



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN CINCO BARRIOS
DEL MUNICIPIO DE SOMOTO, DEPARTAMENTO DE MADRIZ.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Loyda Isamar Mendieta Sotelo

Br. Robin Jason Lazo Rivera

Tutor

MSc.Ing. María Elena Baldizòn Aguilar

Managua, Noviembre 2016

I. INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES.

El agua es el elemento vital para la vida, sin embargo una vez que ha sido consumida y utilizada, se hace necesario la recolección, conducción, tratamiento y adecuada disposición final de estas aguas residuales generadas en los asentamientos humanos, las industrias e instalaciones agropecuarias.

En los países en vías de desarrollo, son diversas las causas que influyen en la deficiente cobertura de servicios básicos, especialmente en sistemas de alcantarillado sanitario debido al crecimiento poblacional y a los altos costos para su construcción, operación y mantenimiento.

Se afirma que la más grande necesidad de una ciudad es la disposición apropiada del agua usada y de los desperdicios sólidos, particularmente aquellos que contienen excretas humanas. No es sólo deseable, sino necesaria, la eliminación inmediata y sin molestias de las aguas residuales de sus lugares de generación, seguida de su tratamiento y evacuación.

La acumulación y estancamiento del agua residual, puede generar grandes cantidades de olores fétidos, así como la presencia de numerosos organismos patógenos que se encuentran en el agua residual, es por ello la importancia de la implementación de un sistema de alcantarillado sanitario, pues con este se tiene la prevención de enfermedades de origen intestinal, además contribuye a mitigar la contaminación del medio ambiente.

La población total del municipio de Somoto en el año 2015 era de 20,268 habitantes según datos de cobertura de ENACAL del año 2015. En los últimos 34 años el sector urbano de Somoto ha experimentado una tasa anual de crecimiento promedio de 3.53%, inferior al 3.77% de promedio departamental. El sector urbano de Somoto

cuenta con servicio de abastecimiento de agua, este es administrado por ENACAL. En el área de estudio se conoce que el 97% de las viviendas tienen conexión de agua potable y que en promedio tienen 20 horas de servicio por día. La cobertura de alcantarillado sanitario del municipio de Somoto es del 61% de su población total.

En este informe se aborda la problemática actual de los habitantes de la ciudad de Somoto, Madriz, debido a que algunos barrios no cuentan con la infraestructura de redes de alcantarillado sanitario que les permita gozar de una calidad de vida apropiada.

El diseño de las redes de alcantarillado sanitario se basó en las normas del INAA (Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados) y la propuesta de ampliación de la planta de tratamiento actual se hizo según las guías del CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente) y documentos técnicos actuales de organizaciones no gubernamentales y cooperaciones de estudios en el sector de agua y saneamiento, en donde se denota la experiencia y criterios de diseño obtenidos a través de la implementación de tecnologías en la región y toda Latinoamérica.

Este proyecto formará parte del programa de Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario de la Ciudad de Somoto que impulsa ENACAL y la Alcaldía de Somoto que tiene como finalidad mejorar las condiciones sanitarias de los sectores beneficiados.

1.2 ANTECEDENTES.

Las redes de saneamiento surgieron en las ciudades europeas durante el siglo XIX en respuesta a los problemas sanitarios y epidemiológicos generados por la deficiente evacuación de las aguas fecales. En aquel momento la mayoría de estas ciudades disponían de un sistema de cloacas destinadas a la evacuación de las aguas de lluvia y residuales. Las aguas residuales se vertían a la calle y la lluvia las arrastraba a las cloacas, desde donde iban a un cauce (<https://es.wikipedia.org/wiki/Alcantarillado>).

Nicaragua cuenta con un promedio en Alcantarillado Sanitario del 42% del total de ciudades en el país; tomando en cuenta que la mayoría de estos se localizan en la ciudad de Managua y que muchos ya sobrepasaron su vida útil. (ENACAL, 2015).

La red de alcantarillado sanitario de Somoto fue sometida a un estudio con el fin de ejecutar el proyecto bajo el nombre "Tratamiento y ampliación del sistema de alcantarillado sanitario de la ciudad de Somoto, departamento de Madriz" realizado en el año 2004, este tuvo como objetivo que el sector Oeste se conectara al sistema existente y parte del sector Este, se diseñó para un sistema totalmente independiente el cual drena por gravedad hacia un sistema de tratamiento colindante con el sistema de tratamiento actual de la ciudad. El informe del proyecto antes mencionado servirá de antecedente para la descripción del sistema de alcantarillado actual en la ciudad de Somoto, Madriz.

