección. Se usaron dosis menores para determinar la concentración de cloro mínima a aplicar para cumplir con el valor máximo establecido en las normas, estableciéndose que aplicando dosis de cloro en un rango entre 3.2 y 4.0 mg/L son suficientes para lograr la remoción adicional requerida.



CAPITULO IV: DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO

4.1 Ubicación geográfica

El Municipio de Totogalpa se ubica en el departamento de Madriz, en el noreste de la República de Nicaragua (ver figura 9), se localiza a 216 Km. de la capital Managua, ubicado en las coordenadas 13°33' latitud norte y 86° 30" longitud oeste. Totogalpa pertenece al departamento de Madriz, cuya cabecera departamental es Somoto que se encuentra a una distancia de 20 km. Totogalpa cuenta con una superficie de 136.70km² y se localiza a una elevación promedio de 660.80 msnm.

Limita al norte con los municipios de Ocotal y Mozote del departamento de nueva Segovia, al sur con los municipios de Palacaguina y Yalaguina, al este con el municipio de Telpaneca y al oeste con los municipios de Somoto y Macuelizo.

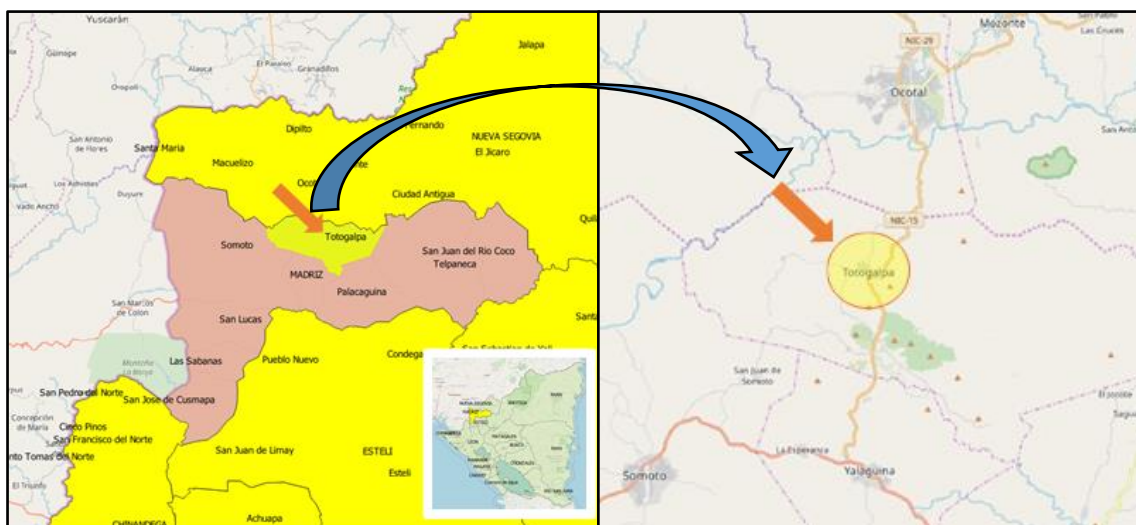


Figura 9: macro y micro localización de Totogalpa

Topográficamente este municipio se caracteriza por tener pendientes mayores de 30% las que cubren el 89% del territorio, con relieves muy escarpados, estos se ubican en la micro región de Cuje, Cayantu, Terrero grande y Verapaz, esto indica las grandes limitaciones que tiene el municipio en cuanto a desarrollo agrícola, de asentamientos humanos de infraestructura vial y los factores de riesgo y vulnerabilidad. El resto del territorio (11%) presenta pendientes que oscilan del 2 al 30% y se manifiesta en zonas como Valle Enoc Orteiz, La Palmera, El Fraile, Casco Urbano, La Pita, San José, Caldera y Buena Vista de Santo Domingo.

4.2 Geografía y Clima

El municipio de Totogalpa está inserto en la región climática conocida como Región de Sabana Tropical, de acuerdo a la clasificación de Koppen. Estudios realizados por INITER (2005), Totogalpa se encuentra ubicada en la zona seca severa de Nicaragua que es una zona de menor precipitación del país, donde las lluvias oscilan entre los 800 y los 1,000 mm, teniendo una precipitación promedio anual de 890 mm.

El complejo fisiográfico presenta una variedad de microclimas que comprende 3 grandes paisajes: Las elevaciones (hasta de 1,500 msnm) con una zona semi montañosa alta, húmeda y fría donde hay remanentes de pinares (*Pinus oocarpa*, *P. patula*), la parte media de 750 – 1000 msnm con clima fresco donde se presenta roble-encinares (*Quercus spp*) y la parte baja inferior a los 750 msnm considerada la más seca y caliente del municipio.

Tomando mapas de isoyetas (método Spline) tomando como referencia estaciones climáticas ubicadas en Honduras y Nicaragua y que han tomado datos (algunas) hasta el 2003, se puede decir que las temperaturas promedios anuales específicamente para el municipio de Totogalpa oscilan entre 22.22 °C y 22.77 °C con una temperatura promedio de 21.73 °C.

4.3 Red Drenaje (Ríos)

A nivel de la red de drenaje se han encontrado 163 km de corrientes, que conforman pequeños riachuelos que drenan por diferentes micros cuencas. En ese contexto la densidad de drenaje del municipio, es de aproximadamente 1.09 km/km² lo cual es regular debido a que hay áreas de planicies donde esta variable es menor, pero en las zonas altas este dato es mayor. En el municipio se han encontrado alrededor de 191 corrientes por lo que la densidad de corrientes es de 1.28 corrientes/km² lo que indica una cantidad significativa de las mismas que puede oscilar entre orden 1 y 5.

En términos específicos los niveles de recarga en este municipio son bajos si se compara con otros municipios de zonas húmedas donde la recarga podría ser seis u ocho veces más grandes. La recarga en el municipio de Totogalpa oscila entre 0 y 234.24 mm/año con un promedio aproximado de 83.74 mm/año. Por otra parte la mayor parte de la recarga oscila entre los 50 y 100 mm/año.

Los niveles más bajos de recarga hídrica se dan en zonas con altas pendientes y deforestadas por la actividad agropecuaria, dichas áreas representan hasta el 34.4 %. Las zonas de mayor recarga son aquellas que se encuentran principalmente en zonas de baja pendiente con texturas que favorecen la infiltración.

4.4 Suelo.

- **Taxonomía**

El municipio de Totogalpa predominan los suelos Entisoles y en aproximadamente el 80% del territorio, mientras que los molisoles apenas ocupan el 3.1% del área, y los Inceptisoles ocupan alrededor del 19% del área

Alrededor de unos 63.7 km² corresponde a suelos del tipo Typic Ustorthents = Eut los cuales son suelos poco profundos (menos de 50 cm), en relieve colinado a escarpado, con pendientes de 15 a más de 45 %, de textura franca arenosa, bien drenados, humedad disponible moderada, erosión moderada a severa, así mismo unos 55.44 km² están ocupados por suelos del tipo Lithic Ustorthents = Eul Son suelos similares a los Typic Ustorthents, pero la roca está a menos de 50 cm.

Los suelos Ustic Distropepts se encuentran en aproximadamente el 16.1% del municipio de Totogalpa y son suelos de tipo inceptisol.

- **Textura**

El municipio de Totogalpa, según el mapa de texturas, posee suelos generalmente de textura media a liviana, y son más escasos los suelos con alto contenido de arcillas. En ese sentido se ha encontrado que en el 77.1% del territorio predomina

textura superficial Franco Arenosa y textura sub superficial que oscila entre franco arenosa y arenosa. En el 19% de las áreas la textura superficial oscila entre Franco Arcillosa y Franco Limosa y la subsuperficial oscila entre Franco y Franco Arenosa.

- **Erosión**

Por las características del relieve del municipio donde predominan pendiente muy accidentadas los suelos susceptibles a la erosión hídrica, agregado a ello las malas prácticas agrícolas y ganaderas que implementan los pequeños y medianos productores ha ocasionado que estos suelos estén con grado de erosión crítica, que redunde en bajos rendimientos productivos.

- **Cambio Climático.**

El cambio climático ya es una realidad en el Municipio, mismo que ha sido producido directa o indirectamente por la actividad humana, así como por causas naturales, a través de los años se ha venido modificado del clima con respecto al historial climático, estos cambios se ha podido observar principalmente en las variables como la temperatura, precipitaciones, humedad relativa nubosidad, entre otras.

4.5 Servicios Básicos.

- **Educación:**

El Ministerio del Poder Ciudadano para la educación en el municipio de Totogalpa, cuenta con cinco Núcleos Educativos Rurales (NER) Juan Pablo II, Nicarao, Santo Domingo de Guzmán, San Miguel Arcángel y un Núcleo educativo Urbano (NEU), JCCU, existen 27 centros escolares para educación preescolar, primaria y secundaria, con una población estudiantil de 2,119 atendidos por 105 maestros a nivel de todo el municipio. Las modalidades ofertadas son preescolar comunitario, preescolar formal, primaria regular, primaria multigrado, primaria de jóvenes y adultos, secundaria diurna, secundaria a distancia, secundaria de jóvenes y

adultos, alfabetización de jóvenes y adultos, así mismo se cuenta con una biblioteca para cobertura municipal.

- **Salud:**

En el Municipio cuenta con un centro de salud ubicado en el casco urbano con una cobertura del 90% de la población, se prestan los principales servicios de: Medicina general, odontología, obstetricia y curaciones, atención a pacientes con Tuberculosis, Pediatría y Ginecología.

En el casco urbano se cuenta con una Casa Materna, dotada de sala, oficina, y cuartos con sus camas, donde ingresan mensualmente un promedio de 20 mujeres embarazadas, que son atendidas por el personal. Como dotación de equipamiento médico disponen de medios de comunicación (radios), farmacias, dos ambulancias y una camioneta que funciona como ambulancia, 7 camas y 7 cunas, un crematorio para incinerar los desechos sanitarios y un laboratorio. Para atender la población cuenta con 4 médicos, 1 odontólogo, 6 enfermeras, 6 auxiliares de enfermería, 1 farmacéutico, 2 licenciadas en obstetricia, 1 laboratorista, 2 conductores.

Principales causas de Morbimortalidad: Infecciones Respiratorias Agudas IRA, Infecciones de las Vías Urinarias IVU, Gastritis, Tumores, Parasitosis, Enfermedades de la piel, Enfermedad de Chagas, Tuberculosis, CACU.

Enfermedades más comunes según informes clínicos, las principales causas de morbilidad son: Enfermedades diarreicas agudas EDA, Infecciones respiratorias agudas IRA, Infecciones de las vías urinarias IVU, Gastritis, Tumores, Parasitosis y enfermedades de la piel.

- **Energía eléctrica**

El municipio de Totogalpa, cuenta con servicio domiciliar que está a cargo de la Empresa Nicaragüense de Energía Eléctrica (ENEL) y esta se obtiene a través

del circuito de la subestación de Yalaguina, actualmente se atienden un total de 730 usuarios en cinco barrios del casco urbano.

- ***Telecomunicaciones***

La localidad cuenta en el servicio de telefonía convencional excesivamente limitado, por lo que este servicio ha sido solventado por el sistema de comunicación móvil cubierto por las empresas de telefonía MOVISTAR y CLARO ENITEL. Estas empresas tienen cobertura total en el casco Urbano de municipio y parcialmente tienen cobertura en las comunidades de La Palmera y El Frayle, Enoc Ortiz y Buena Vista, Wuascasony, La Pita, Agua Dulce y Verapaz centro

- ***Vialidad***

La principal vía de acceso al municipio la constituye la carretera panamericana que atraviesa de Norte a Sur la totalidad del territorio en un tramo de 13 km de carretera pavimentada. Existe en el municipio una red de carreteras secundarias de todo tiempo (macadam) que conduce a las micro regiones de Cuje, Cayantu, Santo Domingo y Sábana Grande donde se puede transitar en vehículo liviano y pesado, constituyen una red vial de aproximadamente de 65 km. La municipalidad cuenta con un módulo de construcción que se encarga de mantenimiento periódico a 65 Km de vías de acceso.

El municipio no cuenta con una terminal de buses, sin embargo por estar ubicada a orillas de la carretera panamericana permite el uso del transporte colectivo ordinario y expreso proveniente de Ocotal, Estelí, Managua, Ocotal-Somoto y viceversa.

- ***Recolección de desechos sólidos.***

La alcaldía presta el servicio de recolección de desechos sólidos en el casco urbano, cuenta con dos camiones –uno de respaldo– y se dispone de un relleno sanitario ubicado a 1.5 km. al Norte del casco urbano, en el cual se disponen los

desechos recolectados, es un área cercada perimetralmente con malla y postes de hierro galvanizado, El servicio contempla un ruteo de dos veces por semana.

- ***Servicio de agua potable.***

El servicio de abastecimiento de agua es brindado a la población del casco urbano de Totogalpa por la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL). Para la provisión del servicio se cuenta administrativamente con dos personas, un jefe de filial y una promotora, para la operación del pozo se cuenta con 4 operador-vigilante de EMPROSA que garantizan 24 horas de permanencia en el pozo. Para trabajos adicionales de mantenimiento se apoyan con la empresa ENACAL Somoto y a la vez contratan personal de apoyo. El acueducto existente funciona por bombeo y presenta el esquema operativo de Fuente – Tanque – Red.

El agua es suministrada por el pozo cumple con los estándares de calidad exigidos con la normativa nacional, antes de entregarse a la población se la aplica hipoclorito de sodio para garantizar un agua libre de contaminantes bacteriológicos. A pesar de las limitaciones actuales del sistema de abastecimiento de agua, es notoria la gestión comercial, que ha contribuido tenazmente en la reconstrucción del catastro comercial, actualizando a la mayor cantidad de usuarios dentro del sistema de información geográfico y comenzando a utilizar dicha herramienta. El indicador de ANF para la localidad de Totogalpa es del 20%.

- ***Situación del Saneamiento.***

De acuerdo con una encuesta realizada –2016– durante el estudio del alcantarillado sanitario realizado en los barrios Linda Vista, Enrique Bermúdez y Mauro López en 73 viviendas habitadas que se encuestaron y que prácticamente era casi toda la población de los barrios, resultó que 91.7% contaba con letrinas, de estas el 32 % se encontraba en mal estado, debido al tipo de suelo donde se construyeron –en invierno los suelos se saturan y pierde capacidad de soporte.

Cabe señalar que esta población representaba aproximadamente al 11.5% del municipio.

Debido a la no existencia de un sistema de evacuación de aguas servidas en todo el municipio y la manera en que se continúan disponiendo estos residuos, en la que las aguas grises la riegan a lo interno de patios y una buena parte es descarga en un cauce revestido que atraviesa la ciudad hasta el cauce natural que circunvala la zona Norte de la ciudad. Aguas abajo la escorrentía corre produciendo charcas, que expone al contacto de estas aguas tanto a población como animales domésticos. Por otra parte, favorece la proliferación de mosquitos, moscas y otros vectores. El manejo de las aguas servidas del municipio requiere de una atención inmediata ya que es previsible la condición de riesgo prevaleciente de contaminación en lo que respecta las aguas subterráneas como única fuente de abastecimiento de agua del municipio y que compromete la seguridad hídrica futura.



CAPITULO V: RESULTADOS

5.1 Situación actual del saneamiento en Totogalpa

El casco urbano del municipio de Totogalpa no cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario, la evacuación de las excretas es mediante letrinas. Según alcaldía de Totogalpa los barrios que presentan mayor problema (suelos saturados y no permiten infiltración) en las letrinas son Linda Vista, Enrique Bermúdez y Mauro López ubicados al costado noreste de la ciudad; por tal razón en el año 2016 la alcaldía de Totogalpa financió el primer estudio a nivel de factibilidad de alcantarillado sanitario para estos tres barrios. La figura No 10 evidencia las condiciones en letrinas de estos barrios, siendo precarias y no cumplen técnicamente las condiciones mínimas de higiene.



Figura 10: Letrinas en uso, barrio Linda Vista, Enrique Bermúdez y Mauro López

Así mismo en la encuesta realizada en el 2020 por ENACAL financiada por la cooperación alemana, a la población del casco urbano de Totogalpa, evidenció que existe un 4% en defecación al aire libre (periferia de la ciudad); un 3.99% utilizan letrinas compartidas (vivienda no tiene su propia letrina); del 100% de las letrinas el 45.8% están en mal estado y el 98.12% se ubican a menos de 10 metros de la vivienda.

Con respecto a las condiciones de higiene para el lavado de manos, del 100% de las viviendas encuestadas un 79% están equipadas con lavados portátiles con

agua y jabón; un 14% tienen fregadero con agua del grifo y jabón y un 7% no tienen instalación de lavado de manos.

En entrevista con Doctora Karelia Castillo, directora municipal del MINSA expresa que el vertido de aguas grises en las cunetas origina proliferación de mosquitos, moscas y otros vectores, ellos implementan un plan de seguimiento a la población en puntos críticos de descarga. Las aguas grises descargadas en cunetas escurren sobre la calle y descargan en un cauce revestido que atraviesa la ciudad hasta el cauce natural, convirtiéndose en una fuente de contaminación tanto de la población como animales domésticos, ver figura 11



Figura 11: Esguerrimiento de aguas grises en cunetas y calles, Totogalpa

Así mismo la Doctora Karelia definió que la principal problemática que enfrentan como ministerio de salud es la eliminación de vectores, ya que los ciudadanos además de descargar las aguas grises en el cauce, descargan basura y la combinación de estos origina un foco de contaminación de vectores.

Se identificó que en relación al agua y saneamiento los grupos más vulnerables son los niños, niñas y mujeres, por lo que tener servicio de agua y saneamiento en cada uno de los hogares se puede contribuir al cumplimiento de más de uno de los Objetivos de Desarrollo Sostenible.

Todo lo anterior conlleva que la evacuación y tratamiento de las aguas servidas (aguas negras más aguas grises) en el casco urbano del municipio de Totogalpa

requiere de una atención inmediata para mejorar las condiciones de vida en la población del casco urbano de Totogalpa; de ahí la importancia de presentar una alternativa para la recolección y tratamiento de excretas y aguas grises.

5.1.1 Principales resultados de encuesta socioeconómica

La encuesta se aplicó de agosto a septiembre del 2019, se usó un formato electrónico (no papel) mediante una aplicación móvil (APP) desde un teléfono inteligente (Smartphone 4ta generación) registrando las coordenadas de las viviendas y se llevó el proceso de consulta de la encuesta a las autoridades municipales (ver figura 12).

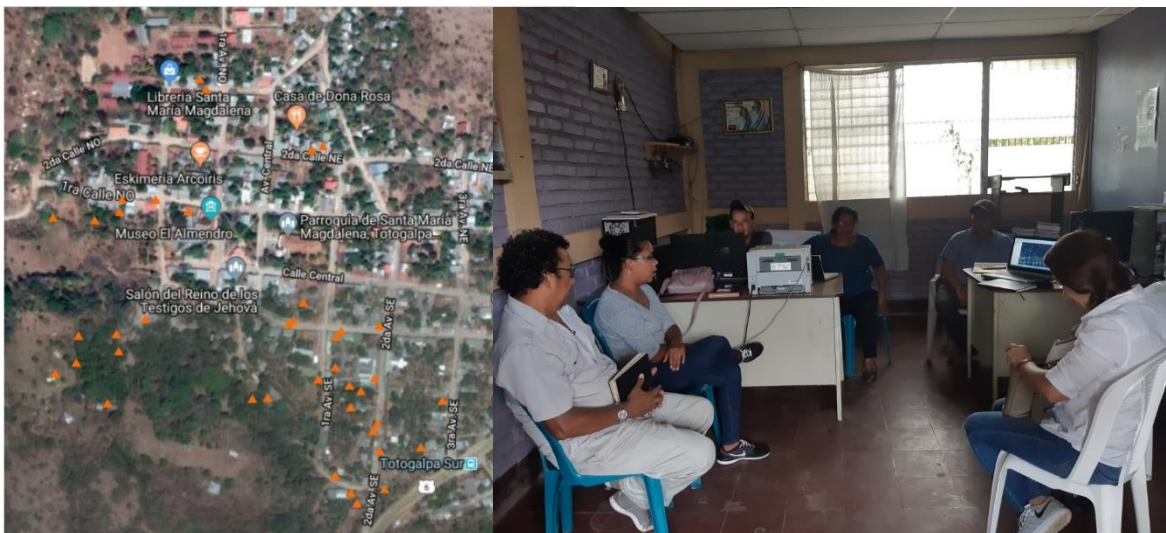


Figura 12: coordenadas en viviendas encuestadas y presentación de encuesta a lideres

A septiembre 2019 ENACAL tenía registrado en su sistema comercial un total de 606 clientes (servicios de agua potable), de las cuales 365 viviendas fueron encuestadas (el 60.23%), 61 viviendas se encontraron cerradas (habitantes fuera del país, otros habitan en Ocotál y otros llegan fines de semana) y en 180 viviendas los habitantes no quisieron brindar información. El análisis de las 365 encuestas fue tabulado y procesado en una hoja de Excel avanzado que permitió filtrar cada una de las preguntas y obtener información puntual y específica para generar los siguientes gráficos.

▪ Población y viviendas

En las 365 viviendas encuestadas se registró una población total de 1,447 habitantes (724 mujeres y 723 hombres) teniendo un índice de habitantes por viviendas de 3.96.

La figura 13 muestra la distribución de la población encuestada por barrio, donde el barrio Marvin Guerrero contiene el 23%, Germán Pomares un 18%, Alejandro López un 15%, Gaspar García con 14%, Mauro López un 12%, Enrique Bermúdez un 9%, Linda Vista el 8% y el Chilamatal con el 1%.

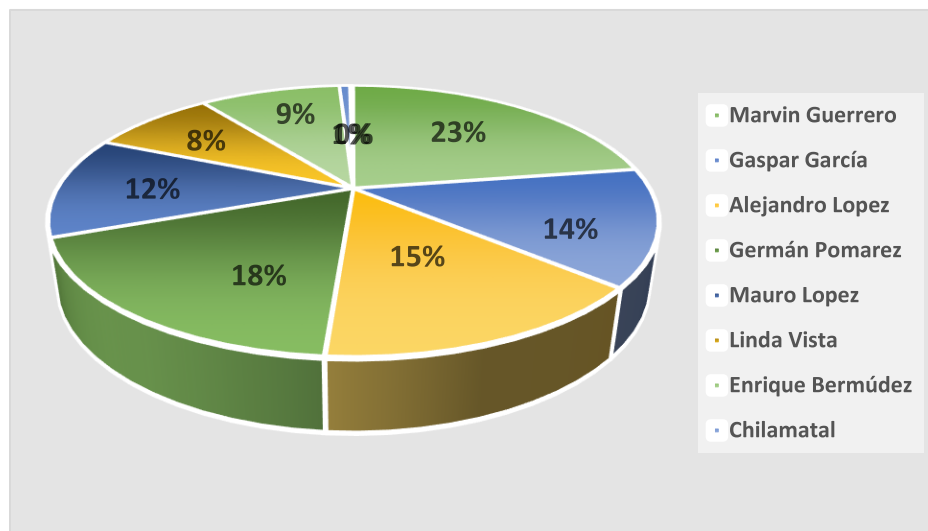


Figura 13: Fuente: elaboración propia

Del 100% de los hogares encuestados, el 92% son caracterizados globalmente como hogares humildes, tradicionales con paredes exteriores de Barro, Taquezal, Tabiques o adobe; solo un 8 % son consideradas hogares con mejores condiciones, estas son construidas con mampostería y generalmente por familiares que se encuentran trabajando en el extranjero.

Para la población encuestada la sequía representa el mayor problema en su trabajo, economía, y familia.

- **Educación**

En el grafico 14 se muestra los niveles de educación de la población encuestada, el cual muestra que el 26% tiene educación superior, el 32% tiene educación secundaria, el 27% tiene educación primaria, un 2% ha estado en educación especial, el otro 2% otro tipo de educación y el 11% no estudió.

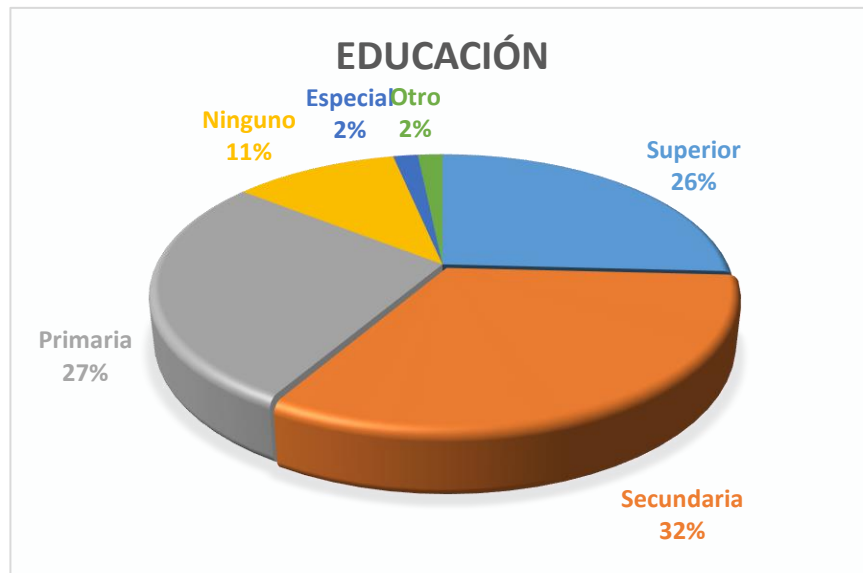


Figura 14: Educación en población de Totogalpa

- **Servicio de agua potable**

Del 100% de la población encuestada, el 96% cuenta con conexión de agua potable suministrada por ENACAL y un 4% no posee conexión domiciliar propia, abasteciéndose de familiares y/o vecinos (ver figura 15).

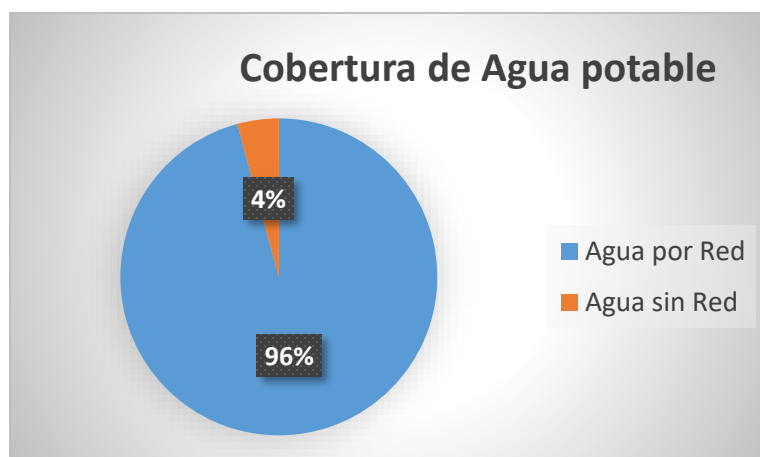


Figura 15: cobertura de agua potable.

La tabla 12 muestra los rangos de la continuidad del servicio de agua potable:

Tabla 12: Continuidad del servicio

% de población	Horas por día
6	12 a 18
74	6 a 12
14	4 a 6
1	2 a 4
5	0 a 2

- **Condiciones de Saneamiento.**

La figura 16 muestra la distribución de las condiciones de saneamiento en la población encuestada, donde el 67% posee letrina de pozo con losa, el 29% cuenta con letrina de pozo mejorada, el 1% letrina de pozo sin losa y el 3% no posee ninguno de los anteriores.

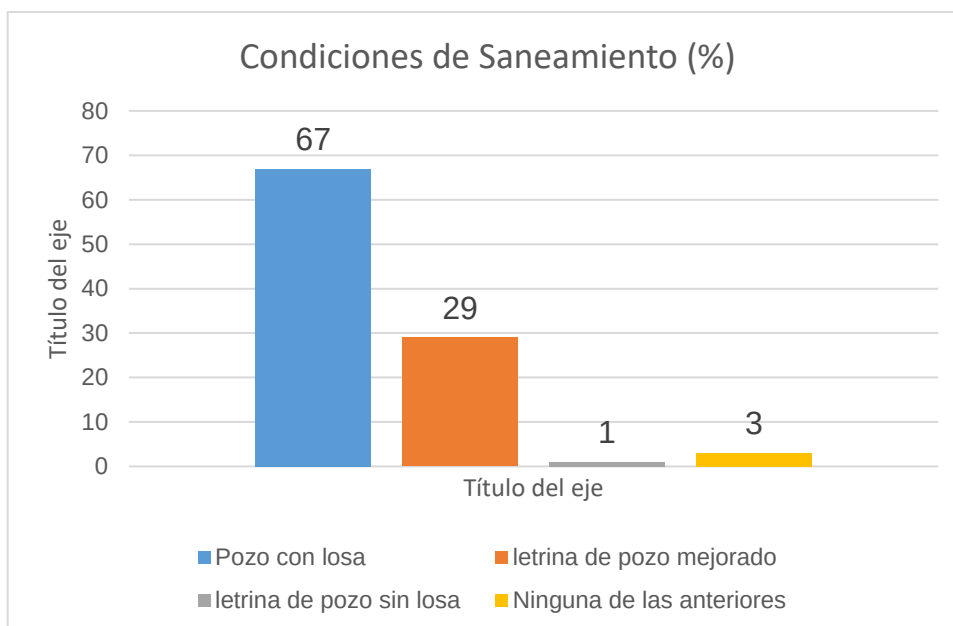


Figura 16: condiciones de saneamiento.

Con respecto a las condiciones actuales de las letrinas el 5% cumplen con criterios mínimos de construcción y están en excelente estado; el 49.2% se encuentran en regular estado y el 45.8% en mal estado.

Se prosigue a la parte de desagüe de aguas servidas, donde se destaca que el 76% no cuenta con tuberías de desagüe, estos hogares desechan sus aguas grises, jabonosas en las cunetas y calles de la comunidad. El 24 % que si cuenta con tubería de desagüe, desechan sus residuos en lo llamado Pozo negro, u otra Invención precaria.

5.2 Dimensionamiento de la red de alcantarillado sanitario

5.2.1 Proyecciones de población

La tasa de crecimiento para la proyección de la población se analiza a partir de los datos estadísticos de INIDE para Totogalpa mostrados en tabla 13, identificando una tasa de crecimiento promedio de 2.12%, en vista que es menor a la tasa mínima recomendado por la normativa, se utilizó una tasa de crecimiento del **2.5%** que corresponde a la mínima según norma.

Tabla 13. Censo nacional de población de los años 1971, 1995 y 2005

Comportamiento de la Población municipal de la localidad de Totogalpa										
Censo	Población					Vivienda Urbana			Crecimiento (r)	
	Urbana	Rural	Total	Hombres	Mujeres	Total	Ocupadas	Densidad	Población	Vivienda
1971	781	3599	4380	2204	2176	163		4.79		
1995	1462	7290	8752	4504	4248	264		5.58	0.0293	0.02
2005	1794	10133	11927	6208	5719	364	336	5.34	0.013	0.0138
								Promedio	0.0212	0.0169

Así mismo la Tabla 13 muestra en el censo de 1,995 el mayor índice densidad (5.58 habitantes por viviendas), sin embargo, la tendencia es que dicho índice disminuya y el valor continúe descendiendo. En el resultado de la encuesta aplicada en el 2020 al casco urbano de Totogalpa resultó 3.9 habitantes por viviendas, no obstante este valor fue analizado en conjunto con ENACAL y se tomó la decisión de utilizar un índice de **5.3 habitantes por vivienda** como valor promedio para todas las viviendas de la ciudad. Se logró obtener de diferentes fuentes datos de población en el área de estudio, la tabla 13 muestra el resumen de los datos encontrados.

Tabla 14. Información recopilada de población

Fuente	Alcaldía	INIDE	ENACAL	MINSA	Encuesta
Población año 2020	2,907	3,714	3,016	2,652	2,638

El dato de población de El MINSA es similar al dato determinado en la encuesta socioeconómica, sin embargo a solicitud de ENACAL se realizó en conjunto con la Alcaldía de Totogalpa y asesores técnicos de la Cooperación Alemana una revisión exhaustiva de la densidad poblacional para conocer la población y el espacio que ocupa la población en las diferentes zonas. Se analizaron 10 zonas que cubren el área urbanizada de la ciudad, tres zonas se localizan en el Este y las otras siete en el sector Oeste, ver tabla 15.

Se aprovechó la información disponible con el SIGIL (sistema de información geográfica de infraestructura local) de ENACAL, para la ubicación gráfica de viviendas de usuarios que cuentan con el servicio de agua y que en términos prácticos esta misma área corresponde al casco urbano delimitado por la alcaldía.

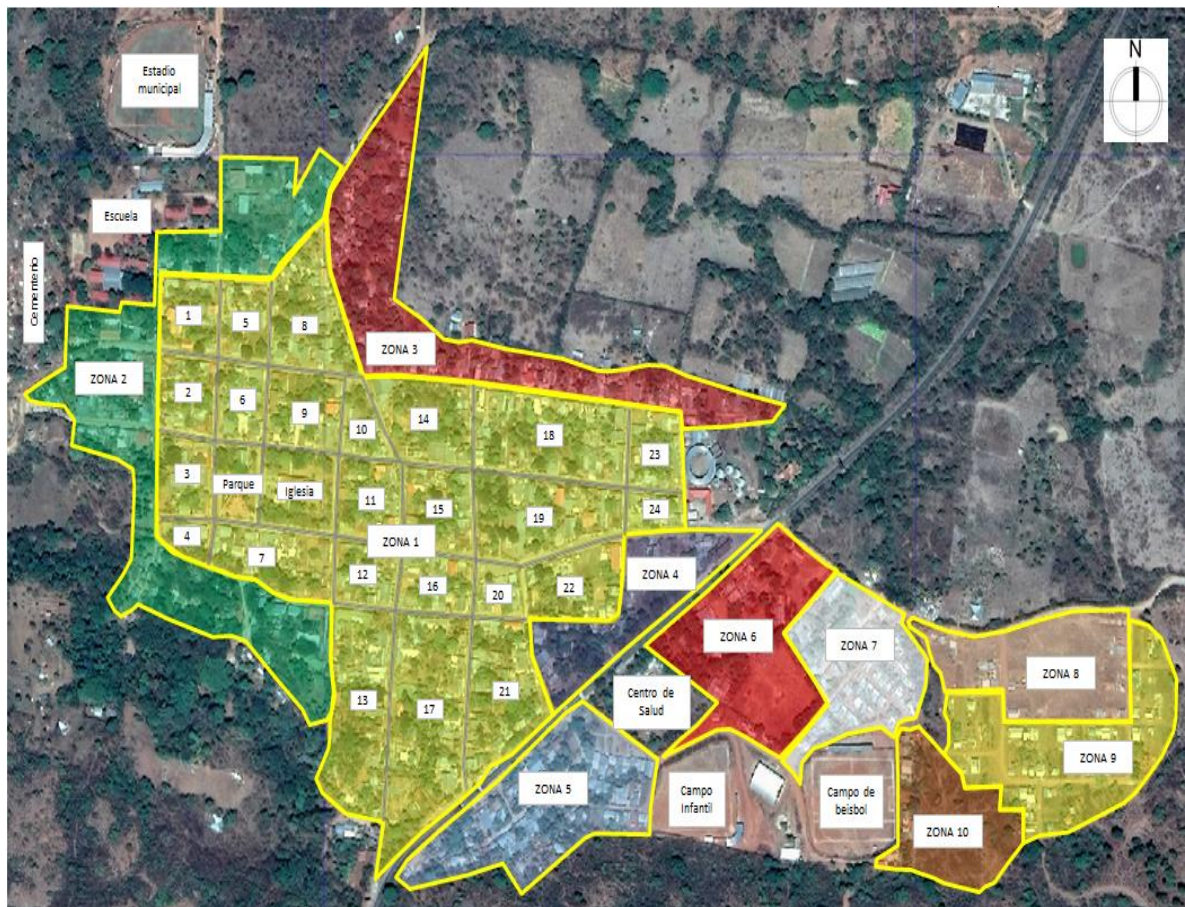
Tabla 15: Densidad promedio casco urbano de Totogalpa

Zona	Área Ha	Total de Viviendas	Población Hab.	Densidad Hab/Ha
zona 1	16.2	280	1,484	92
zona 2	4.64	73	387	83
zona 3	3.3	65	345	105
zona 4	1.39	14	74	54
zona 5	2.4	65	345	143
zona 6	2.23	15	80	36
zona 7	1.64	56	297	181
zona 8	1.72	25	133	77
zona 9	2.39	38	201	84
zona 10	1.38	8	42	31
sub-Total	37.27	639	3,387	89
Viviendas fuera del área (+)		6	3,211	
Viviendas deshabitadas (-)		33		
Instituciones excluidas (-)		6		
Totales		606		

Todo el análisis anterior y apoyado con planos de catastro de la alcaldía, fotos de GOOGLE Satélite y SIGIL, se contabilizaron 606 viviendas habitadas en el casco urbano de Totogalpa que considerando el índice de habitante de 5.3 hab/viv

Se obtuvo una población de 3,211 habitantes con una cobertura del servicio de agua potables del 95.75 %. La figura 17 muestra la distribución espacial de la población.

Figura 17. Distribución de la población de Totogalpa



En el centro urbano histórico—excluyendo el parque y la iglesia— definido como Zona 1, se concentra el 43% de la población, pero al adicionar las zonas 5, 6 y 7 la población incrementa hasta el 66%, resultando con una densidad promedio de 105 hab/Ha.

Analizándolos independientes, los barrios de la zona 5, 6 y 7, colindantes con la carretera panamericana, concentran el 21 % de la población con una densidad promedio de 120 h/Ha. Las Zona 7, está densamente poblada con 181 ha/Ha, sin embargo, la Zona 6 tiene una densidad de 36 h/Ha con área potencial para

construir nuevas viviendas. Los nuevos barrios en expansión se localizan al Este, correspondiente a las Zonas 8, 9 y 10, la población asentada es el 11% con una densidad de 66 h/Ha, pero creciendo rápido, con casas en construcción.

Por tanto para la proyección de la población de Totogalpa en el período 2020-2041, se partió de la población de 3,211 habitantes con una tasa del 2.5 %, los resultados indican que la población crecerá a 5,393 personas en el año 2041 (ver tabla 16) y que de acuerdo a las proyecciones de saturación del área, no todos se podrían asentar dentro del casco urbano estudiado, sino que deberán asentarse en las nuevas áreas de futura expansión de la localidad.

Tabla 16: Proyección de población futura de Totogalpa

Año	Tasa de crecimiento anual (%)	Población	Año	Tasa de crecimiento anual (%)	Población
2020	2.5 %	3,211	2,031	2.5 %	4,210
2021		3,291	2,032		4,318
2022		3,374	2,033		4,426
2023		3,458	2,034		4,537
2024		3,544	2,035		4,650
2025		3,633	2,036		4,767
2026		3,724	2,037		4,886
2027		3,817	2,038		5,008
2028		3,912	2,039		5,133
2029		4,010	2,040		5,262
2030		4,110	2,041		5,393

Con estos resultados se determina que la **población de diseño** para el año 2,041 es de **5,393 habitantes**. Para temas de tratamiento de aguas servidas, ENACAL solicitó usar una población neta de 5,400 habitantes.

5.2.2 Estudio de gasto de agua servidas

Las dotaciones de consumo utilizadas son las que fija la norma NTON 09-003-99 en tabla 2. A continuación se presenta las dotaciones de agua potable en tabla 17, se considera consumo industrial por la existencia de una granja avícola.

Tabla 17: Dotaciones fijadas por las normas del INAA

Rango de población	Dotación en lppd				
	Doméstica	Industrial	Comercial	Institucional	Total
0 a 5,000	75	1.5	5.25	5.25	87
5,000 a 10,000	95	1.9	6.65	6.65	110.2
10,000 – 15,000	113	2.26	7.91	7.91	131.08

Fuente: Normas de INAA

La (tabla 16) indica una población de 5,393 para el año 2041, esta población entra en el rango de 5,000 y 10,000 habitantes, la Norma Técnica para de Agua (NTON 09003-99) establece utilizar 95 litros por persona por día (lppd). Sin embargo, los registros históricos de consumo de agua potable para Totogalpa obtenidos en la gerencia de Planificación de ENACAL indican que la dotación neta promedio es de 101 lppd. En relación con este hallazgo en conjunto con ENACAL se tomó la decisión de utilizar la dotación recomendada en la NTON 09003-99 de **113 lppd** –para rangos de población entre 10,000 y 15,000 habitantes– ya que, con la implantación del servicio de alcantarillado sanitario, la calidad de vida, las costumbres y el estilo de vida incrementarán el consumo de agua de los usuarios.

Particularmente, para este caso, a la dotación de 113 lppd se le han adicionado 16% que consideran los consumos industrial (2%) por haber existencia de crianza de cerdos, comercial (7%) y gobierno (7%). En las circunstancias actuales se ha partido con una dotación de 95 lppd, por las condiciones de operación actual del sistema de agua potable, asignando la dotación seleccionada a partir del 2026, con la expectativa que la situación estuviera mejorada y normalizada.

Por tanto, de acuerdo con estas dotaciones y la población proyectada para el periodo de diseño, se estima el consumo de agua y el caudal de agua residual mostrados en la tabla 18.