1.3 JUSTIFICACIÓN.

El crecimiento acelerado de la población de una ciudad viene a incrementar la necesidad del abastecimiento de agua potable de la misma, esto conlleva a pensar también en la recolección de estas aguas servidas que genera la población, es indispensable que se le provea de un saneamiento adecuado con el fin de que la evacuación de las mismas no contamine el medio en que habitan.

La ciudad de Somoto está organizada territorialmente en 22 sectores. Los barrios Carlos Salgado, Feliciano Ramos, Juan Carlos Espinoza, Linda Vista y Los Maestros pertenecen a los sectores 9, 13, 16, 19 y 21. Actualmente en los barrios antes mencionados la población realiza la evacuación de las aguas servidas a través de patios, cauces y calles, esta forma de disponer de las mismas, genera la formación de charcas (aguas estancadas), provocando el desarrollo de enfermedades de transmisión vectorial como la diarrea, malaria, dengue y cólera. Así mismo la exposición de este líquido contaminado provoca la presencia de mosquitos y moscas.

Por tal razón se realizó el diseño de las redes de alcantarillado sanitario de cinco barrios de la ciudad de Somoto y una propuesta de ampliación de la planta de tratamiento actual, con el fin de resolver la problemática de salud pública y contaminación en los sectores este y oeste de la ciudad donde estos están ubicados, para evitar que las aguas grises y residuales escurran sin control por las calles de estos sectores y tengan una disposición final adecuada.

Debido a los datos antes mencionados los habitantes de los barrios Carlos Salgado, Feliciano Ramos, Juan Carlos Espinoza, Linda Vista y Los Maestros corresponden al 39% que no posee este servicio y están produciendo aguas grises las cuales evacúan a patios, cauces y calles lo cual provoca presencia de mosquitos y moscas que contamina el medio donde habitan estos en su mayoría están ubicados en el casco urbano de la ciudad. (*Anexo 1.a. Fotos de la problemática*).

Según el MINSA-SILAIS Madriz, el municipio de Somoto cuenta con un Hospital general ubicado en el casco urbano, el cual da cobertura a todo el departamento. El mismo reporta que las enfermedades más comunes padecidas por los habitantes son: 15% diarrea, 7% malaria, 10% dengue y 3% cólera todas relacionadas con la carencia de este servicio.

Ante la problemática mencionada se hace necesario recolectar el agua consumida y utilizada por la población mediante un sistema de alcantarillado efectivo que pueda reducir a un mínimo las enfermedades producidas por estas aguas residuales, además de evitar que las corrientes superficiales se contaminen y proveer un saneamiento del medio.

Para lo cual se realizó el diseño de las redes de alcantarillado sanitario que venga a dar solución a la situación expuesta y mejorar la calidad de vida de sus habitantes ya que ayudará a mejorar la higiene de la población, impulsar el desarrollo económico y social del municipio, reducir el impacto ambiental que ocasiona la disposición de excretas y el vertimiento de aguas servidas en las calles, a la vez eliminar los focos de proliferación vectorial y enfermedades de transmisión hídrica.

II. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL.

Diseñar la red de alcantarillado sanitario de los barrios Carlos Salgado, Feliciano Ramos, Juan Carlos Espinoza, Linda Vista y Los Maestros en el municipio de Somoto, departamento de Madriz; aplicando los criterios de diseño del INAA, para un periodo de diseño de 20 años.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

1. Realizar encuesta socioeconómica en la zona de estudio para conocer el nivel de vida de los habitantes y su disponibilidad.
2. Determinar la cantidad de población beneficiada con el fin de conocer el aporte de aguas residuales de los cinco barrios.
3. Recopilar los levantamientos topográficos existentes del área de estudio y completar la información necesaria para trazar la red de alcantarillado sanitario.
4. Diseñar la red de alcantarillado sanitario en los cinco barrios y el emisario de descarga hacia la planta de tratamiento de aguas residuales existente y evaluar su capacidad para recibir el aporte de las aguas residuales de los barrios.
5. Elaborar un estimado de costos del proyecto y cantidades de obras propuestas.

III. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO

3.1 UBICACIÓN.

La ciudad de Somoto pertenece a la Región I conocida como “Las Segovias”. Esta región comprende los departamentos de Nueva Segovia, Madriz y Estelí, y tiene una superficie de 7,060 km² (INETER), la región abarca el 5.8% del territorio nacional y alberga al 9.9% de la población de la república de Nicaragua. En términos generales la población se distribuye en un 44% en el área urbana y un 56% en la zona rural, es decir que presenta características socio-demográficas rurales.

El departamento de Madriz es el más pequeño de los tres contenidos en la Región. Ocupando el 25% del área regional, con una extensión de 1,708 km². Se localiza a 217 kilómetros al norte de Managua (*Figura 1*) a orillas de la carretera panamericana CA-1; en los 13°28' latitud norte y 86°35' longitud oeste con una altitud promedio de 700.00 m.s.n.m y a 20 kilómetros de la frontera con Honduras.

El municipio de Somoto abarca una extensión territorial de 466.18 km² (INETER), presentando bidimensionalmente una forma de rombo alargado de noroeste hacia sureste. Según el censo de INIDE (anteriormente INEC) en el año 2005, la población total del municipio de Somoto en el año era de 33,788 habitantes y su densidad poblacional promedio del municipio es de 72.5 personas por Km².

Los límites geográficos del municipio de Somoto son los siguientes (*Figura 2*):

- Al norte: con los municipios de Santa María y Macuelizo (departamento de Nueva Segovia).
- Al sur: con los municipios de San Lucas y Pueblo Nuevo (este último en el Departamento de Estelí).
- Al este: con los municipios de Yalaguina y Totogalpa (departamento de Madriz).
- Al oeste: con la república de Honduras.

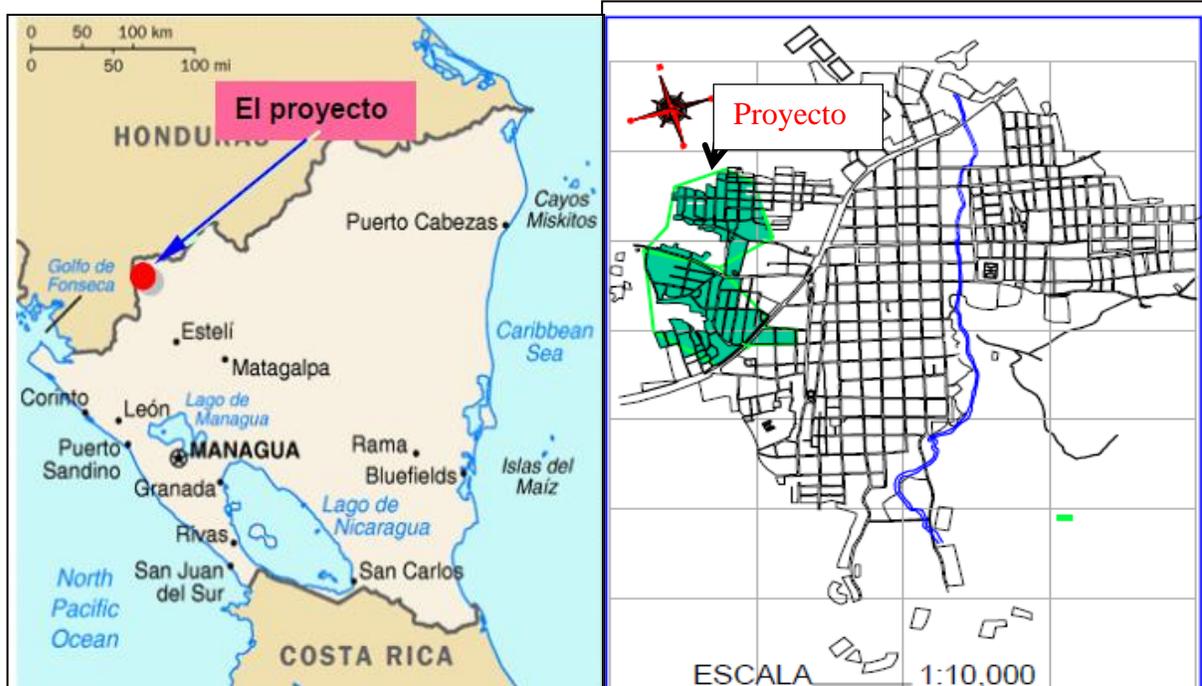


Figura 1. Macro y Micro localización

Fuente: Propia.