Tabla 18: consumo de agua potable y agua residual

Año	Población	Demanda de agua potable (CPD)		Caudal de agua servida (80% del CPD)	
		Glns/día	m ³ /día	Glns/día	m ³ /día
2020	3,211	93,488.03	353.85	74,790.43	283.08
2,021	3,291	95,817	362.67	76,653.78	290.13
2,025	3,633	105,775	400.36	84,619.62	320.29
2,030	4,110	142,335	538.74	113,868.17	430.99
2,035	4,650	161,036	609.52	128,828.96	487.62
2,041	5,393	186,767	706.91	149,413.88	565.53

El caudal de diseño de la planta de tratamiento de aguas servidas (PTAR) de Totogalpa tendrá una capacidad para depurar un caudal de **565.53 m³/día** que corresponde al 80% de la demanda de agua potable, en tabla 19 A corresponde a la sumatoria del 80% de la demanda humana más los caudales especiales.

La red de alcantarillado sanitario se diseñó para un caudal de **1,713.91 m³/día** equivalente a la sumatoria de 1,553.21 m³/día (ver tabla 19 B) más un caudal extra de 160.7 m³/día a solicitud de ENACAL por las instalaciones del Hospital de Totogalpa, este valor fue brindado por la directora del hospital tomado del estudio Hidrosanitario de las instalaciones del centro.

Tabla 19 A: Demanda de Agua Potable de la Localidad de Totogalpa

AÑO	Población	Demanda humana		Consumos Especiales			CPD (Glns/día)	Pérdidas técnicas (Glns/día)	CPDT (Glns/día)	CMD	
		Dotación de agua (lppd)	Demanda Humana (Glns/día)	7% x CPD Inst. (Glns/día)	7% x CPD Comercial (Glns/día)	2% x CPD Industrial (Glns/día)				1.5 x CPDT (Glns/día)	m³/día
2020	3211	95	80,593	5,642	5,642	1,612	93,488	28,046	121,534	182,301.66	690.01
2021	3291	95	82,601	5,782	5,782	1,652	95,817	28,745	124,562	186,843.59	707.20
2025	3633	95	91,185	6,383	6,383	1,824	105,775	31,732	137,507	206,260.34	780.70
2030	4110	113	122,703	8,589	8,589	2,454	142,335	42,701	185,036	277,553.68	1,050.54
2035	4650	113	138,824	9,718	9,718	2,776	161,036	48,311	209,347	314,020.58	1,188.57
2041	5393	113	161,006	11,270	11,270	3,220	186,767	56,030	242,798	364,196.34	1,378.48

Tabla 19 B: Producción de Aguas Servidas de la Localidad de Totogalpa.

Producción de Aguas Servidas Localidad de Totogalpa															
Año	Población	Demanda Humana (D.H)		Caudal de Aguas Servidas (0.80*D.H) (m³/día)	Factor de Harmon		Producción de Aguas Servidas		Caudal de Infiltración (m³/día) (2 l/h x 25mm x 100 m)	Demanda Institucional				Caudal de Diseño	
		Glns/día	m³/día		$F.H = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$		Qmin. (m³/día) (1/5*Qm)	Q máx. (m³/día) (F.H*Qm)		Comerci (m³/día)	Público Instituci (m³/día)	Industria (m³/día)	Subtotal (m³/día)	(m³/día)	(lps)
					Calc	Prop									
2020	3,211	80,593	305.05	244.04	3.42	3.00	48.81	732.11	12.62	17.08	17.08	4.88	39.05	783.77	9.07
2021	3,291	82,601	312.65	250.12	3.41	3.00	50.02	750.35	12.62	17.51	17.51	5.00	40.02	802.99	9.29
2025	3,633	91,185	345.14	276.11	3.37	3.00	55.22	828.32	12.62	19.33	19.33	5.52	44.18	885.12	10.24
2030	4,110	122,703	464.43	371.54	3.32	3.00	74.31	1,114.63	12.62	26.01	26.01	7.43	59.45	1,186.70	13.73
2035	4,650	138,824	525.45	420.36	3.27	3.00	84.07	1,261.08	12.62	29.43	29.43	8.41	67.26	1,340.96	15.52
2041	5,393	161,006	609.41	487.53	3.21	3.00	97.51	1,462.58	12.62	34.13	34.13	9.75	78.00	1,553.21	17.98

5.2.3 Descripción general del sistema propuesto.

El área de servicio del Sistema de Alcantarillado Sanitario abarca prácticamente el área urbana del municipio de Totogalpa, el único sector que no está estudiado para el presente estudio es donde por condiciones topográficas el drenaje sanitario no pueda ser conducido por gravedad hasta la planta de tratamiento de aguas servidas (ver figura 18 zona baja). Sin embargo, ENACAL realizó un levantamiento topográfico que indica la posibilidad de transportar el caudal de la zona por gravedad hasta un predio localizado en la zona Este del cementerio y la otra posibilidad es construir una Estación de Bombeo de Aguas Servidas y descargar en la red de alcantarillado propuesta; esta alternativa fue aprobada para una segunda etapa, por tal razón no se dimensiona en este estudio.

La dirección del drenaje sanitario sigue la tendencia de drenaje natural del terreno, o sea con orientación Este hacia el Oeste, esto quiere decir que el drenaje se origina al Sur del casco urbano y finaliza al Norte de Totogalpa, donde se localiza el área propuesta para el sistema de tratamiento.

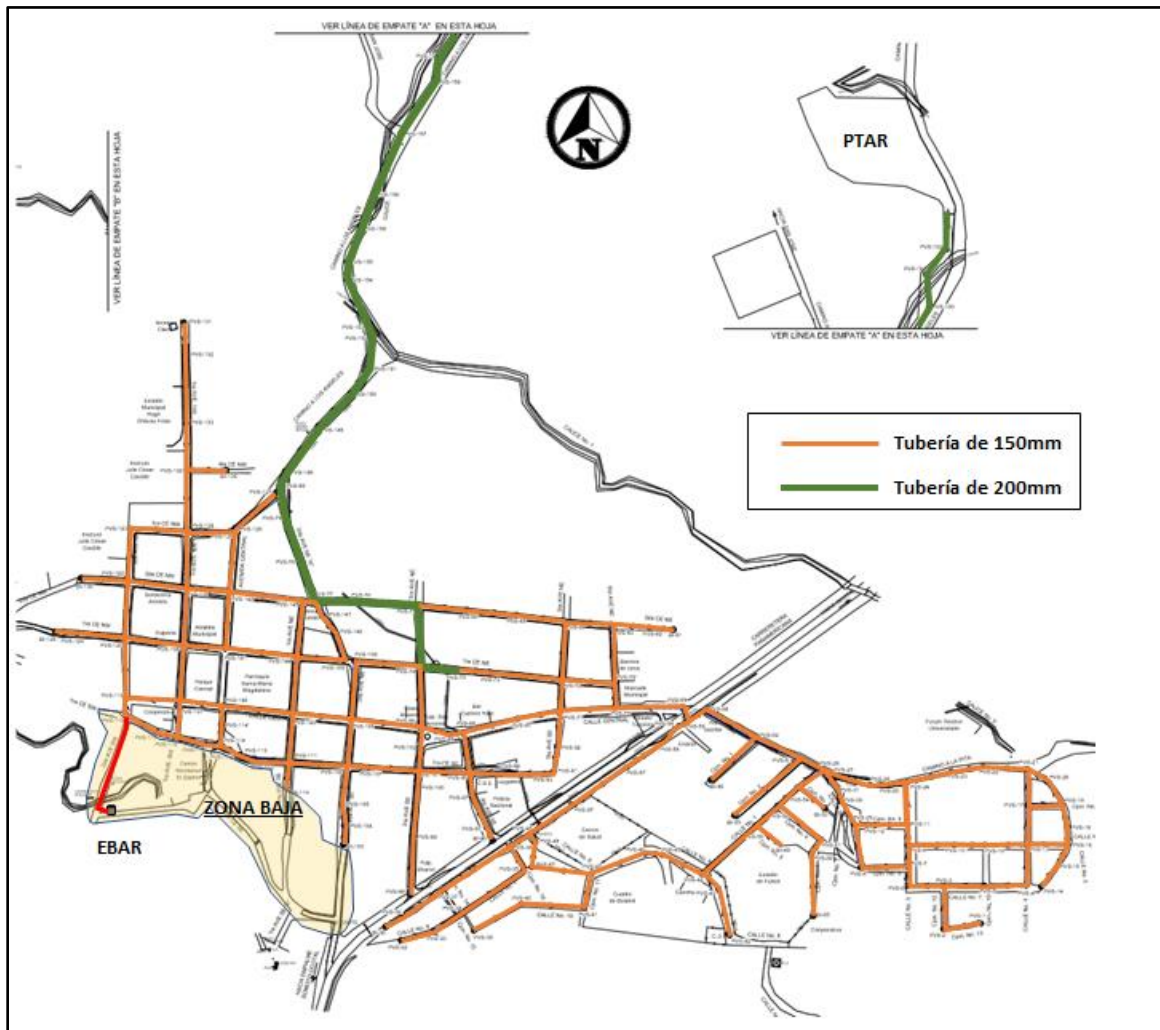
El cálculo de los caudales aportados en cada tramo de tubería de la red de alcantarillado sanitario se estimó a partir del indicador de “áreas tributarias”, calculado a partir del aporte de la población de diseño en el tramo de tubería que colecta los residuos líquidos de esta. Se evaluó el factor de Harmon para la localidad, recomendándose aplicar un valor mínimo fijado, que es de 3.0.

La organización de la red de alcantarillado sanitario se realizó de acuerdo con la topografía del lugar, la red secundaria conformada por tuberías con diámetros de 150 mm y un colector principal con diámetro de 200 mm que inicia en el pozo PVS-73' y se conduce el flujo con diámetro de 200 mm hasta la planta de tratamiento.

La Figura 18 presenta el plano de la red de alcantarillado, las líneas anaranjadas son las redes de recolección secundaria y la línea verde el colector principal, logrando que todo el caudal llegue por gravedad hasta la PTAR. El sitio de la planta de tratamiento localizado ofrece buena condición para la ubicación de la

planta ya que se encuentra alejado de la ciudad, el área del terreno es bastante plana lo que reduce el movimiento de tierra y el terreno colinda con un cauce natural por donde no hay circulación de individuos ni corriente de agua.

Figura 18: Red general de alcantarillado sanitario de Totogalpa

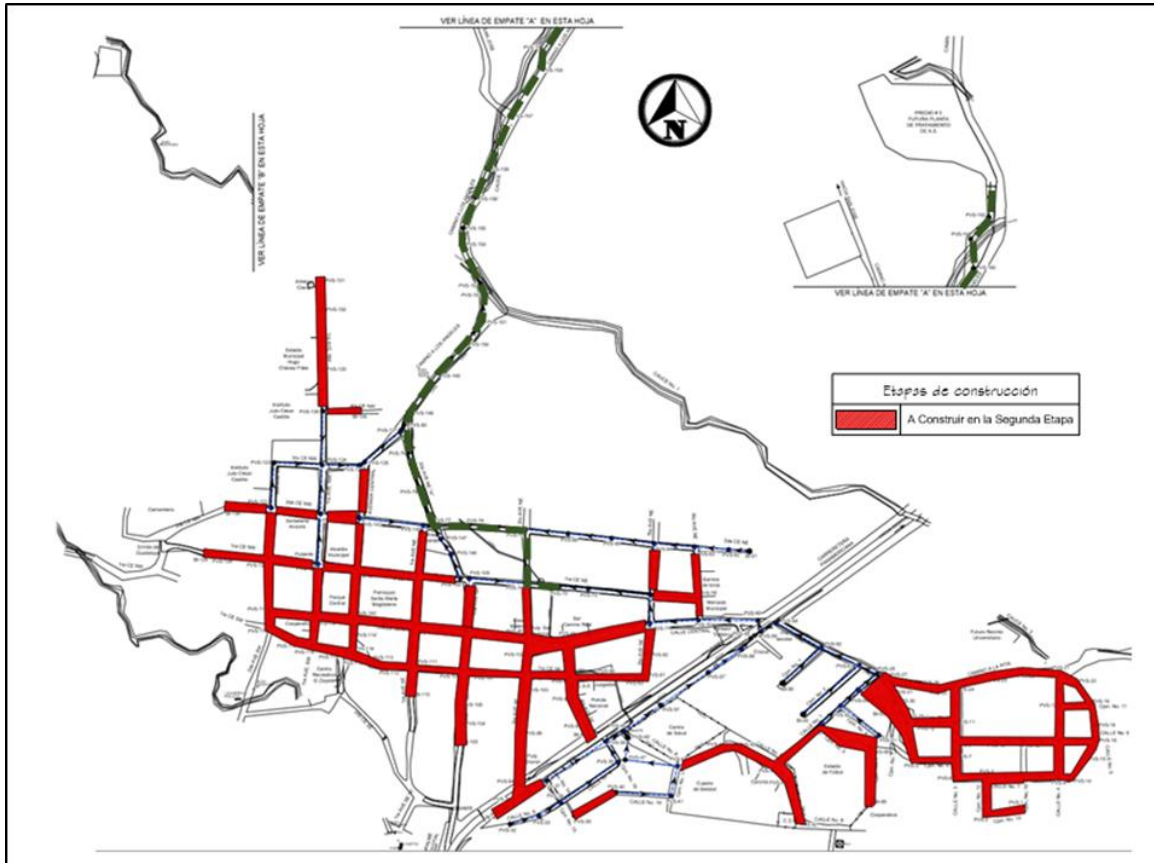


▪ **Organización de las etapas constructivas.**

La red de alcantarillado sanitario ha sido dimensionada para conducir la totalidad del caudal estimado para finales del período de diseño. Sin embargo considerando los fondos disponibles que dispone la cooperación Alemana, su construcción será desarrollada por etapas. La figura 19 presenta el trazado de tuberías a construir en la primera etapa beneficiando a las instalaciones de colegios, alcaldía,

ENACAL y el Hospital, así como también los barrios con mayor densidad poblacional; el color verde representa el colector principal de 200 mm, el color azul las tuberías de 150 mm y el color rojo representa a segunda etapa de construcción de esta red

Figura 19: Colector y límite de la primera etapa



De acuerdo con los límites fijados para la primera etapa y una vez realizados los cálculos, los resultados en los alcances constructivos de la red de alcantarillado sanitario se resumen en la Tabla 20.

Tabla 20: Alcance de tuberías en la primera etapa.

Longitud total del proyecto red de drenaje			
Diámetro mm	Longitud Total (m)	Primera Etapa	
		Long (m)	%
150	8,457.17	2,757.35	32.60
200	1,205.49	1,205.49	100.00
Total	9,662.65	3,962.84	41.01

5.2.4 Cálculos de la red de alcantarillado sanitario

La distribución del aporte de aguas servidas a la red de recolección se realizó por el método de áreas tributarias, para lo cual fue necesario proyectar densidades en las diversas áreas donde se asienta la población, lo cual se sustenta con los análisis realizados en el estudio. Conociendo la densidad y el área tributaria, se determinó la población y el caudal de agua residual que se eliminará por el alcantarillado y al PVS correspondiente se le asigna dicho caudal.

En Tabla 21 se presenta los aportes tributarios a los PVS correspondientes y seguidamente en la figura 20 se muestra un plano con la asignación gráfica de las áreas tributarias calculadas.

Tabla 21: Aportes Tributarios a PVS, alcantarillado sanitario Totogalpa

Asignación	Area Ha	Densidad hab/Ha	Area Ha	Densidad hab/Ha	Area Ha	Densidad hab/Ha	Area Ha	Densidad hab/Ha	Pob. hab	Caudal L/s
Exp. 1	2.380	140							333	1.2130
PVS2	0.147	160							23	0.0855
PVS3	0.237	160							38	0.1383
PVS4	0.134	160							21	0.0779
PVS5	0.311	160							50	0.1812
PVS7	0.202	160							32	0.1174
PVS8	0.260	160							42	0.1515
PVS9	0.314	160							50	0.1830
PVS10	0.434	160							69	0.2527
PVS13	0.263	160							42	0.1535
PVS14	0.086	160							14	0.0499
PVS16	0.140	160							22	0.0816
PVS17	0.199	160							32	0.1159
PVS19	0.151	160							24	0.0881
PVS19	0.146	160							23	0.0850
PVS21	0.165	160							26	0.0959
PVS22	0.591	160							95	0.3444
PVS24	0.326	160							52	0.1901
PVS24	0.344	160							55	0.2005
PVS27	0.261	160							42	0.1518
PVS28	0.124	160							20	0.0719
PVS29	0.187	160							30	0.1088
PVS32	0.068	143							10	0.0356
PVS33	0.171	143							24	0.0891
PVS34	0.282	143							40	0.1470
PVS35	0.321	143							46	0.1673
PVS47'	0.179	143							26	0.0931
PVS36	0.090	143							13	0.0467
PVS37	0.174	143							25	0.0906
PVS38	0.185	143							26	0.0961
PVS39	0.161	143							23	0.0840
PVS40	0.326	143							47	0.1697
PVS41	0.179	143							26	0.0930
PVS42	0.157	140							22	0.0798
PVS44	0.161	140							23	0.0822
PVS45	0.205	140							29	0.1044
PVS46	0.169	140							24	0.0861
PVS48	0.189	143							27	0.0983
PVS49	0.106	187							20	0.0721

Asignación	Area Ha	Densidad hab/Ha	Area Ha	Densidad hab/Ha	Area Ha	Densidad hab/Ha	Area Ha	Densidad hab/Ha	Pob. hab	Caudal L/s
PVS50	0.188	187							35	0.1281
PVS51	0.149	187							28	0.1015
PVS52	0.141	187							26	0.0957
PVS53	0.094	187							18	0.0637
PVS54	0.135	187							25	0.0919
PVS55	0.223	187							42	0.1516
PVS56	0.256	187							48	0.1741
PVS57	0.730	140							102	0.3722
PVS57'	0.202	140							28	0.1030
PVS58	0.211	140							30	0.1076
PVS58'	0.308	140							43	0.1569
PVS59	0.186	140							26	0.0948
PVS61	0.265	187							49	0.1802
PVS62	0.234	187							44	0.1595
PVS64	0.144	140							20	0.0731
PVS65	0.256	160							41	0.1492
PVS70	0.471	120							57	0.2059
PVS71	0.210	120	0.071	206					40	0.1452
PVS72	0.400	120							48	0.1748
PVS73	0.366	120							44	0.1597
PVS74	0.322	120	0.119	155	0.16	145			80	0.2922
PVS75	0.355	120	0.343	155					96	0.3485
PVS76	0.237	120	0.137	155					50	0.1811
PVS76'	0.148	120							18	0.0645
PVS77	0.005	123	0.128	120	0.038	132	0.049	155	28	0.1036
PVS78	0.351	120	0.143	123					60	0.2171
PVS79	0.196	120	0.075	123					33	0.1193
PVS80	0.408	120							49	0.1784
PVS81	0.111	120							13	0.0484
PVS82	0.097	120							12	0.0423
PVS83	0.331	120							40	0.1445
PVS84	0.437	120							52	0.1909
PVS85	0.415	120							50	0.1815
PVS86	0.467	120							56	0.2041
PVS87	0.160	120	0.202	206					61	0.2216
PVS88	0.188	120	0.059	206					35	0.1262
PVS90	0.227	120	0.115	145					44	0.1598
PVS91	0.236	120	0.066	206					42	0.1527
PVS92	0.281	120	0.104	206					55	0.2007
PVS94	0.190	120	0.109	206					45	0.1650
PVS95	0.094	120	0.066	175	0.1	206			43	0.1578

Asignación	Area Ha	Densidad hab/Ha	Area Ha	Densidad hab/Ha	Area Ha	Densidad hab/Ha	Area Ha	Densidad hab/Ha	Pob. hab	Caudal L/s
PVS96	0.173	120	0.221	175					59	0.2166
PVS98	0.175	120	0.248	175					64	0.2344
PVS99	0.126	120	0.214	175					52	0.1911
PVS100	0.373	120	0.262	175					91	0.3299
PVS103	0.443	120							53	0.1934
PVS106	0.449	120							54	0.1963
PVS108	0.306	120	0.158	145					60	0.2173
PVS109	0.119	145	0.107	155					34	0.1227
PVS109'	0.078	120	0.082	132					20	0.0738
PVS111	0.393	120							47	0.1715
PVS113	0.159	120							19	0.0696
PVS115	0.086	120							10	0.0377
PVS116	0.081	120							10	0.0354
PVS118	0.080	120							10	0.0351
PVS119	0.197	120							24	0.0859
PVS120	0.484	120							58	0.2114
PVS122	0.486	120							58	0.2124
PVS123	0.261	120							31	0.1140
PVS124	0.272	120	0.11	146					49	0.1772
PVS126	0.162	120	0.103	146	0.211	123			60	0.2199
PVS128	0.336	120							40	0.1466
PVS130	0.365	120							44	0.1593
PVS131	0.195	120							23	0.0853
PVS132	0.149	120							18	0.0651
PVS133	0.401	120							48	0.1753
PVS135	0.166	120							20	0.0725
PVS136	0.161	120							19	0.0702
PVS136	0.210	120							25	0.0916
PVS137	0.065	120							8	0.0285
PVS138	0.119	120							14	0.0519
PVS139	0.131	120	0.093	123	0.093	146			41	0.1478
PVS140	0.103	120							12	0.0448
PVS141	0.172	120							21	0.0750
PVS142	0.495	120	0.109	146	0.194	123			99	0.3610
PVS143	0.320	120							38	0.1397
PVS144	0.168	120	0.088	132					32	0.1157
PVS145	0.102	120	0.184	123	0.035	132			39	0.1438
PVS146	0.199	132	0.207	155					58	0.2121
PVS148	0.500	120							60	0.2182
PVS149	0.474	120							57	0.2069
PVS150	0.225	120							27	0.0983

Asignación	Area Ha	Densidad hab/Ha	Area Ha	Densidad hab/Ha	Area Ha	Densidad hab/Ha	Area Ha	Densidad hab/Ha	Pob. hab	Caudal L/s
PVS152	0.143	120							17	0.0624
Exp. 2	3.454	140							484	1.7606

Figura 20: Gráfica de áreas tributarias asignadas a PVS correspondiente

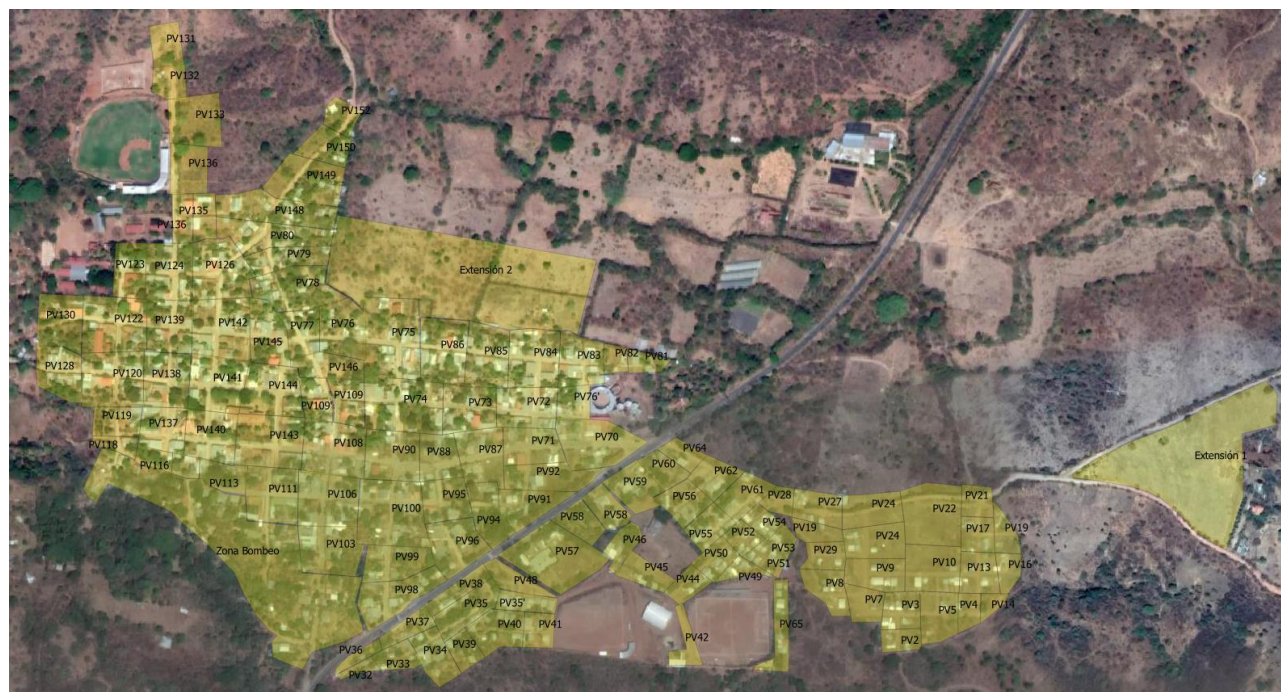


Tabla 22: cálculos de caudales para la red de alcantarillado sanitario

PV- (tramo)		Long. (m)	Qinf	Q	Qd	Qacum	Ø
A	B						(Pulg)
PV1	PV2	47.66	0.00	0.0855	0.087	0.087	6
PV2	PV3	53.10	0.00	0.1383	0.140	0.227	6
PV4	PV5	51.92	0.00	0.0779	0.080	0.080	6
PV5	PV3	51.01	0.00	0.1812	0.183	0.263	6
PV3	PV6	45.22	0.00	0.0000	0.002	0.491	6
PV6	PV7	23.81	0.00	0.1174	0.118	0.609	6
PV7	PV8	58.36	0.00	0.1515	0.153	0.153	6
PV8	PV29	54.00	0.00	0.0000	0.002	0.155	6
PV7	PV9	26.63	0.00	0.1830	0.184	0.793	6
PV13	PV10	51.95	0.00	0.2527	0.254	0.254	6
PV10	PV10'	38.26	0.00	0.0000	0.001	0.256	6
PV10'	PV9	57.96	0.00	0.0000	0.002	0.258	6
PV9	PV11	25.75	0.00	0.0000	0.001	1.052	6
PV12	PV11	40.94	0.00	0.0000	0.001	0.001	6
PV4	PV13	50.14	0.00	0.1535	0.155	0.155	6
PV13	PV17	50.14	0.00	0.1159	0.118	0.273	6
PV17	PV21	44.16	0.00	0.0000	0.001	0.274	6
PV14	PV15	39.89	0.00	0.0499	0.051	0.051	6
PV15	PV16	21.81	0.00	0.0816	0.082	0.133	6
PV13	PV16	50.80	0.00	0.0000	0.002	0.002	6
PV16	PV18	21.84	0.00	0.0000	0.001	0.136	6
PV18	PV19	29.72	0.00	0.1731	0.174	0.310	6
PV17	PV19	43.96	0.00	0.0000	0.001	0.001	6
PV19	PV20	34.55	0.00	0.0000	0.001	0.313	6
PV20	PV21	28.05	0.00	0.0959	0.097	0.409	6
PV21	PV22	54.75	0.00	1.5573	1.559	2.243	6
PV22	PV23	39.95	0.00	0.0000	0.001	2.244	6
PV23	PV24	56.65	0.00	0.3906	0.393	2.637	6
PV11	PV24	52.42	0.00	0.0000	0.002	1.055	6
PV24	PV25	23.54	0.00	0.0000	0.001	3.692	6
PV25	PV26	22.78	0.00	0.0000	0.001	3.693	6
PV26	PV27	44.67	0.00	0.1518	0.153	3.846	6
PV12	PV29	26.64	0.00	0.1088	0.110	0.110	6
PV29	PV30	32.62	0.00	0.0000	0.001	0.266	6
PV30	PV31	14.78	0.00	0.0000	0.000	0.266	6
PV31	PV28	34.81	0.00	0.0000	0.001	0.268	6
PV27	PV28	23.21	0.00	0.0719	0.073	3.919	6

PV- (tramo)		Long. (m)	Qinf	Q	Qd	Qacum	Ø
A	B						(Pulg)
PV32	PV33	42.09	0.00	0.0356	0.037	0.037	6
PV33	PV34	36.3	0.00	0.0891	0.090	0.127	6
PV34	PV35	99.186	0.00	0.1470	0.150	0.278	6
PV35	PV38	34.309	0.00	0.1673	0.168	0.446	6
PV39	PV40	67.48	0.00	0.2537	0.256	0.256	6
PV40	PV41	78.11	0.00	0.0930	0.096	0.352	6
PV41	PV47	43.14	0.00	0.0000	0.001	0.353	6
PV42	PV43	59.02	0.00	0.0798	0.082	0.082	6
PV43	PV44	27.36	0.00	0.0822	0.083	0.165	6
PV44	PV45	55.34	0.00	0.1044	0.106	0.271	6
PV45	PV46	21.04	0.00	0.0861	0.087	0.358	6
PV46	PV47	71.8	0.00	0.0000	0.002	0.360	6
PV47	PV47'	74.4	0.00	0.0931	0.096	0.809	6
PV47'	PV48'	31.08	0.00	0.0000	0.001	0.810	6
PV48'	PV48	10.9	0.00	0.0000	0.000	0.810	6
PV36	PV36'	25.189	0.00	0.0467	0.047	0.047	6
PV36'	PV37	58.12	0.00	0.0000	0.002	0.049	6
PV37	PV38	100.889	0.00	0.1867	0.190	0.240	6
PV38	PV48	28.523	0.00	0.0983	0.099	0.785	6
PV48	PV57	65.139	0.00	1.6922	1.694	3.290	6
PV57	PV57'	81.409	0.00	0.1030	0.106	3.395	6
PV57'	PV58	57.595	0.00	0.1076	0.109	3.505	6
PV58	PV58'	20.663	0.00	0.1569	0.158	3.662	6
PV58'	PV59	16.776	0.00	0.0948	0.095	3.758	6
PV44	PV50	89.99	0.00	0.0000	0.003	0.003	6
PV49	PV50	38.43	0.00	0.0721	0.073	0.073	6
PV50	PV52	36.78	0.00	0.1281	0.129	0.206	6
PV65	PV66	77.44	0.00	0.1492	0.152	0.152	6
PV66	PV51	20.79	0.00	0.0000	0.001	0.152	6
PV51	PV52	68.29	0.00	0.1015	0.104	0.256	6
PV52	PV54	33.72	0.00	0.0957	0.097	0.559	6
PV53	PV54	42.98	0.00	0.0637	0.065	0.065	6
PV54	PV28	34.2	0.00	0.0919	0.093	0.717	6
PV28	PV61	27.74	0.00	0.1802	0.181	5.085	6
PV55	PV61	105.4	0.00	0.1516	0.155	0.155	6
PV61	PV62	59.22	0.00	0.1595	0.162	5.401	6
PV56	PV62	74.61	0.00	0.1741	0.177	0.177	6

PV- (tramo)		Long. (m)	Qinf	Q	Qd	Qacum	Ø
A	B						(Pulg)
PV62	PV64	72.29	0.00	0.0731	0.076	5.654	6
PV64	PV59	25.67	0.00	0.0000	0.001	5.654	6
PV59	PV69	15.397	0.00	0.0000	0.00051	9.413	6
PV69	PV70	84.36	0.00	0.2059	0.209	9.621	6
PV70	PV71	68.85	0.00	0.1452	0.147	9.769	6
PV71	PV72	39.41	0.00	0.1748	0.176	9.945	6
PV76'	PV72	66.24	0.00	0.0000	0.002	0.002	6
PV72	PV73	89.06	0.00	0.1597	0.163	10.110	6
PV73	PV73'	41.22	0.00	0.0000	0.001	10.111	6
PV73'	PV74	47.62	0.00	0.2922	0.294	10.405	8
PV71	PV87	53.57	0.00	0.2216	0.223	0.223	6
PV87	PV88	70.81	0.00	0.1262	0.129	0.352	6
PV96	PV97'	18.73	0.00	0.2166	0.217	0.217	6
PV97'	PV97	42.8	0.00	0.0000	0.001	0.219	6
PV97	PV95	30.28	0.00	0.0000	0.001	0.220	6
PV101	PV95	63.40	0.00	0.0000	0.002	0.002	6
PV71	PV92	43.75	0.00	0.2007	0.202	0.202	6
PV92	PV91	32.56	0.00	0.1527	0.154	0.356	6
PV91	PV93	10.41	0.00	0.0000	0.000	0.356	6
PV93	PV94	43.35	0.00	0.1650	0.166	0.523	6
PV94	PV95	52.31	0.00	0.1578	0.160	0.682	6
PV95	PV88	48.39	0.00	0.0000	0.002	0.906	6
PV88	PV89	18.78	0.00	0.0000	0.001	1.258	6
PV89	PV90	34.95	0.00	0.1598	0.161	1.419	6
PV108	PV90	87.37	0.00	0.0000	0.003	0.003	6
PV98	PV99	72.88	0.00	0.2344	0.237	0.237	6
PV99	PV100	61.51	0.00	0.1911	0.193	0.430	6
PV100	PV101	21.72	0.00	0.3299	0.331	0.761	6
PV107	PV101	59.83	0.00	0.0000	0.002	0.002	6
PV101	PV102	27.85	0.00	0.0000	0.001	0.763	6
PV102	PV90	24.56	0.00	0.0000	0.001	0.764	6
PV90	PV74	75.99	0.00	0.0000	0.003	2.189	6
PV103	PV104	23.80	0.00	0.1934	0.194	0.194	6
PV104	PV105	26.33	0.00	0.0000	0.001	0.195	6
PV105	PV106	48.78	0.00	0.1963	0.198	0.393	6
PV107	PV106	28.62	0.00	0.0000	0.001	0.001	6
PV106	PV108	57.29	0.00	0.0000	0.002	0.396	6
PV143	PV108	73.509	0.00	0.0000	0.002	0.002	6

PV- (tramo)		Long. (m)	Qinf	Q	Qd	Qacum	Ø
A	B						(Pulg)
PV108	PV109	72.94	0.00	0.2173	0.220	0.618	6
PV109	PV74	80.45	0.00	0.1227	0.125	0.743	6
PV74	PV75	76.58	0.00	0.3485	0.352	13.690	8
PV70	PV76'	30.56	0.00	0.0645	0.066	0.066	6
PV76'	PV83	73.05	0.00	0.0000	0.002	0.068	6
PV81	PV82	29.68	0.00	0.0484	0.049	0.049	6
PV82	PV83	48.47	0.00	0.0423	0.044	0.093	6
PV83	PV84	57.28	0.00	0.1445	0.146	0.308	6
PV72	PV84	73.14	0.00	0.0000	0.002	0.002	6
PV84	PV85	60.94	0.00	0.1909	0.193	0.503	6
PV85	PV86	62.09	0.00	0.1815	0.184	0.686	6
PV86	PV75	60.51	0.00	0.2041	0.206	0.893	6
PV75	PV76	80.29	0.00	0.1811	0.185	14.767	8
PV76	PV77	49.75	0.00	0.1036	0.106	14.873	8
PV106	PV111	73.23	0.00	0.1715	0.174	0.174	6
PV110	PV111	38.06	0.00	0.0000	0.001	0.001	6
PV111	PV112	39.38	0.00	0.0000	0.001	0.177	6
PV112	PV113	13.81	0.00	0.0696	0.070	0.247	6
PV113	PV113'	20.22	0.00	0.0000	0.001	0.247	6
PV113'	PV114	13.01	0.00	0.0000	0.000	0.248	6
PV143	PV140	86.46	0.00	0.0448	0.048	0.048	6
PV140	PV114'	23.28	0.00	0.0000	0.001	0.048	6
PV114'	PV114	26.50	0.00	0.0000	0.001	0.049	6
PV114	PV115	18.79	0.00	0.0377	0.038	0.335	6
PV115	PV116	39.92	0.00	0.0354	0.037	0.372	6
PV137	PV116	42.79	0.00	0.0000	0.001	0.001	6
PV116	PV117	22.66	0.00	0.0000	0.001	0.374	6
PV117	PV118	42.91	0.00	0.0351	0.037	0.411	6
PV118	PV119	20.41	0.00	0.0859	0.087	0.497	6
PV140	PV137	55.09	0.00	0.0000	0.002	0.002	6
PV137	PV119	65.34	0.00	0.0000	0.002	0.004	6
PV119	PV120	77.00	0.00	0.2114	0.214	0.715	6
PV128	PV129	27.44	0.00	0.1466	0.148	0.148	6
PV129	PV120	59.28	0.00	0.0000	0.002	0.150	6
PV138	PV120	71.22	0.00	0.0000	0.002	0.002	6
PV120	PV122	70.604	0.00	0.2124	0.215	1.082	6
PV130	PV122	58.29	0.00	0.1593	0.161	0.161	6
PV139	PV122	70.57	0.00	0.0000	0.002	0.002	6

PV- (tramo)		Long. (m)	Qinf	Q	Qd	Qacum	Ø
A	B						(Pulg)
PV122	PV123	63.78	0.00	1.4340	1.436	2.682	6
PV123	PV124	68.29	0.00	0.1772	0.179	2.861	6
PV137	PV138	71.77	0.00	0.0285	0.031	0.031	6
PV141	PV138	54.44	0.00	0.0750	0.077	0.077	6
PV138	PV139	71.24	0.00	0.9719	0.974	1.082	6
PV142	PV139	55.94	0.00	0.0000	0.002	0.002	6
PV139	PV124	69.20	0.00	0.1478	0.150	1.234	6
PV131	PV132	40.027	0.00	0.0853	0.087	0.087	6
PV132	PV133	85.671	0.00	0.0651	0.068	0.155	6
PV133	PV136	58.03	0.00	1.5655	1.567	1.722	6
PV135	PV136	48.88	0.00	0.0725	0.074	0.074	6
PV136	PV124	75.97	0.00	1.4116	1.414	3.210	6
PV124	PV125	52.60	0.00	0.0000	0.002	7.307	6
PV125	PV126	9.64	0.00	0.2199	0.220	7.528	6
PV144	PV141	87.50	0.00	0.0000	0.003	0.003	6
PV141	PV142	70.73	0.00	0.3610	0.363	0.366	6
PV142	PV126	79.99	0.00	0.0000	0.003	0.369	6
PV126	PV127	65.87	0.00	0.0000	0.002	7.899	6
PV127	PV80	11.64	0.00	0.0000	0.000	7.899	6
PV111	PV143	59.77	0.00	0.1397	0.142	0.142	6
PV143	PV144	71.26	0.00	0.1157	0.118	0.260	6
PV144	PV145	69.75	0.00	0.1438	0.146	0.406	6
PV142	PV145	90.91	0.00	0.0000	0.003	0.003	6
PV145	PV77	15.62	0.00	0.0000	0.001	0.409	6
PV144	PV109'	60.911	0.00	0.0738	0.076	0.076	6
PV109'	PV146	36.33	0.00	0.2121	0.213	0.289	6
PV146	PV147	25.92	0.00	0.0000	0.001	0.290	6
PV147	PV77	19.59	0.00	0.0000	0.001	0.291	6
PV77	PV78	57.02	0.00	0.2171	0.220	15.792	8
PV78	PV79	54.15	0.00	0.1193	0.122	15.914	8
PV79	PV80	40.35	0.00	0.1784	0.180	16.094	8
PV80	PV148	19.07	0.00	0.2182	0.219	24.212	8
PV148	PV149	69.81	0.00	0.2069	0.209	24.422	8
PV149	PV150	53.24	0.00	0.0983	0.100	24.522	8
PV150	PV151	38.48	0.00	0.0000	0.001	24.523	8
PV151	PV152	38.02	0.00	1.8229	1.824	26.347	8
PV152	PV153	16.22	0.00	0.0000	0.001	26.348	8
PV153	PV154	61.36	0.00	0.0000	0.002	26.350	8
PV154	PV155	22.3	0.00	0.0000	0.001	26.350	8

PV- (tramo)		Long. (m)	Qinf	Q	Qd	Qacum	Ø (Pulg)
A	B						
PV155	PV156'	47.14	0.00	0.0000	0.002	26.352	8
PV156'	PV156	44.10	0.00	0.0000	0.001	26.353	8
PV156	PV157	81.35	0.00	0.0000	0.003	26.356	8
PV157	PV158	81.41	0.00	0.0000	0.003	26.359	8
PV158	PV159	21.78	0.00	0.0000	0.001	26.360	8
PV159	PV160	74.16	0.00	0.0000	0.002	26.362	8
PV160	PV161	41.68	0.00	0.0000	0.001	26.363	8
PV161	PV162	39.87	0.00	0.0000	0.001	26.365	8
PV162	PV163	49.74	0.00	0.0000	0.002	26.366	8
PV163	PV164	30.13	0.00	0.0000	0.001	26.367	8