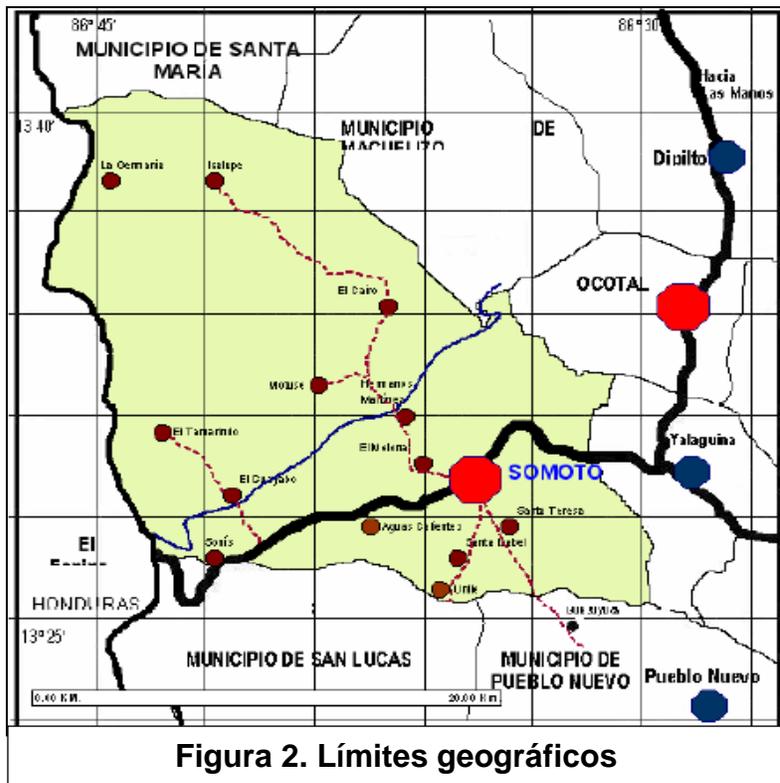


Figura 2. Límites geográficos

Fuente: Propia.

3.2 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO.

El municipio de Somoto se caracteriza por presentar una topografía accidentada con pendientes que oscilan entre el 30 y el 50% con formaciones de suelo ondulado y de origen volcánico. Dentro del área de estudio y en las periferias del área urbana se presentan las siguientes pendientes:

- Al Norte son del 4 al 8%.
- Al Sur son del 8 al 15%, 30 a 50% y 50 a 75% (Esta última corresponde al Cerro La Cruz).
- Al Este son del 4 al 8% y del 30 al 50%.
- Al Oeste son del 0 al 4% y del 30 al 50% (Esta última es parte de las pendientes donde se localiza el Sector 19).

La geomorfología del área está dominada por sistemas de colinas de relieve rugoso alineadas en dirección NE, hacia el oeste y noreste de Somoto ocurren valles y llanos de material residual y aluvial entre este sistema de relieve de dirección preferencial NE.

El área de estudios presenta una configuración de cuadrícula tradicional, el drenaje natural sobre se orienta de sur a norte y de este a oeste, aspecto de importancia relevante para los estudios del sistema de alcantarillado sanitario.

3.2.1 Geología.

La ciudad de Somoto está localizada en la región hidrogeológica de “Las Tierras Altas del Interior”, en la parte Norte del país, cerca de la frontera con Honduras, en una zona geológicamente constituida por rocas volcánicas terciarias pertenecientes a los grupos Matagalpa y Coyol, a las que se sobreponen depósitos aluviales, en los valles de los ríos principales.

La geología del municipio de Somoto es compleja ya que en ella interactúan formaciones geológicas sedimentarias, metamórficas y volcánicas.

3.2.2 Hidrogeología.

Desde el punto de vista hidrogeológico, solamente los depósitos aluviales constituyen un acuífero explotable, bien productivo; las vulcanitas presentan una permeabilidad generalmente muy baja y no pueden ser considerados verdaderos acuíferos; solamente algunas zonas donde estas rocas se encuentran particularmente fracturadas o intemperizadas pueden presentar una cierta permeabilidad secundaria y dar lugar a una modesta circulación subterránea.

Los depósitos aluviales se extienden a lo largo del valle del Río Coco, desde la zona del Valle el Guayabo hasta la zona de Patastule (al oeste del Cerro El Melonar), para una longitud de unos 4 km, con una amplitud mínima de cerca de unos 200 m, menos que en la zona de Los Ángeles, donde se expanden hasta aproximadamente unos 500 m de ancho. La superficie total de afloramiento de los depósitos cuaternarios a orillas del Río Coco puede ser evaluada, en el tramo considerado, en cerca de unos 2 Km².