Tabla 23: Cálculos topográficos de la red de alcantarillado sanitario

PV- (tramo)		Long. (m)	N.T.N.		Elev. Tubo Corona		COBERTURA		Ø (Pulg)	Pendiente		Elev. Tubo Invert	
A	B		A.AR.	A.AB.	A.AR.	A.AB.	Start	Finish		Sterreno	Stubería	A.AR.	A.AB.
PV1	PV2	47.66	707.08	702.46	705.07	700.49	2.01	1.97	6	0.0970	9.62%	704.92	700.34
PV2	PV3	53.10	702.46	699.97	700.46	698.77	2.00	1.20	6	0.0470	3.19%	700.31	698.61
PV4	PV5	51.92	706.34	701.48	705.14	700.28	1.20	1.20	6	0.0937	9.37%	704.99	700.12
PV5	PV3	51.01	701.48	699.97	699.03	698.34	2.45	1.63	6	0.0296	1.35%	698.87	698.18
PV3	PV6	45.22	699.97	699.27	698.31	698.07	1.66	1.20	6	0.0153	0.51%	698.15	697.92
PV6	PV7	23.81	699.27	698.46	698.04	697.26	1.23	1.20	6	0.0341	3.28%	697.89	697.11
PV7	PV8	58.36	698.46	694.15	697.26	692.95	1.20	1.20	6	0.0740	7.40%	697.11	692.79
PV8	PV29	54.00	694.15	692.31	692.92	691.11	1.23	1.20	6	0.0339	3.34%	692.76	690.96
PV7	PV9	26.63	698.46	696.55	697.23	695.35	1.23	1.20	6	0.0716	7.05%	697.08	695.20
PV13	PV10	51.95	700.29	699.11	699.09	697.91	1.20	1.20	6	0.0227	2.27%	698.94	697.76
PV10	PV10'	38.26	699.11	696.63	697.88	695.53	1.23	1.10	6	0.0649	6.15%	697.73	695.37
PV10'	PV9	57.96	696.63	696.55	695.50	695.20	1.13	1.35	6	0.0013	0.51%	695.34	695.05
PV9	PV11	25.75	696.55	695.04	695.17	693.84	1.38	1.20	6	0.0589	5.19%	695.02	693.68
PV12	PV11	40.94	695.13	695.04	693.93	693.69	1.20	1.35	6	0.0023	0.60%	693.78	693.53
PV4	PV13	50.14	706.34	700.29	704.20	699.09	2.14	1.20	6	0.1206	10.19%	704.05	698.94
PV13	PV17	50.14	700.29	697.92	699.06	696.72	1.23	1.20	6	0.0472	4.66%	698.91	696.57
PV17	PV21	44.16	697.92	691.30	696.79	690.10	1.13	1.20	6	0.1500	15.16%	696.64	689.95
PV14	PV15	39.89	705.25	699.02	703.27	698.02	1.98	1.00	6	0.1562	13.16%	703.11	697.86
PV15	PV16	21.81	699.02	696.17	697.99	695.17	1.03	1.00	6	0.1304	12.91%	697.83	695.02
PV13	PV16	50.80	700.29	696.17	699.09	695.17	1.20	1.00	6	0.0811	7.71%	698.94	695.02
PV16	PV18	21.84	696.17	694.45	695.14	693.45	1.03	1.00	6	0.0787	7.73%	694.99	693.30
PV18	PV19	29.72	694.45	692.60	693.42	691.60	1.03	1.00	6	0.0624	6.14%	693.27	691.44
PV17	PV19	43.96	697.92	692.60	696.27	690.72	1.65	1.88	6	0.1212	12.64%	696.12	690.56
PV19	PV20	34.55	692.60	692.61	690.69	690.51	1.91	2.10	6	-0.0004	0.51%	690.53	690.36
PV20	PV21	28.05	692.61	691.30	690.51	690.10	2.1	1.20	6	0.0467	1.47%	690.36	689.95
PV21	PV22	54.75	691.30	694.35	690.07	689.79	1.23	4.56	6	-0.0556	0.52%	689.92	689.63
PV22	PV23	39.95	694.35	693.17	689.79	689.58	4.56	3.59	6	0.0295	0.53%	689.63	689.42
PV23	PV24	56.65	693.17	692.22	689.58	689.28	3.59	2.94	6	0.0166	0.52%	689.42	689.13
PV11	PV24	52.42	695.04	692.22	693.66	691.02	1.38	1.20	6	0.0537	5.02%	693.50	690.87
PV24	PV25	23.54	692.22	691.93	689.28	689.16	2.94	2.77	6	0.0123	0.51%	689.13	689.01
PV25	PV26	22.78	691.93	691.07	689.16	689.04	2.77	2.03	6	0.0379	0.54%	689.01	688.89
PV26	PV27	44.67	691.07	688.32	689.01	687.12	2.06	1.20	6	0.0617	4.24%	688.86	686.96

PV- (tramo)		Long. (m)	N.T.N.		Elev. Tubo Corona		COBERTURA		ø (Pulg)	Pendiente		Elev. Tubo Invert	
A	B		A.AR.	A.AB.	A.AR.	A.AB.	Start	Finish		Sterreno	Stubería	A.AR.	A.AB.
PV158	PV159	21.78	655.89	655.43	654.76	654.65	1.14	0.78	8	0.0214	0.50%	654.55	654.44
PV159	PV160	74.16	655.43	654.03	654.65	654.28	0.78	-0.25	8	0.0188	0.50%	654.44	654.07
PV160	PV161	41.68	654.03	655.03	654.28	654.07	-0.25	0.96	8	-0.0240	0.50%	654.07	653.87
PV161	PV162	39.87	655.03	653.92	654.07	653.87	0.96	0.05	8	0.0278	0.50%	653.87	653.67
PV162	PV163	49.74	653.92	653.71	653.87	653.61	0.05	0.10	8	0.0043	0.53%	653.67	653.40
PV163	PV164	30.13	653.95	653.50	653.85	653.45	0.10	0.05	8	0.0149	1.33%	653.65	653.25

Tabla 24: cálculos hidráulicos de la red alcantarillado sanitario

PV- (tramo)		Long. (m)	Qd	Pendiente	VLL	QLL	Qd/QLL	Vdiseño	vd/VLL	d/D	rh (m)	T (Pa)
A	B			Stubería	(m/s)	(l/s)		vd (m/s)				
PV1	PV2	47.66	0.087	9.62%	3.51	64.05	0.0014	0.61	0.17	0.03	0.003	2.68
PV2	PV3	53.10	0.140	3.19%	2.02	36.89	0.0062	0.56	0.28	0.06	0.006	1.77
PV4	PV5	51.92	0.080	9.37%	3.47	63.22	0.0013	0.59	0.17	0.03	0.003	2.52
PV5	PV3	51.01	0.183	1.35%	1.32	24.02	0.0109	0.43	0.33	0.07	0.007	0.98
PV3	PV6	45.22	0.002	0.51%	0.81	14.79	0.0332	0.37	0.46	0.12	0.012	0.61
PV6	PV7	23.81	0.118	3.28%	2.05	37.41	0.0163	0.76	0.37	0.09	0.009	2.84
PV7	PV8	58.36	0.153	7.40%	3.08	56.17	0.0027	0.67	0.22	0.04	0.004	2.83
PV8	PV29	54.00	0.002	3.34%	2.07	37.74	0.0041	0.51	0.25	0.05	0.005	1.54
PV7	PV9	26.63	0.184	7.05%	3.01	54.85	0.0145	1.08	0.36	0.08	0.008	5.78
PV13	PV10	51.95	0.254	2.27%	1.71	31.13	0.0082	0.52	0.30	0.06	0.006	1.44
PV10	PV10'	38.26	0.001	6.15%	2.81	51.22	0.0050	0.73	0.26	0.05	0.005	3.11
PV10'	PV9	57.96	0.002	0.51%	0.81	14.69	0.0175	0.31	0.38	0.09	0.009	0.45
PV9	PV11	25.75	0.001	5.19%	2.58	47.06	0.0224	1.06	0.41	0.10	0.010	5.18
PV12	PV11	40.94	0.001	0.60%	0.88	15.98	0.0001	0.07	0.07	0.01	0.001	0.05
PV4	PV13	50.14	0.155	10.19%	3.61	65.93	0.0024	0.75	0.21	0.04	0.004	3.65
PV13	PV17	50.14	0.118	4.66%	2.44	44.58	0.0061	0.68	0.28	0.06	0.006	2.58
PV17	PV21	44.16	0.001	15.16%	4.41	80.42	0.0034	1.02	0.23	0.04	0.004	6.43
PV14	PV15	39.89	0.051	13.16%	4.11	74.94	0.0007	0.58	0.14	0.02	0.002	2.67
PV15	PV16	21.81	0.082	12.91%	4.07	74.20	0.0018	0.77	0.19	0.03	0.003	4.08
PV13	PV16	50.80	0.002	7.71%	3.14	57.37	0.0000	0.17	0.05	0.00	0.000	0.37
PV16	PV18	21.84	0.001	7.73%	3.15	57.44	0.0024	0.65	0.21	0.04	0.004	2.77
PV18	PV19	29.72	0.174	6.14%	2.81	51.20	0.0061	0.77	0.28	0.06	0.006	3.39
PV17	PV19	43.96	0.001	12.64%	4.03	73.44	0.0000	0.19	0.05	0.00	0.000	0.50
PV19	PV20	34.55	0.001	0.51%	0.81	14.70	0.0213	0.33	0.40	0.10	0.010	0.49
PV20	PV21	28.05	0.097	1.47%	1.37	25.00	0.0164	0.51	0.37	0.09	0.009	1.27
PV21	PV22	54.75	1.559	0.52%	0.82	14.88	0.1508	0.59	0.72	0.26	0.023	1.21
PV22	PV23	39.95	0.001	0.53%	0.82	14.97	0.1499	0.59	0.72	0.26	0.023	1.22
PV23	PV24	56.65	0.393	0.52%	0.81	14.85	0.1775	0.61	0.75	0.29	0.025	1.29
PV11	PV24	52.42	0.002	5.02%	2.54	46.30	0.0228	1.05	0.41	0.10	0.010	5.06
PV24	PV25	23.54	0.001	0.51%	0.81	14.69	0.2514	0.67	0.83	0.34	0.029	1.46
PV25	PV26	22.78	0.001	0.54%	0.84	15.24	0.2424	0.69	0.82	0.34	0.029	1.55
PV26	PV27	44.67	0.153	4.24%	2.33	42.54	0.0904	1.45	0.62	0.20	0.019	7.91
PV12	PV29	26.64	0.110	10.58%	3.68	67.19	0.0016	0.68	0.18	0.03	0.003	3.20
PV29	PV30	32.62	0.001	4.77%	2.47	45.11	0.0059	0.68	0.27	0.06	0.005	2.60

PV- (tramo)		Long. (m)	Qd	Pendiente	VLL	QLL	Qd/QLL	Vdiseño	vd/VLL	d/D	rh (m)	T (Pa)
A	B			Stubería	(m/s)	(l/s)		vd (m/s)				
PV30	PV31	14.78	0.000	0.55%	0.84	15.38	0.0173	0.32	0.38	0.09	0.009	0.49
PV31	PV28	34.81	0.001	4.25%	2.33	42.56	0.0063	0.65	0.28	0.06	0.006	2.38
PV27	PV28	23.21	0.073	1.50%	1.39	25.29	0.1550	1.01	0.73	0.27	0.024	3.53
PV32	PV33	42.09	0.037	1.07%	1.17	21.33	0.0017	0.22	0.19	0.03	0.003	0.33
PV33	PV34	36.3	0.090	3.56%	2.14	39.00	0.0033	0.49	0.23	0.04	0.004	1.48
PV34	PV35	99.186	0.150	4.38%	2.37	43.23	0.0064	0.67	0.28	0.06	0.006	2.48
PV35	PV38	34.309	0.168	3.28%	2.05	37.40	0.0119	0.69	0.34	0.08	0.008	2.46
PV39	PV40	67.48	0.256	4.26%	2.34	42.63	0.0060	0.64	0.27	0.06	0.005	2.34
PV40	PV41	78.11	0.096	0.52%	0.81	14.85	0.0237	0.34	0.42	0.11	0.010	0.53
PV41	PV47	43.14	0.001	2.08%	1.63	29.78	0.0119	0.55	0.34	0.08	0.007	1.56
PV42	PV43	59.02	0.082	7.17%	3.03	55.31	0.0015	0.54	0.18	0.03	0.003	2.07
PV43	PV44	27.36	0.083	5.66%	2.69	49.13	0.0034	0.62	0.23	0.04	0.004	2.38
PV44	PV45	55.34	0.106	3.18%	2.02	36.83	0.0074	0.59	0.29	0.06	0.006	1.92
PV45	PV46	21.04	0.087	1.60%	1.43	26.14	0.0137	0.51	0.35	0.08	0.008	1.28
PV46	PV47	71.8	0.002	1.32%	1.30	23.73	0.0152	0.47	0.36	0.09	0.008	1.11
PV47	PV47'	74.4	0.096	1.53%	1.40	25.51	0.0317	0.64	0.45	0.12	0.012	1.78
PV47'	PV48'	31.08	0.001	5.89%	2.75	50.15	0.0162	1.02	0.37	0.09	0.009	5.08
PV48'	PV48	10.9	0.000	0.55%	0.84	15.32	0.0529	0.45	0.53	0.16	0.015	0.81
PV36	PV36'	25.189	0.047	0.53%	0.83	15.06	0.0032	0.19	0.23	0.04	0.004	0.22
PV36'	PV37	58.12	0.002	0.52%	0.82	14.91	0.0033	0.19	0.23	0.04	0.004	0.22
PV37	PV38	100.889	0.190	0.67%	0.93	16.88	0.0142	0.33	0.36	0.08	0.008	0.54
PV38	PV48	28.523	0.099	1.69%	1.47	26.88	0.0292	0.65	0.44	0.12	0.011	1.91
PV48	PV57	65.139	1.694	0.51%	0.81	14.70	0.2238	0.65	0.81	0.32	0.028	1.40
PV57	PV57'	81.409	0.106	0.52%	0.81	14.84	0.2289	0.66	0.81	0.33	0.028	1.44
PV57'	PV58	57.595	0.109	0.51%	0.81	14.76	0.2375	0.66	0.82	0.33	0.028	1.44
PV58	PV58'	20.663	0.158	0.51%	0.81	14.79	0.2476	0.67	0.83	0.34	0.029	1.48
PV58'	PV59	16.776	0.095	0.52%	0.82	14.96	0.2512	0.68	0.83	0.34	0.029	1.52
PV44	PV50	89.99	0.003	0.68%	0.93	16.98	0.0002	0.09	0.09	0.01	0.001	0.07
PV49	PV50	38.43	0.073	4.09%	2.29	41.76	0.0018	0.43	0.19	0.03	0.003	1.28
PV50	PV52	36.78	0.129	0.51%	0.81	14.81	0.0139	0.29	0.35	0.08	0.008	0.41
PV65	PV66	77.44	0.152	0.61%	0.88	16.07	0.0094	0.28	0.32	0.07	0.007	0.41
PV66	PV51	20.79	0.001	4.04%	2.28	41.52	0.0037	0.54	0.24	0.04	0.004	1.77
PV51	PV52	68.29	0.104	4.79%	2.48	45.18	0.0057	0.67	0.27	0.05	0.005	2.56
PV52	PV54	33.72	0.097	1.11%	1.19	21.75	0.0257	0.51	0.43	0.11	0.011	1.18
PV53	PV54	42.98	0.065	3.44%	2.10	38.31	0.0017	0.39	0.19	0.03	0.003	1.06
PV54	PV28	34.2	0.093	8.87%	3.37	61.52	0.0117	1.13	0.34	0.08	0.007	6.59
PV28	PV61	27.74	0.181	0.54%	0.83	15.14	0.3359	0.75	0.90	0.40	0.033	1.76
PV55	PV61	105.4	0.155	1.49%	1.38	25.18	0.0062	0.38	0.28	0.06	0.006	0.83
PV61	PV62	59.22	0.162	0.51%	0.81	14.75	0.3662	0.75	0.92	0.42	0.034	1.72
PV56	PV62	74.61	0.177	0.61%	0.88	16.13	0.0109	0.29	0.33	0.07	0.007	0.44
PV62	PV64	72.29	0.076	3.56%	2.14	38.95	0.1451	1.52	0.71	0.26	0.023	8.15
PV64	PV59	25.67	0.001	0.52%	0.82	14.87	0.3803	0.76	0.93	0.43	0.034	1.78
PV59	PV69	15.397	0.00051	0.64%	0.91	16.56	0.5683	0.94	1.03	0.54	0.040	2.57
PV69	PV70	84.36	0.209	0.51%	0.81	14.80	0.6502	0.86	1.06	0.59	0.042	2.15

PV- (tramo)		Long. (m)	Qd	Pendiente	VLL	QLL	Qd/QLL	Vdiseño	vd/VLL	d/D	rh (m)	T (Pa)
A	B			Stubería	(m/s)	(l/s)		vd (m/s)				
PV70	PV71	68.85	0.147	1.46%	1.37	24.94	0.3917	1.31	0.96	0.43	0.036	5.23
PV71	PV72	39.41	0.176	0.53%	0.82	15.01	0.6628	0.88	1.07	0.59	0.042	2.22
PV76'	PV72	66.24	0.002	1.91%	1.57	28.57	0.0001	0.11	0.07	0.01	0.001	0.14
PV72	PV73	89.06	0.163	2.89%	1.92	35.09	0.2881	1.66	0.86	0.37	0.031	8.84
PV73	PV73'	41.22	0.001	4.39%	2.37	43.26	0.2337	1.93	0.82	0.33	0.028	12.31
PV73'	PV74	47.62	0.294	0.51%	0.98	31.84	0.3268	0.88	0.89	0.39	0.043	2.20
PV71	PV87	53.57	0.223	2.68%	1.85	33.82	0.0066	0.52	0.28	0.06	0.006	1.54
PV87	PV88	70.81	0.129	1.85%	1.54	28.09	0.0125	0.53	0.34	0.08	0.008	1.42
PV96	PV97'	18.73	0.217	12.82%	4.05	73.97	0.0029	0.90	0.22	0.04	0.004	5.08
PV97'	PV97	42.8	0.001	3.52%	2.12	38.73	0.0056	0.57	0.27	0.05	0.005	1.88
PV97	PV95	30.28	0.001	3.38%	2.08	37.95	0.0058	0.57	0.27	0.05	0.005	1.82
PV101	PV95	63.40	0.002	0.51%	0.81	14.72	0.0001	0.07	0.09	0.01	0.001	0.05
PV71	PV92	43.75	0.202	0.67%	0.92	16.84	0.0120	0.31	0.34	0.08	0.008	0.50
PV92	PV91	32.56	0.154	0.52%	0.82	14.88	0.0239	0.34	0.42	0.11	0.010	0.53
PV91	PV93	10.41	0.000	0.57%	0.85	15.55	0.0229	0.35	0.41	0.10	0.010	0.57
PV93	PV94	43.35	0.166	1.16%	1.22	22.23	0.0235	0.51	0.42	0.11	0.010	1.18
PV94	PV95	52.31	0.160	0.90%	1.08	19.62	0.0348	0.50	0.47	0.13	0.012	1.10
PV95	PV88	48.39	0.002	2.53%	1.80	32.84	0.0276	0.79	0.44	0.11	0.011	2.77
PV88	PV89	18.78	0.001	0.53%	0.83	15.07	0.0835	0.50	0.61	0.20	0.018	0.96
PV89	PV90	34.95	0.161	0.52%	0.82	14.90	0.0952	0.52	0.63	0.21	0.019	0.99
PV108	PV90	87.37	0.003	1.79%	1.52	27.66	0.0001	0.12	0.08	0.01	0.001	0.15
PV98	PV99	72.88	0.237	2.93%	1.94	35.36	0.0067	0.55	0.28	0.06	0.006	1.69
PV99	PV100	61.51	0.193	4.67%	2.45	44.61	0.0096	0.78	0.32	0.07	0.007	3.18
PV100	PV101	21.72	0.331	3.66%	2.17	39.52	0.0192	0.85	0.39	0.10	0.009	3.42
PV107	PV101	59.83	0.002	5.37%	2.62	47.84	0.0000	0.16	0.06	0.01	0.001	0.30
PV101	PV102	27.85	0.001	2.20%	1.68	30.62	0.0249	0.71	0.42	0.11	0.010	2.30
PV102	PV90	24.56	0.001	0.51%	0.81	14.74	0.0519	0.43	0.53	0.15	0.015	0.74
PV90	PV74	75.99	0.003	2.21%	1.68	30.73	0.0712	0.98	0.58	0.18	0.017	3.71
PV103	PV104	23.80	0.194	3.34%	2.07	37.77	0.0051	0.54	0.26	0.05	0.005	1.71
PV104	PV105	26.33	0.001	0.52%	0.82	14.95	0.0130	0.29	0.35	0.08	0.008	0.41
PV105	PV106	48.78	0.198	0.52%	0.82	14.87	0.0264	0.35	0.43	0.11	0.011	0.56
PV107	PV106	28.62	0.001	2.70%	1.86	33.94	0.0000	0.10	0.05	0.00	0.000	0.13
PV106	PV108	57.29	0.002	1.43%	1.35	24.67	0.0160	0.50	0.37	0.09	0.009	1.23
PV143	PV108	73.509	0.002	1.50%	1.39	25.33	0.0001	0.11	0.08	0.01	0.001	0.12
PV108	PV109	72.94	0.220	0.95%	1.10	20.12	0.0307	0.50	0.45	0.12	0.012	1.09
PV109	PV74	80.45	0.125	2.69%	1.86	33.86	0.0220	0.76	0.41	0.10	0.010	2.66
PV74	PV75	76.58	0.352	0.54%	1.00	32.55	0.4206	0.96	0.96	0.45	0.048	2.56
PV70	PV76'	30.56	0.066	0.70%	0.95	17.32	0.0038	0.23	0.24	0.04	0.004	0.31
PV76'	PV83	73.05	0.002	0.51%	0.81	14.80	0.0046	0.21	0.25	0.05	0.005	0.25
PV81	PV82	29.68	0.049	2.00%	1.60	29.19	0.0017	0.30	0.19	0.03	0.003	0.61
PV82	PV83	48.47	0.044	2.56%	1.81	33.04	0.0028	0.40	0.22	0.04	0.004	1.00
PV83	PV84	57.28	0.146	1.56%	1.42	25.83	0.0119	0.48	0.34	0.08	0.008	1.17
PV72	PV84	73.14	0.002	0.51%	0.81	14.77	0.0002	0.07	0.09	0.01	0.001	0.05
PV84	PV85	60.94	0.193	1.02%	1.15	20.90	0.0241	0.48	0.42	0.11	0.010	1.06
PV85	PV86	62.09	0.184	2.07%	1.63	29.75	0.0231	0.67	0.41	0.10	0.010	2.10
PV86	PV75	60.51	0.206	3.25%	2.04	37.23	0.0240	0.85	0.42	0.11	0.010	3.35
PV75	PV76	80.29	0.185	2.34%	2.10	68.08	0.2169	1.68	0.80	0.32	0.036	8.50

PV- (tramo)		Long. (m)	Qd	Pendiente	VLL	QLL	Qd/QLL	Vdiseño	vd/VLL	d/D	rh (m)	T (Pa)
A	B			Stubería	(m/s)	(l/s)		vd (m/s)				
PV76	PV77	49.75	0.106	0.52%	0.99	32.09	0.4634	0.97	0.98	0.48	0.049	2.57
PV106	PV111	73.23	0.174	0.53%	0.82	15.01	0.0116	0.28	0.34	0.08	0.007	0.39
PV110	PV111	38.06	0.001	2.76%	1.88	34.32	0.0000	0.11	0.06	0.01	0.001	0.15
PV111	PV112	39.38	0.001	0.51%	0.81	14.79	0.0119	0.27	0.34	0.08	0.008	0.39
PV112	PV113	13.81	0.070	13.33%	4.13	75.41	0.0033	0.94	0.23	0.04	0.004	5.55
PV113	PV113'	20.22	0.001	19.55%	5.01	91.31	0.0027	1.08	0.22	0.04	0.004	7.46
PV113'	PV114	13.01	0.000	0.51%	0.81	14.82	0.0167	0.30	0.38	0.09	0.009	0.45
PV143	PV140	86.46	0.048	0.94%	1.10	20.07	0.0024	0.23	0.21	0.04	0.004	0.34
PV140	PV114'	23.28	0.001	0.51%	0.81	14.70	0.0033	0.18	0.23	0.04	0.004	0.21
PV114'	PV114	26.50	0.001	15.77%	4.50	82.02	0.0006	0.61	0.14	0.02	0.002	3.02
PV114	PV115	18.79	0.038	0.55%	0.84	15.37	0.0218	0.34	0.41	0.10	0.010	0.55
PV115	PV116	39.92	0.037	0.51%	0.81	14.73	0.0253	0.34	0.42	0.11	0.011	0.54
PV137	PV116	42.79	0.001	2.61%	1.83	33.37	0.0000	0.11	0.06	0.01	0.001	0.15
PV116	PV117	22.66	0.001	0.52%	0.81	14.84	0.0252	0.35	0.42	0.11	0.011	0.54
PV117	PV118	42.91	0.037	2.25%	1.70	30.97	0.0133	0.59	0.35	0.08	0.008	1.77
PV118	PV119	20.41	0.087	0.51%	0.81	14.74	0.0337	0.37	0.46	0.13	0.012	0.61
PV140	PV137	55.09	0.002	0.92%	1.09	19.81	0.0001	0.08	0.08	0.01	0.001	0.07
PV137	PV119	65.34	0.002	7.35%	3.07	56.00	0.0001	0.22	0.07	0.01	0.001	0.53
PV119	PV120	77.00	0.214	0.52%	0.81	14.83	0.0482	0.42	0.52	0.15	0.014	0.73
PV128	PV129	27.44	0.148	0.53%	0.82	15.01	0.0098	0.26	0.32	0.07	0.007	0.36
PV129	PV120	59.28	0.002	0.51%	0.81	14.74	0.0101	0.26	0.32	0.07	0.007	0.36
PV138	PV120	71.22	0.002	5.35%	2.62	47.76	0.0000	0.17	0.06	0.01	0.001	0.32
PV120	PV122	70.604	0.215	0.51%	0.81	14.79	0.0732	0.47	0.58	0.18	0.017	0.87
PV130	PV122	58.29	0.161	0.51%	0.81	14.79	0.0109	0.27	0.33	0.07	0.007	0.37
PV139	PV122	70.57	0.002	0.52%	0.81	14.85	0.0002	0.07	0.09	0.01	0.001	0.05
PV122	PV123	63.78	1.436	0.53%	0.82	14.99	0.1789	0.62	0.76	0.29	0.025	1.32
PV123	PV124	68.29	0.179	0.51%	0.81	14.74	0.1941	0.63	0.77	0.30	0.026	1.32
PV137	PV138	71.77	0.031	2.66%	1.85	33.71	0.0009	0.29	0.15	0.02	0.002	0.62
PV141	PV138	54.44	0.077	0.75%	0.98	17.90	0.0043	0.24	0.25	0.05	0.005	0.35
PV138	PV139	71.24	0.974	2.72%	1.87	34.04	0.0318	0.85	0.46	0.12	0.012	3.18
PV142	PV139	55.94	0.002	0.51%	0.81	14.72	0.0001	0.07	0.08	0.01	0.001	0.05
PV139	PV124	69.20	0.150	2.57%	1.82	33.12	0.0373	0.87	0.48	0.13	0.013	3.23
PV131	PV132	40.027	0.087	14.66%	4.34	79.09	0.0011	0.71	0.16	0.03	0.003	3.70
PV132	PV133	85.671	0.068	0.96%	1.11	20.19	0.0077	0.33	0.30	0.06	0.006	0.59
PV133	PV136	58.03	1.567	0.56%	0.84	15.41	0.1118	0.56	0.66	0.23	0.020	1.14
PV135	PV136	48.88	0.074	1.01%	1.14	20.72	0.0036	0.27	0.23	0.04	0.004	0.44
PV136	PV124	75.97	1.414	0.51%	0.81	14.82	0.2167	0.65	0.80	0.32	0.027	1.40
PV124	PV125	52.60	0.002	0.52%	0.82	14.93	0.4893	0.81	0.99	0.49	0.038	1.97
PV125	PV126	9.64	0.220	2.88%	1.92	35.07	0.2146	1.53	0.80	0.31	0.027	7.81
PV144	PV141	87.50	0.003	0.64%	0.90	16.49	0.0002	0.08	0.09	0.01	0.001	0.07
PV141	PV142	70.73	0.363	2.91%	1.93	35.25	0.0104	0.63	0.32	0.07	0.007	2.05
PV142	PV126	79.99	0.003	6.43%	2.87	52.39	0.0070	0.83	0.29	0.06	0.006	3.80
PV126	PV127	65.87	0.002	6.29%	2.84	51.81	0.1524	2.05	0.72	0.26	0.023	14.73
PV127	PV80	11.64	0.000	3.06%	1.98	36.12	0.2187	1.59	0.80	0.32	0.027	8.35
PV111	PV143	59.77	0.142	1.47%	1.37	25.05	0.0057	0.37	0.27	0.05	0.005	0.79
PV143	PV144	71.26	0.118	3.39%	2.09	38.05	0.0068	0.60	0.29	0.06	0.006	1.98

PV- (tramo)		Long. (m)	Qd	Pendiente	VLL	QLL	Qd/QLL	Vdiseño	vd/VLL	d/D	rh (m)	T (Pa)
A	B			Stubería	(m/s)	(l/s)		vd (m/s)				
PV144	PV145	69.75	0.146	6.29%	2.84	51.80	0.0078	0.85	0.30	0.06	0.006	3.90
PV142	PV145	90.91	0.003	2.11%	1.65	30.01	0.0001	0.13	0.08	0.01	0.001	0.18
PV145	PV77	15.62	0.001	7.39%	3.08	56.16	0.0073	0.90	0.29	0.06	0.006	4.44
PV144	PV109'	60.911	0.076	1.21%	1.25	22.77	0.0033	0.29	0.23	0.04	0.004	0.51
PV109'	PV146	36.33	0.213	1.41%	1.35	24.57	0.0118	0.45	0.34	0.08	0.007	1.06
PV146	PV147	25.92	0.001	7.21%	3.04	55.48	0.0052	0.80	0.26	0.05	0.005	3.72
PV147	PV77	19.59	0.001	6.57%	2.90	52.96	0.0055	0.78	0.27	0.05	0.005	3.47
PV77	PV78	57.02	0.220	5.27%	3.15	102.10	0.1547	2.28	0.73	0.27	0.031	16.54
PV78	PV79	54.15	0.122	3.08%	2.41	78.09	0.2038	1.89	0.78	0.31	0.035	10.89
PV79	PV80	40.35	0.180	3.07%	2.40	77.98	0.2064	1.89	0.79	0.31	0.036	10.92
PV80	PV148	19.07	0.219	1.98%	1.93	62.54	0.3871	1.81	0.94	0.43	0.046	9.11
PV148	PV149	69.81	0.209	2.84%	2.31	74.91	0.3260	2.07	0.89	0.39	0.043	12.19
PV149	PV150	53.24	0.100	3.15%	2.43	78.95	0.3106	2.15	0.88	0.38	0.042	13.26
PV150	PV151	38.48	0.001	2.54%	2.19	70.91	0.3458	1.99	0.91	0.41	0.044	11.18
PV151	PV152	38.02	1.824	5.27%	3.15	102.15	0.2579	2.64	0.84	0.35	0.039	20.57
PV152	PV153	16.22	0.001	3.51%	2.57	83.39	0.3160	2.28	0.89	0.39	0.042	14.90
PV153	PV154	61.36	0.002	0.51%	0.98	31.67	0.8321	1.09	1.12	0.70	0.060	3.05
PV154	PV155	22.3	0.001	0.52%	0.99	32.22	0.8178	1.11	1.12	0.69	0.060	3.14
PV155	PV156'	47.14	0.002	3.48%	2.56	82.94	0.3177	2.27	0.89	0.39	0.043	14.78
PV156'	PV156	44.10	0.001	0.96%	1.34	43.57	0.6049	1.41	1.05	0.56	0.054	5.22
PV156	PV157	81.35	0.003	0.52%	0.99	32.08	0.8217	1.10	1.12	0.69	0.060	3.12
PV157	PV158	81.41	0.003	0.50%	0.97	31.45	0.8381	1.09	1.12	0.70	0.060	3.01
PV158	PV159	21.78	0.001	0.50%	0.97	31.47	0.8376	1.09	1.12	0.70	0.060	3.01
PV159	PV160	74.16	0.002	0.50%	0.97	31.33	0.8413	1.08	1.12	0.70	0.060	2.99
PV160	PV161	41.68	0.001	0.50%	0.97	31.53	0.8362	1.09	1.12	0.70	0.060	3.02
PV161	PV162	39.87	0.001	0.50%	0.97	31.46	0.8381	1.09	1.12	0.70	0.060	3.01
PV162	PV163	49.74	0.002	0.53%	1.00	32.28	0.8167	1.11	1.12	0.69	0.060	3.15
PV163	PV164	30.13	0.001	1.33%	1.58	51.25	0.5145	1.59	1.01	0.51	0.051	6.82

5.3 Dimensionamiento del sistema de tratamiento de aguas servidas

Los parámetros de calidad del agua residual cruda esperada para la planta de tratamiento de aguas servidas de Totogalpa fueron establecidos con valores generados por estudios de calidad resultantes de la planta de Somoto brindados por ENACAL, estos valores son los siguientes:

Visualización de Laboratorio Central-ENACAL					
Fecha Toma de Muestra 05-05-2021 Responsable Ing. Martín Brenes Laboratorio Laboratorio Central-ENACAL Nro de Referencia Resp. de Laboratorio Ing. María Enriqueta Toruño Observaciones Muestreo Compuesto de 24 horas. No se cuentan con las mediciones de NT debido a que existieron equipos en mal estado para tal fin en el Laboratorio.					
Valores					
#	Parámetro	Entrada		Salida	
1	DBO	369	E+ 0	72	E+ C
2	DQO	880	E+ 0	130	E+ C
3	SST	534	E+ 0	160	E+ C
4	Coliformes Fecales	5.4	E+ 8	1.1	E+ 7
5	PH		E+		E+
6	SS	5	E+ 0	0	E+ C
7	GyA	68	E+ 0	13	E+ C
8	SAAM		E+		E+
9	Nitrógeno Total		E+		E+
10	Fósforo Total	12.78	E+ 0	7.766	E+ C

Fuente: Laboratorio Central- ENACAL

En conversaciones con ENACAL Madriz se definió trabajar con el registro de mayor carga orgánica de la planta de Somoto, siendo 458 mg DBO₅/l registrado en diciembre 2010. La tabla 25 presenta los valores suministrados por ENACAL.

Tabla 25: Características del afluente planta Somoto

Parámetros considerados	Valores	Unidades
Concentración de mat. orgán. producida	458	mg DBO ₅ /l
Concentración de DQO	726	mg DQO/l
Coliformes Fecales estimados en afluente	5.00E+07	NMP/100 ml

El Pre tratamiento de la planta se dimensiona con el caudal de diseño calculado en el sistema de alcantarillado sanitario siendo este de 1,713.91 m³/día

equivalente a 19.83 lps. El último pozo de visita del colector principal descargará el caudal de diseño en la cámara de aquietamiento, desde esta cámara, hasta la rejilla se requiere de un canal rectangular para conducir el agua. Este canal rectangular tendrá una longitud de 1.25 metros, las dimensiones de este canal se calculó de la siguiente forma:

Tabla 26: Diseño del canal principal de entrada al sistema de tratamiento.

MAGNITUD	SIMBOLO	FORMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIO
Datos iniciales:					
Caudal de diseño.	Qd		0.019837	m³/s	
Pendiente del fondo del canal	S		0.20	%	
Coeficiente de Manning.	n		0.013		
Por prueba y error:					
Ancho del canal.	b		0.40	m	0.30m - 0.70 m
Altura de agua en el canal.	y	hmáx	0.09	m	60%(H parshall)
Area de la sección transversal.	A	b * y	0.04	m²	
Per metro mojado.	P	b + 2y	0.58	m	
Radio hidráulico.	R	A / P	0.06	m	
Constantes de Manning	M	$Qn/S^{1/2}$	0.00577		M = K
Factor de la sección.	K	$AR^{2/3}$	0.00577		K = M
Resultados finales:					
Ancho del canal.	b		0.40		
Altura de agua en el canal.	y		0.09		
Borde libre.	BL	0.30	0.30	m	0.20-0.30m
Velocidad.	V	0.020	0.59	m/seg	0.30-0.75 m/seg
Ancho superior.	T	b	0.54	m	
Profundidad hidráulica.	D	y	0.40	m	
Factor de la sección.	Z	$b * y^{1.5}$	0.09		
Datos topográficos:			0.0111		
Longitud del canal.			1.25	m	<1.35m
Pendiente del fondo del canal			0.20	%	
Elevación del invert al inicio del canal.			653.40	msnm	
Elevación del invert al final del canal.			653.40	msnm	
Elevación de corona al inicio del canal.			653.81	msnm	
Elevación de corona al final del canal			653.81	msnm	
Elevación de la superficie del agua al inicio del canal.			653.51	msnm	
Elevación de la superficie del agua al final del canal.			653.51	msnm	

Una vez calculada la sección requerida del canal, se procede a calcular las dimensiones de las rejillas separadoras de sólidos:

CONDICION PARA CAUDAL MAXIMO

TABLA 27. 1

ABERTURA ENTRE BARRAS "a" (m)	0.020	0.025	0.035	0.040
TASA DE APLICACION " r " (lt/m ³)	0.038	0.023	0.012	0.009

TABLA 27.2

FORMA DE LAS BARRAS	Circular	Rectangular
FACTOR DE FORMA (K)	1.79	2.42

TABLA 27.3

Diámetros de varillas corrugadas						
PULGADAS	1/4	1/2	5/8	3/4	7/8	1
METROS	0.0063	0.0127	0.0159	0.0190	0.0222	0.0254

Tabla 28: Cálculo de rejilla gruesa.

MAGNITUD	SIMB.	FORMULA	VALOR	UNID.	CRITERIO
DATOS					
Caudal de diseño	Q	utilizando varilla de 1/2	0.01984	m³/s	0.3 £V£ 0.6
Velocidad a través de la reja	V		0.54	m/s	
Abertura entre las barras	a		0.050	m	
Espesor de las barras	t		0.0127	m	
Aceleración gravitacional	g		9.81	m/s	Tabla – 24.2
Factor de forma de las barras	K		1.79		
Angulo de barras con la horizontal.	q		45	grados	
Porcentaje de obstrucción de la reja.	O		30	%	
Altura de agua en el canal de entrada.	Y ₁		0.09	m	Tabla – 24.1
Longitud diagonal de la rejilla	ld		0.42	m	
Tasa de aplicación	r	0.009	lt/m³		
CALCULOS					
Area útil (sección abierta de las rejas)	Au	Q / V	0.037	m²	0.6 £EE 0.85
Eficiencia	E	a / (a + t)	0.797		
Sección de flujo aguas arriba de rejas	S	Au / E	0.046	m²	
Velocidad aguas arriba de la reja	v	V * E	0.433	m/s	
Perdidas de carga en reja limpia	hf ₁		0.0081	m	
a) Perdidas de carga (por velocidad)	hfo	0.54*(V²/2g)	0.0081	m	
b) Pérdidas de carga (Kirschmer)	hfo	K*(t/a) ^{1.33} *(v²/2g)*Senq	0.0019	m	
c) Pérdidas de carga (Metcalf-Eddy)	hfo	1.43*((V²-v²)/2g)	0.0078	m	
Perdidas de carga con reja obstruida	hf ₂	{E/[((100-O)/100)*E]}²*hf ₁	0.0166	m	
Altura de agua en el sistema de rejas.	Y ₂	Y ₁ +hf ₁ + hf ₂	0.116	m	
Volumen de material retenido.	R	Q*r	0.02	m³/día	
DIMENSIONES FINALES					
Ancho de la reja (m)	b	0.40	menos 12.6 cm queda 17.4 cm	m	
Proyección vertical de la reja (m)	H	0.30			
Diámetro de las barras (pulgadas)	t	1/2			
Separación entre barras (m)	a	0.050			
Número de barras	n	7			

TABLA 29: Cálculo de Rejilla Fina.

MAGNITUD	SIMB.	FORMULA	VALOR	UNID.	CRITERIO
DATOS					
Caudal de diseño	Q		0.020	m³/seg	0.3 £ V £ 0.6
Velocidad através de la reja	V		0.54	m/seg	
Abertura entre las barras	a		0.020	m	
Espesor de las barras	t	utilizando varilla de 1/2	0.0127	m	
Aceleración gravitacional	g		9.81	m/seg	Tabla - 2 30° £ q £ 45°
Factor de forma de las barras	K		1.79		
Angulo de barras con la horizontal.	q		45	grados	
Porcentaje de obstrucción de la reja.	O		35	%	
Altura de agua en el canal de entrada.	Y ₁		0.09	m	Tabla - 1
Longitud diagonal de la rejilla	ld		0.42	m	
Tasa de aplicación	r		0.038	lt/m³	
CALCULOS					
Area útil (sección abierta de las rejas)	Au	Q / V	0.037	m²	0.6 £ E £ 0.85
Eficiencia	E	a / (a + t)	0.612		
Sección de flujo aguas arriba de rejas	S	Au / E	0.060	m²	
Velocidad aguas arriba de la reja	v	V * E	0.332	m/seg	
Perdidas de carga en reja limpia	hf ₁		0.0135	m	
a) Perdidas de carga (por velocidad)	hfo	$0.54 \cdot (V^2/2g)$	0.0081	m	
b) Pérdidas de carga (Kirschmer)	hfo	$K \cdot (t/a)^{1.33} \cdot (v^2/2g) \cdot \text{Sen} q$	0.0039	m	
c) Pérdidas de carga (Metcalf-Eddy)	hfo	$1.43 \cdot ((V^2 - v^2)/2g)$	0.0135	m	
Perdidas de carga con reja obstruida	hf ₂	$\{E / [((100 - O)/100) \cdot E]\}^2 \cdot hf_1$	0.0319	m	
Altura de agua en el sistema de rejas.	Y ₂	Y ₁ + hf ₁ + hf ₂	0.137	m	
Volumen de material retenido.	R	Q * r	0.07	m³/día	
DIMENSIONES FINALES					
Ancho de la reja (m)	b	0.40	0.0127	m	
Proyección vertical de la reja (m)	H	0.30			
Diámetro de las barras (pulgadas)	t	1/2			
Separación entre barras (m)	a	0.020			
Número de barras	n	19			
Relación área libre y área de caudal (%)	E	61			

Cálculos para el desarenador horizontal

CONDICION PARA CAUDAL PROMEDIO

TABLA - 1

TIPOS DE DESARENADORES, SEGUN CARACTERISTICAS DE FLUJO

DESARENADOR (tipo)	M
Teórico máximo (no se puede obtener)	A
Desnatador superficial (sistema Rockner-Roth)	B
Tanque intermitente, en tiempo de servicio solamente.	C
Tanque flujo continuo, límite teórico.	D
Aproximado al límite teórico.	16
Muy bien acondicionado, con pantallas.	8
Bien acondicionado, con pantallas.	4
Dos tanques en serie.	2
Un tanque largo bien controlado.	1½
Un tanque continuo.	1

TABLA - 2

RELACION a/t PARA DIFERENTES TIPOS DE DESARENADORES EN
FUNCION DEL PORCENTAJE DE REMOCION

Tipo (M)	VALORES DE K EN BASE AL % REMOVIDO											
	% REMOVIDO											
	99%	98%	97%	96%	95%	90%	85%	80%	75%	70%	60%	50%
A	0.990	0.98	0.97	0.96	0.95	0.80	0.85	0.80	0.75	0.65	0.55	0.50
B	2.350	2.10	1.97	1.87	1.77	1.47	1.28	1.13	0.98	0.90	0.67	0.54
C		3.55	3.20	2.95	2.75	2.10	1.75	1.50	1.26	1.10	0.85	0.63
D		3.93	3.50	3.20	3.00	2.30	1.90	1.60	1.40	1.38	0.90	0.69
16			3.90	3.55	3.30	2.50	2.05	1.71	1.45	1.30	0.95	0.71
8				3.95	3.60	2.68	2.15	1.80	1.52	1.32	1.00	0.73
4						3.18	2.50	2.00	1.66	1.45	1.03	0.76
2							3.25	2.55	2.00	1.75	1.20	0.82
1½							3.85	2.95	2.33	1.90	1.30	0.90
1								4.00	3.00	2.35	1.50	1.00

TABLA- 3

Diámetro de las partículas y velocidades de sedimentación vertical

f (mm)	Vp (mm/s)	f (mm)	Vp (mm/s)
1.00	100.00	0.15	15.00
0.80	83.00	0.10	8.00
0.60	63.00	0.08	6.00
0.50	53.00	0.06	3.80
0.40	42.00	0.05	2.90
0.30	32.00	0.04	2.10
0.20	21.00	0.03	1.30

El diámetro está en mm

La velocidad está en mm/seg.

Tabla 30: Diseño de un Desarenador

DATOS	SIM	FORMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIO
DATOS DE DISEÑO					
Tipo de desarenador	M		1½		
Porcentaje de remoción	E		85.0	%	Ver Tabla 2
Factor K	K		3.85		
Diámetro de la partícula a sedimentar	f		0.20	mm	0.2 mm mínima
Velocidad de sedimentación vertical	Vp		21.00	mm/s	Ver Tabla 3
Caudal de diseño	Q		0.0198	m³/s	
Altura de agua en el desarenador	H		0.09	m	
Borde libre	BL		0.50	m	
Ancho del desarenador	b		0.7	m	
Longitud del desarenador	L		5	m	
Sólidos sedimentables	Ss		10.00	mg/lt	
Peso específico de las partículas	g		2.65	g/cm³	
% líquido	U		99.00	%	
% de materia sólida	S		1.00	%	
Periodo de limpieza	T		3.00	días	
CALCULOS:					
Tiempo de sedimentación de la partícula	t	H / Vp	4.35	s	t<a
Periodo de retención.	a	K * t	16.76	s	a>t
Volumen inicial del desarenador.	Vi	Q * a	0.33	m³	
Area superficial del desarenador	As	V / H	3.64	m²	
Area Superficial corregida	Asc	b*L	3.50	m²	Asc³ As
Volumen final del desarenador	Vf	b*L*H	0.32	m³	Vf³ Vi
Area transversal del desarenador	At	b*H	0.06	m²	
Velocidad Horizontal	Vh	Q / At	0.31	m/s.	0.15³ Vh £ 30
Rata de desbordamiento superficial	Rt	Q / As	489.69	m³/m²/día	
Volumen de arena retenida	VI	Ss*E*Q*86,400 1,000,000*g*S	1.65	m³	
Altura de arena retenida	h	VL / As	0.47	m	
DIMENSIONES FINALES:					
Ancho	b		0.70	m	
Longitud	L		5.00	m	
Altura de agua en el desarenador mas bordo libre	Ht		0.59	m	
Altura de lodos en la tolva	h		0.47	m	
Pendiente del fondo de la tolva	P		10.00	%	

▪ **Selección del medidor Parshall**

Como medidor de flujo, se propone un medidor de flujo de régimen crítico, o sea una canaleta Parshall, la selección de este medidor se realiza con el siguiente procedimiento: Se consideran los siguientes caudales:

$$Q_{\max} = 1,713.91 \text{ m}^3/\text{día} \text{ (19.83 lps)}$$

$$Q_{\text{med}} = 487.53 + 78 \text{ m}^3/\text{día} = 565.53 \text{ m}^3/\text{día} \text{ equivalente a (6.54 lps), ver tabla 18}$$

$$Q_{\min} = 1/5 Q_{\text{medio}} = (565.53 \text{ m}^3/\text{día}/5) = 113.11 \text{ m}^3/\text{día} \text{ equivalente a 1.31 lps}$$

Considerando el caudal máximo igual a 19.83 lps Por tanto se considera una canaleta parshall con garganta de $W = 7.6 \text{ cm}$ de ancho se verifica el medidor conforme a la Tabla 31.

Tabla 31: Medidores Parshall con descarga libre.

W (cm)	Capacidad (l/s)	
	Mínima	Máxima
7.60	0.85	53.80
15.20	1.52	110.40
22.90	2.55	251.90
30.50	3.11	455.60
45.70	4.25	696.20
61.00	11.89	936.70
91.50	17.26	1,426.30
122.00	36.79	1,921.50
152.50	62.80	2,422.00
183.00	74.40	2,929.00
213.50	115.40	3,440.00
244.00	130.70	3,950.00
305.00	200.00	5,660.00

*** Fuente: J.M de Azevedo**

Las dimensiones del canal Parshall se estiman por medio de la Tabla 32.

Tabla 32: Dimensiones típicas de medidores Parshall (m)

W (m)	A (m)	2/3 A (m)	B (m)	C (m)	D (m)	E (m)	F (m)	G (m)	K (m)	N (m)
0.076	0.467	0.31	0.457	17.80	0.26	0.38	0.15	0.30	0.03	0.06
0.15	0.62	0.41	0.61	0.39	0.40	0.46	0.30	0.61	0.08	0.11
0.23	0.88	0.59	0.86	0.38	0.57	0.61	0.30	0.46	0.91	0.11
0.30	1.37	0.91	1.34	0.61	0.84	0.91	0.61	0.91	0.91	0.23
0.46	1.45	0.97	1.42	0.76	1.03	0.91	0.61	0.91	0.91	0.23
0.61	1.52	1.02	1.50	0.91	1.21	0.91	0.61	0.91	0.91	0.23
0.91	1.68	1.12	1.64	1.22	1.57	0.91	0.61	0.91	0.91	0.23
1.22	1.83	1.22	1.79	1.52	1.94	0.91	0.61	0.91	0.91	0.23
1.52	1.98	1.32	1.94	1.83	2.30	0.91	0.61	0.91	0.91	0.23
1.83	2.13	1.42	2.09	2.13	2.67	0.91	0.61	0.91	0.91	0.23
2.13	2.29	1.52	2.24	2.44	3.03	0.91	0.61	0.91	0.91	0.23
2.44	2.44	1.63	2.39	2.74	3.40	0.91	0.61	0.91	0.91	0.23

*** Fuente: J.M de Azevedo**

Tabla 33: Dimensionamiento del tanque Imhoff

DISEÑO DE TANQUE IMHOFF	
LOCALIDAD: TOTOGALPA, MADRIZ SE CONSTRUIRÁ MODULAR CON DOS TRENES DE TRATAMIENTO ESTE ES EL DISEÑO DE UNA UNIDAD POBLACIÓN SERVIDA = 2,700 HAB DOTACIÓN AP = 113 LPPD + 16% (COMERCIAL, INSTITUCIONAL E INDUSTRIAL) CONTRIBUCIÓN DE AR = 104.86 LITROS/PERSONA CAUDAL DE DISEÑO = 283.12 M³/D CRITERIOS TÍPICOS $Q_{MAX} = K_1 \times K_2 \times Q_{MED}$ K_1 = COEFICIENTE DE CONSUMO DE MÁXIMO DÍA (1.2)* K_2 = COEFICIENTE DE CONSUMO DE MÁXIMA HORA (1.5)* LODOS PRODUCIDOS DIGERIDOS = 0.050 M³ / HAB-AÑO TIEMPO ALMACENAMIENTO LODOS = 6.5 MESES ALMAC. ZONA RECTANGULAR = 14 % ALMAC. ZONA TRUNCADA = 86 % CAUDAL MÁX = 509.62 M³/M-D DOS SEDIMENTADORES EN LA UNIDAD ÁREA MÍNIMA DEL SEDIMENTADOR $= (509.62 \text{ M}^3/\text{D} / 24 \text{ M}^3/\text{M}^2\text{-D}) = 21.23 \text{ M}^2$ ÁREA DE ESPUMAS $= (0.20) (21.23 \text{ M}^2) = 4.25 \text{ M}^2$ ÁREA TOTAL NECESARIA $= \text{ÁREA DE SEDIMENTACIÓN} + \text{ÁREA DE ESPUMA}$ $= 21.23 + 4.25 = 25.48 \text{ M}^2$ SEDIMENTADOR –LA SUMA DE AMBOS– LONGITUD DEL SEDIMENTADOR = 16.00 M ANCHO DEL SEDIMENTADOR = 2,30 M ALTURA DE LA SECCIÓN TRIANGULAR = 1,34 M ÁREA TRIANGULAR SECCIÓN SEDIMENTADOR = 1,75 M²	ALTURA DE LA SECCIÓN RECTANGULAR = 0,20 M ÁREA RECTANGULAR SECCIÓN SEDIMENTADOR = 0.46 M² VOLUMEN TOTAL $= (16.00) (1.75) + (16.00) (0.46) = 35.36 \text{ M}^3$ VERIFICACIÓN DE CARGA SUPERFICIAL $= (509.62) / (2.30) (16.00) = 13.85 \text{ M}^3/\text{M}^2\text{-D}$ TIEMPO DE RETENCIÓN MÍNIMO $= (35.36) / (509.62/24) = 1.67 \text{ HR}$ TIEMPO PROMEDIO DE RETENCIÓN $= (35.36) / (283.13/24) = 3.00 \text{ HR}$ ÁREA DE VENTOSAS $= (1.00) * (8.00) = 8.00 \text{ M}^2$ ÁREA TOTAL DEL DIGESTOR $= (6.20) (8.00) = 49.60 \text{ M}^2$ % DEL ÁREA DE VENTOSAS $= (8.00) / (49.60) \times 100 = 16.13 \%$ CANTIDAD DE LODOS DIGERIDOS $= (2,700) (0.050) = 135.00 \text{ M}^3/\text{AÑO}$ CAPACIDAD ALMACENAMIENTO DE LODOS $= (135.00) (6.5/12) = 73.13 \text{ M}^3$ ZONA RECTANGULAR = (0.13) (73.13) = 9.51 M³ ZONA TRUNCADA = (0.87) (73.13) = 63.62 M³ LA PROFUNDIDAD DE LA ZONA RECTANGULAR ES: $= (9.51)/(49.60) = 0.19 \text{ M}$

EN EL FONDO DEL TANQUE SE CONSTRUIRÁN DOS TOLVAS DE: $(6.20) (4.00) = 24.08 \text{ m}^2$ ÁREA SUPERIOR $(0.50) (0.50) = 0.25 \text{ m}^2$ ÁREA INFERIOR ALTURA DE LA TOLVA $(2) (63.62/2) / (24.80) + (0.25) = 2.54 \text{ M}$ DIMENSIONES DEL DIGESTOR LONGITUD = 8.00 M ANCHO = 6.20 M BORDE LIBRE = 0.70 M ALTURA TOTAL SEDIMENTADOR = 1.54 M ZONA NEUTRA = 0.99 M ZONA RECTANG. ALMAC. LODOS = 0.19 M ZONA TRUNCADA ALMAC. LODOS = 2.60 M ALTURA TOTAL = 6.02 M * TRATAMENTO DE ESGOTOS SANITÁRIOS POR PROCESSO ANAERÓBIO E DISPOSIÇÃO CONTROLADA NO SOLO. RIO DE JANEIRO, BRASIL 1999. JOSÉ ROBERTO CAMPOS.	
--	--

El tanque Imhoff está diseñado con 2,700 habitantes, este valor obedece a que la población proyectada al 2041 resultó de 5,393 habitantes y para fines de tratamiento, en conjunto con ENACAL se decidió llevar los 5,393 habitantes a un valor neto de 5,400 habitantes, tomando la mitad de la población (2,700 habitantes) para el diseño de un tanque Imhoff y así construir un tanque en la primera etapa y otro tanque similar en la segunda etapa.

Es entonces, que los biofiltros se diseñaron con una población de 5,400 habitantes, se construirán un total de seis biofiltros siendo 900 habitantes la población de diseño por cada biofiltro; en la primera etapa se construirán 3 biofiltros resultando una población servida de 2,700 habitantes igual que la del tanque Imhoff. A continuación se presenta el dimensionamiento:

Tabla 34: Dimensionamiento de los humedales o Biofiltros Horizontal

BIOFILTRO HORIZONTAL			
LOCALIDAD: TOTOGALPA, MADRIZ			
POBLACIÓN SERVIDA = 2.700 Habitantes. Odiseño x biofiltro = 900 habitantes			
DATOS BÁSICOS			
CONC. AFLUENTE C. FECALES	Q_{ECF}	3.60E+07 NMP/100 ML	
CONC. AFLUENTE DBO_5	C_{EDBO}	274.8 MG/L	
CONC. AFLUENTE DQO	C_{EDQO}	358.8 MG/L	
CONC. AFLUENTE S. SUSP.	C_{ESS}	99 MG/L	
LIMITACIONES			
LONGITUD MÁXIMA	L	50	
PENDIENTE DE FONDO	I	0.01 (M/M)	
CRITERIOS DE DISEÑO			
TIEMPO DE RETENCIÓN	T_R	$\geq 3,0$ DÍAS	
CÁLCULO DE UNIDAD DE BIOFILTRO (DOS UNIDADES)			
CAUDAL PROMEDIO POR UNIDAD	Q_U	97.70 M^3/D	
PERMEABILIDAD DEL LECHO FILTRANTE	K_F	604.8 M/D	
PROFUNDIDAD EFECTIVA	H	0.7 M	
SECCIÓN EFECTIVA	W	16.2 M^2	$Q/I \times K_F$
ANCHO CALCULADO	B'	23.1	
ANCHO AJUSTADO	B	37.5 M	
LONGITUD	L	29 M	
POROSIDAD DEL LECHO FILTRANTE	P	0.45	
TIEMPO DE RETENCIÓN	T_R	3.5 DÍAS	$L \times B \times H \times P/Q$
EFICIENCIA			
CONSTANTE DE REMOCIÓN DE DBO_5	K_{DBO}	81.8 M/AÑO	
CONSTANTE DE REMOCIÓN DE DQO	K_{DQO}	60.8 M/AÑO	
CONSTANTE DE REMOCIÓN DE COLIFORMES	K_{CF}	160 M/AÑO	
CARGA HIDRÁULICA APLICADA	CH	32.8 M/AÑO	$Q_U/B \times L$
CONC. DE C.F. ESPERADO EFLUENTE	C_{SCF}	2.74E+05 MG/L	$C_{ECF} \times \exp(-K_{CF}/CH)$
CONC. DE DBO_5 ESPERADO EFLUENTE	C_{SDBO}	22.7 MG/L	$C_{EDBO} \times \exp(-K_{DBO}/CH)$
CONC. DE DQO ESPERADO EFLUENTE	C_{SDQO}	56.2 MG/L	$C_{EDQO} \times \exp(-K_{DQO}/CH)$
CONC. DE S.S. ESPERADO EFLUENTE	C_{SSS}	9.9 MG/L	REMOCIÓN 90%
ÁREA REQUERIDA		1,087.5 M^2	
ÁREA REQUERIDA HAB		1.21 M^2	
ÁREA REQUERIDA POR EL MODULO		2,175.0 M^2	
LA POBLACION TOTAL = 5,400 HABITANTES			
SE REQUIEREN SEIS BIOFILTROS PARA TODA LA PTAR (CADA UNIDAD DE 37.50M X 29.00M)			
EN LA PRIMERA FASE SE CONSTRUIRAN TRES BIOFILTROS			

▪ **Tanque de Contacto**

Caudal: $565.53 \text{ m}^3/\text{d} \rightarrow 0.0066 \text{ m}^3/\text{s}$

Velocidad: 0.60 m/s

Tiempo de retención: 30 min

Volumen del tanque: 11.79 m^3

Sección transversal: 11.79 m

▪ **Ancho:** 2.45 m

▪ **Longitud:** 5.60 m

Área: 13.72 m^2

Altura: 1.0 m

Volumen real: 13.72 m^3

▪ **Dosificación de cloro para la primera etapa:**

Se utilizará una concentración de cloro de 5 mg/l , dosificando hipoclorito de sodio diluido al 1%. Dado que el hipoclorito de sodio se comercializa en soluciones concentradas al 12%, la cantidad de éste que se usará diariamente será:

$Q_{\text{diseño}} = 283.12 \text{ m}^3/\text{d}$

Dosis de cloro = $5 \text{ mg/l} = 0.005 \text{ kg/m}^3$

Cantidad de cloro = $283.12 \text{ m}^3/\text{d} \times 0.005 \text{ kg/m}^3 = 1.4156 \text{ kg/día}$

La cantidad de hipoclorito de sodio al 1% a utilizar, tomando como densidad del mismo como $1,000 \text{ kg/m}^3$, será:

Cloro activo = $1,000 \text{ kg/m}^3 \times 0.01 = 10 \text{ kg/m}^3$

Cantidad de cloro al 1% = $(1.4156 \text{ kg/d}) / (10 \text{ kg/m}^3) = 0.14156 \text{ m}^3/\text{d} = 141.56 \text{ L/d}$

Cantidad de cloro al 12% = $141.56 \text{ L/d} / 12 = 11.797 \text{ L/d}$

El volumen del clorador debe facilitar la operación y mantenimiento de este, por lo que el recipiente plástico que se utilizará con este propósito tendrá al menos una capacidad de 200 litros, para permitir cargarlo una vez por día. La carga y dilución se harán de forma manual.

La cantidad de agua a utilizar por cada carga de hipoclorito concentrado será:

Hipoclorito de sodio concentrado = 11.80 L

Volumen agua = $11.80 \times 0.12 / 0.01 - 11.80 = 129.80$ L

El volumen de agua a utilizar por carga de 11.80 litros de hipoclorito de sodio concentrado será de 129.80 L.

Tabla 35: Calidad esperada en el efluente y % de remoción

Parámetro	Unidad	Calidad de agua en el Afluente	Calidad de agua Tanque Imhoff			Calidad de agua Biofiltros			Cloración
			entrada	salida	% remoción	entrada	salida	% remoción	
DBO5	mg/l	458	458	274.8	40%	274.8	22.8	92%	
DQO	mg/l	726	726	358.8	51%	358.8	56.2	84%	
SST	mg/l	253	253	99	61%	99	9.9	90%	
CF	NMP/100 ml	5.00E+07	5.00E+07	1.50E+07	70%	1.50E+07	2.74E+05	98%	1.00E+03

En términos realísticos la planta tendrá la capacidad de depurar las aguas servidas al nivel de exigencia exigido en la normativa vigente (ver tabla 7). El parámetro Coliformes Fecales solamente se podrá reducir aplicando cloración al efluente antes de vertido al ambiente. En la figura 21 se muestra la configuración planimétrica de las obras de tratamiento que integrará la planta de tratamiento de aguas servidas de Totogalpa.

La planta se diseñó de forma modular con un único tren de obras de pre-tratamiento y la obra de desinfección. El tratamiento primario y secundario se configuraron en dos módulos, cada módulo estará compuesto por un Tanque Imhoff, tres humedales y un lecho de secado de lodos.

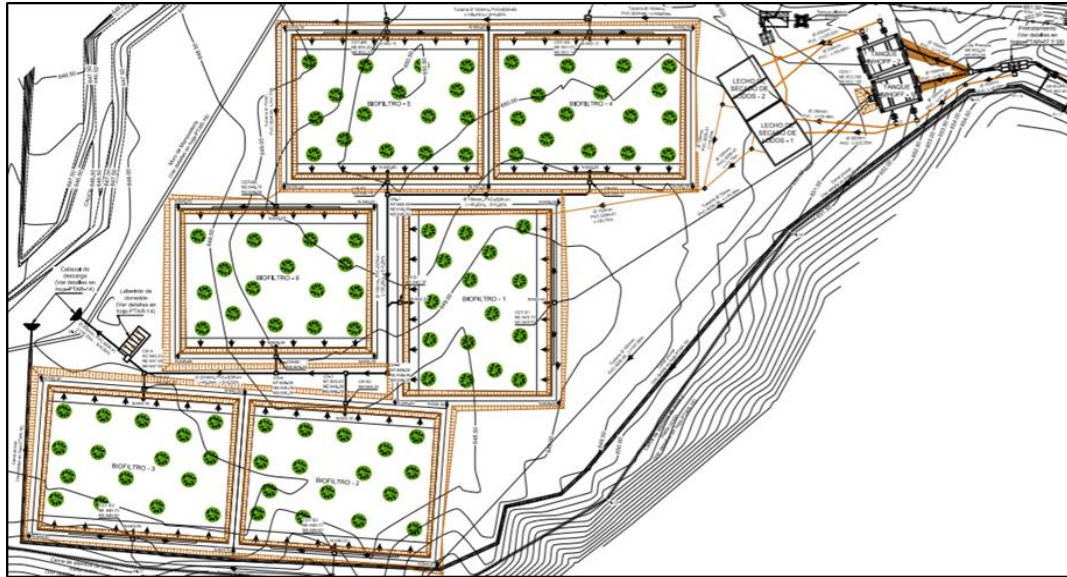


Figura 21: Configuración planimétrica de las obras de tratamiento

Para la primera etapa de construcción se proyecta construir un módulo de tratamiento (ver figura 22), es decir, para tratar la mitad del agua residual producida por la población de diseño, dejando holgura a que en el corto plazo se puedan extender las redes de alcantarillado y en la planta se pueda procesar el volumen adicional sin comprometer la capacidad de tratamiento existente. En esta primera etapa se adecuaron los componentes para priorizar áreas de servicio relevante dentro de la ciudad, dentro de las áreas priorizadas está el hospital, el casco central histórico, los centros educativos y zonas con alta densidad poblacional.



Figura 22: Módulo a construirse en primera etapa

5.4 Estimación de costo de las obras propuestas.

Los costos que a continuación se presentan son costos de mercado, el costo unitario directo incluye materiales, mano de obra, transporte y equipo, los costos indirectos fueron calculados a partir del costo directo, los porcentajes fueron determinados con valores usados en el mercado. El monto total de la obra que conlleva ejecutar la primera etapa del proyecto asciende a **USD 666,289.30** (seis sientos sesenta y seis mil dos sientos ochenta y nueve dólares con treinta centavos).

Tabla 36: Presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas servidas del casco urbano del municipio de Totogalpa					
Items	DESCRIPCIÓN	U / M	Cantidad	Costo Unitario (USD)	TOTAL DIRECTO USD
RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO					225,638.84
010-00	PRELIMINARES				2,147.90
010-1	Limpieza inicial	m ²	1.00	38.07	38.07
010-2	Trazo y Nivelación	m	3,978.23	0.53	2,109.83
020-00	ROTURA DE CARPETA DE RODAMIENTO AS				22,429.58
020-1	Adoquín	m ²	1,308.63	10.29	13,463.74
020-2	Asfalto	m ²	11.80	16.47	194.28
020-3	Concreto Hidráulico	m ²	355.12	24.70	8,771.56
030-00	TUBERÍA RED PRINCIPAL				110,135.74
030-1	EXCAVACIÓN PARA TUBERÍA				19,154.06
030-1-1	Excavación en Suelo Normal de 0 a 1.50 m	m ³	2,894.90	3.89	11,261.29
030-3-2	Excavación en Suelo Normal de 1.51 a 2.00 m	m ³	772.79	4.59	3,544.55
030-3-3	Excavación en Suelo Normal de 2.01 a 2.50 m	m ³	317.66	5.70	1,809.77
030-1-4	Excavación en Suelo Normal de 2.51 a 3.00 m	m ³	179.74	6.44	1,156.62
030-1-5	Excavación en Suelo Normal de 3.01 a 3.50 m	m ³	84.01	8.50	714.47
030-1-6	Excavación en Suelo Normal de 3.51 a mas	m ³	53.16	12.55	667.36
030-2	RELLENO Y COMPACTACIÓN				45,644.97
030-2-1	Relleno y Compactación con Material del Sitio	m ³	2,884.76	4.97	14,324.27
030-2-2	Suministro, Relleno y Compactación con Material Selecto	m ³	995.55	16.28	16,210.30
030-2-3	Suministro, Relleno y Compactación con Material Granular	m ³	354.38	16.28	5,770.23
030-2-4	Desalojo de material sobrante 5 km	m ³	1,484.93	6.29	9,340.18
030-3	INSTALACIÓN DE TUBERÍA				41,251.95
030-3-1	Suministro e Instalación de Tubería PVC de 8" SDR-41	m	1,091.36	13.56	14,798.00
030-3-2	Suministro e Instalación de Tubería PVC de 6" SDR-41	m	2,757.35	7.76	21,395.60
030-3-3	Suministro e Instalación de Tubería HFD de 8"	m	99.12	47.76	4,733.98

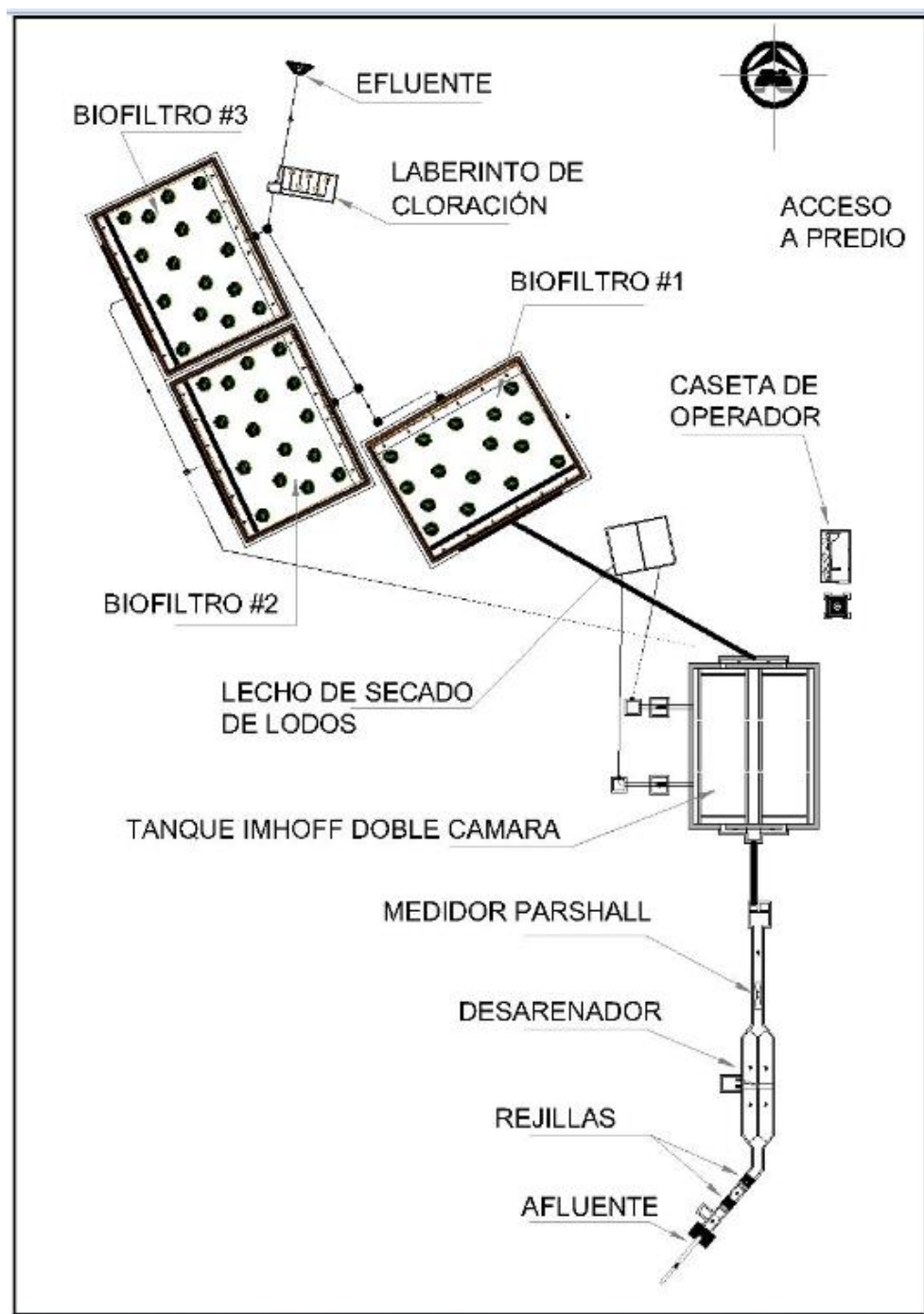
030-3-4	Suministro e Instalación de Tubería PVC de 8" SDR-26	m	15.00	21.63	324.38
030-4	CRUCES ESPECIALES				4,084.75
030-4-1	Construcción de cercha en cruce de cauce	m	15.00	241.34	3,620.08
030-4-2	Tubería 6" HFD en cruce carretera Panamericana	m	15.40	30.18	464.67
040-00	POZOS DE VISITA				50,831.57
040-1	EXCAVACIÓN PARA POZOS DE VISITA				3,081.69
040-1-1	Excavación en Suelo Normal de 0 a 1.50 m	m³	201.24	3.89	782.82
040-1-2	Excavación en Suelo Normal de 1.51 a 2.00 m	m³	83.37	4.59	382.39
040-1-3	Excavación en Suelo Normal de 2.01 a 2.50 m	m³	46.35	5.70	264.07
040-1-4	Excavación en Suelo Normal de 2.51 a 3.00 m	m³	82.51	6.44	530.99
040-1-5	Excavación en Suelo Normal de 3.01 a 3.50 m	m³	20.28	8.50	172.45
040-1-6	Excavación en Suelo Normal de 3.51 a 4.50 m	m³	75.60	12.55	948.96
040-2	RELLENO Y COMPACTACIÓN				2,458.05
040-2-1	Relleno y Compactación con Material del Sitio	m	202.53	4.97	1,005.68
040-2-2	Desalojo de material sobrante	m²	230.90	6.29	1,452.37
040-3	CONSTRUCCIÓN DE POZOS DE VISITA				45,291.83
040-3-1	Pozo de Visita Sanitario de 0 a 1.50 m	und	40.00	517.24	20,689.66
040-3-2	Pozo de Visita Sanitario de 1.51 a 2.00 m	und	14.00	609.24	8,529.38
040-3-3	Pozo de Visita Sanitario de 2.01 a 2.50 m	und	6.00	648.28	3,889.66
040-3-4	Pozo de Visita Sanitario de 2.51 a 3.00 m	und	9.00	703.45	6,331.03
040-3-5	Pozo de Visita Sanitario de 3.01 a 3.50	und	2.00	813.79	1,627.59
040-3-6	Pozo de Visita Sanitario de 3.51 a 4.50	und	4.00	896.55	3,586.21
040-3-7	Boca de Inspección Sanitaria hasta 1.50 m	und	3.00	212.77	638.32
050-00	CONEXIONES DOMICILIARES				40,094.05
050-1	Conexión Domiciliar Corta (0 a 2.50 m)	und	132.00	106.87	14,106.36
050-2	Conexión Domiciliar Larga (2.51 a 6.00 m)	und	139.00	130.41	18,127.14
050-3	Rotura y reparación de adoquín	m²	468.00	10.29	4,814.98
050-4	Rotura y reparación de Concreto Hidráulico	m²	123.30	24.70	3,045.57
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS					262,206.43
060-00	PRE-TRATAMIENTO				7,617.25
060-1	Cabezal de transición (tubería-canal)	und	1.00	324.99	324.99
060-2	Canal de concreto reforzado de 0.40x0.50m	m	10.59	80.76	855.24
060-3	Vertedero de demasía	und	1.00	251.95	251.95
060-4	Reja gruesa acero inoxidable	und	1.00	306.10	306.10
060-5	Reja fina acero inoxidable	und	1.00	357.79	357.79
060-6	Desarenador (6.30x1.70x1.07m)	gbl	1.00	2,150.34	2,150.34
060-7	Canal Parshall de W=6"	und	1.00	2,655.17	2,655.17
060-8	Caja primaria de repartición de caudal	und	1.00	435.01	435.01
060-9	Tubería 6" HFD de descarga en el Tanque Imhoff	m	9.30	30.18	280.67
070-00	TANQUE IMHOFF				48,291.06
070-1	Tanque Imhoff	und	1.00	35,189.55	35,189.55

070-2	Sistema de purga de lodos	gbl	1.00	5,665.01	5,665.01
070-3	Barandas y escalera	gbl	1.00	3,313.18	3,313.18
070-4	Sistema de quemado de biogás	gbl	1.00	3,747.80	3,747.80
070-5	Caja secundaria de repartición de caudal	und	1.00	375.52	375.52
080-00	BIOFILTROS				144,707.83
080-1	Limpieza Inicial	m²	1,704.00	0.26	446.57
080-2	Trazo y nivelación	m²	1,420.00	0.78	1,106.29
080-3	Descapote y corte con maquinaria (incl. reubicación material sobrante en el sitio)	m³	1,065.00	3.89	4,142.90
080-4	Relleno y compactación de Bermas de taludes	m³	1,555.27	4.97	7,722.69
080-5	Impermeabilizar con suelo cemento 1:10	m³	509.10	51.69	26,315.26
080-6	Suministro y colocación material filtrante fino	m³	2,385.57	30.73	73,313.30
080-7	Suministro y colocación material filtrante grueso	m³	484.83	30.73	14,899.76
080-8	Tubería PVC (φ4" y φ3") de alimentación a biofiltros	m	347.09	8.43	2,927.36
080-9	Sum. y coloc. canal de distribución de caudal	m	111.60	26.00	2,901.19
080-10	Sum. y coloc. tub 6" SDR-41 interno de biofiltros	m	112.25	8.31	932.46
080-11	Cajas de distribución de caudales	und	4	181.00	723.99
080-12	Caja de control de niveles	und	3	484.09	1,452.28
080-13	Sum. y coloc. tub 8" SDR-41 (aguas tratadas)	m	84.3744	17.22	1,452.86
080-14	Andén perimetral de concreto ciclópeo de 0.9 m	m	411.9	15.47	6,370.93
090-00	LECHO DE SECADO DE LODOS				8,127.69
090-1	Lecho de secado de lodos (10.45x10.45x1.20m)	gbl	1	8,127.69	8,127.69
010-00	LABERINTO DE CLORACIÓN + DESCARGA AL CAUCE				5,287.78
010-1	Laberinto de mampostería reforzada	m²	20.4	234.62	4,786.30
010-2	Tubería de descarga al cauce	m	10.25	17.22	176.50
010-3	Cabezal de descarga	und	1	324.99	324.99
011-00	CASETA				6,575.17
011-1	Construcción de caseta de operador	gbl	1.00	5,253.10	5,253.10
011-2	Construcción de torre con tanque para AP	gbl	1.00	955.60	955.60
011-3	Fosa séptica y conexión del servicio	gbl	1.00	366.46	366.46
012-00	CANAL PLUVIAL + DESCARGA AL CAUCE				14,479.39
012-1	Canal pluvial (285 m)	m³	38.48	361.60	13,914.32
012-2	Tubería de 12" PVC-SDR26 que descarga al cauce	m	4.50	53.35	240.09
012-3	Cabezal de descarga	gbl	1.00	324.99	324.99
013-00	MURO DE PROTECCIÓN				13,245.95
013-1	Construcción de muro de mampostería reforzada	m	117.60	112.64	13,245.95
014-00	CERCADO Y PORTÓN				12,931.87
014-1	Cercado malla ciclón de H=4' con estructura metálica	m	154.00	47.52	7,318.45
014-2	Cercado malla ciclón de H=4' con postes de concreto	m	298.00	14.64	4,363.62
014-3	Portón de malla ciclón de H=6'	gbl	1.00	1,249.79	1,249.79
015-00	SUMINISTRO DE AGUA POTABLE				942.45

015-1	Instalación de tubería de 1" PVC SDR-26	m	905.00	1.04	942.45
	SUB TOTAL COSTO DIRECTO				487,845.28
	<u>Costos Indirectos</u>				
	Administración 10% del directo	0.1			48,784.53
	Imprevistos 6% del directo	0.06			29,270.72
	Utilidades:10% de CD+ADM.+IMP.	0.1			56,590.05
	Supervisión 5% de CD	0.05			24,392.26
	SUB TOTAL COSTO INDIRECTO				159,037.56
	Total Directos + Indirectos				646,882.84
	Impuesto de la Municipalidad (1.0% CD+CI)	0.01			6,468.83
	Impuesto sobre la Renta (2.0% CD+CI)	0.02			12,938
	TOTAL ESTIMADO(USD\$)				666,289.3

5.5 Planos constructivos del sistema propuesto

En Anexo I Se presenta el juego de planos constructivos de las principales obras propuestas, estos se elaboraron en formato Cad versión 2016.



6.1 CONCLUSIONES.

- 1) El levantamiento topográfico, proporcionó la configuración altiplanimétrica del terreno, La dirección del drenaje sanitario sigue la tendencia de drenaje natural del terreno, o sea con orientación Este hacia el Oeste, esto quiere decir que el drenaje se origina al Sur del casco urbano y finaliza al Norte de Totogalpa, donde se localiza el área propuesta para el sistema de tratamiento.
- 2) Los elementos que componen el sistema de la red de recolección sanitario se diseñaron de acuerdo con los datos arrojados por el estudio y bajo criterios hidráulicos.
- 3) El diámetro de la red de alcantarillado sanitario comprende de 6" colector secundario y 8" de diámetro colector principal.
- 4) Todos los componentes del sistema cumplen con las normas mínimas de seguridad y funcionamiento establecidas en las normas y fueron tomadas en cuenta en los procesos de cálculos para los dimensionamientos correspondientes.
- 5) La propuesta de infraestructura fue concebida con materiales que se puedan adquirir localmente de manera fácil y su manera constructiva accesible a la mano de obra local.
- 6) Una vez realizado el tratamiento de las aguas, se verterá el efluente a un cauce natural que conduce a la quebrada Santo Domingo ubicada a 5 km de la planta de tratamiento, para que esta realice un tratamiento de biodegradación natural durante su recorrido.

6.2 RECOMENDACIONES.

- 1) ENACAL en coordinación con la municipalidad y los pobladores, deben darle el mantenimiento adecuado al sistema, para que pueda funcionar eficientemente durante el periodo de diseño.
- 2) En el momento de la ejecución del proyecto, se debe garantizar la supervisión, para que se cumplan las normas constructivas que especifican los planos.
- 3) Para la ejecución de la obra es importante sugerir que se utilice mano de obra de la zona, esto para minimizar los costos de la obra.
- 4) Control de niveles del agua en los tanques Imhoff Cada unidad de pretratamiento y tratamiento está diseñado para tener un nivel fijo de agua. Es la responsabilidad del operador mantener este nivel. El nivel debe revisarse todos los días y realizar su ajuste cuando la situación lo amerite.
- 5) Capacitar a toda la población beneficiada con el proyecto con el fin de darles a conocer la importancia de conectarse al sistema y como darle buen uso al servicio.
- 6) Evaluar la planta una vez esté operando para ajustar los parámetros de calidad del agua que fueron asumidos.

6.3 BIBLIOGRAFIA.

- NTON 09003-99. (2001). Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua. Nicaragua.
- INAA. (2005). Guías Técnicas para el diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales. Managua.
- VEOLIA-TECNITASA, A. m. (2014). *Estudio de factibilidad y diseños finales del sistema de agua potable en Santo Tomás y alcantarillado sanitario en Santo Tomás y Acoyapa*. Managua, Nicaragua.
- Nicaragua, G. d. (2006). *Cifras oficiales, Censo Nacional 2005*. Managua.
- ENACAL, E. N. (2018). *Especificaciones técnicas Ampliación de los sistemas de agua potable y Alcantarillado Sanitario de las Ciudades de Santo Tomás y Acoyapa* . Managua, Nicaragua.
- Bravo, J., y Torrez, F. (2015) Diseño de Alcantarillado Sanitario de la Ciudad de Nandaime-Granada.(tesis de Pregrado). Universidad Nacional de Ingenieria, UNI, Managua, Nicaragua.
- CONAGUA, C. N. (2009). Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Alcantarillado sanitario. México, D.F.
- ENACAL. (2003). PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE NICARAGUA. Managua, Nicaragua.
- Metcal&Eddy Inc. (1996). Recuperación y Reutilización de efluentes. En Ingeniería de aguas residuales Tratamiento, vertido y reutilización. Tomo 2 (págs. 1340-1346). México: McGRAW-Hill.



ANEXO I