El nivel del agua, según los registros de los pozos perforados, se localiza a profundidades muy cercanas del nivel de la superficie, generalmente entre 3 y 6 metros, con las profundidades menores en los pozos localizados más cerca del río. El acuífero se encuentra en condiciones generalmente freáticas.

La recarga del acuífero aluvial ocurre por infiltración directa de las precipitaciones sobre el área de afloramiento de los depósitos aluviales y principalmente, por infiltración de las aguas superficiales que escurren en el río Coco.

3.2.3 Clima y Recursos Hídricos.

Según INETER en el municipio se precipitan en promedio anual 990 mm, esto caracteriza al lugar como zona de Trópico Seco. Las mayores precipitaciones se manifiestan en el periodo de mayo a octubre, cuando se registran 117 mm al mes.

En la (Figura 3) se pueden ver las curvas de isoprecipitación promedio anual de INETER, en las que se observa que Somoto está ubicado en las curvas con precipitación promedio de 1000 mm/año.

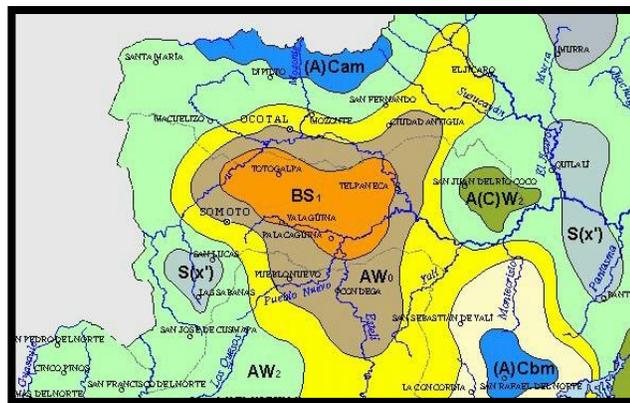
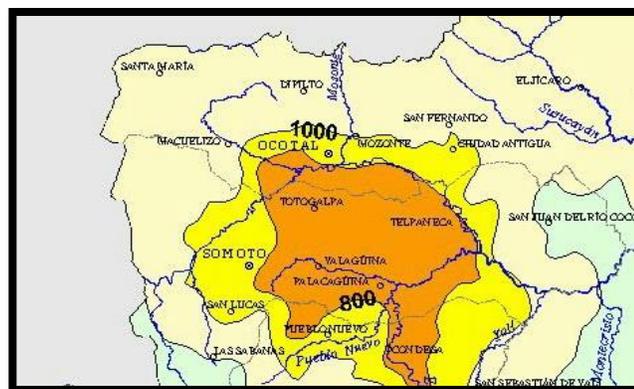


Figura No. 3 Curvas de Isoprecipitación promedio anual

Fuente: INETER

En términos generales el municipio presenta un clima de sabana tropical con algunas variaciones según la altura. Las temperaturas medias del municipio son cálidas y oscilan entre los 20 y los 26.5° C, la temperatura promedio anual es de 22.5° C.



Fuente: INETER

Figura No. 4 Curvas de clasificación del Clima Köppen modificado

Según Kóppen modificado, el área se caracteriza por ser clima cálido y sub húmedo con precipitaciones en la temporada seca (*Figura 4*).

3.2.4 Hidrología Superficial.

La localidad se encuentra en la zona alta de la cuenca del Río Coco, cerca de su ingreso en territorio nicaragüense. En el área se reconocen dos zonas geomorfológicas, la zona montañosa que se desarrolla en la parte Sureste hasta el Noroeste de la ciudad y la zona llana que ocupa la parte central del área de estudio.

La ciudad está circundada por la cadena montañosa denominada “Serranía de Somoto”. La altura topográfica varía entre los 700 m de la zona llana y los 1,730 m, altura máxima del volcán de Somoto.

En las planicies existen bosques matorralosos y caducifolios, los suelos se prestan para una gran variedad de cultivos de subsistencia, en las mesetas predominan sabanas de pastos. En las zonas más elevadas se encuentran bosques. En el área plana afloran depósitos aluviales y coluviales de poco espesor y formados de arena, limo y arcilla. En todo el sector se encuentra una fuerte deforestación que está acelerando la pérdida de suelo y la erosión.

En la parte llana que se encuentra relativamente plana está ocupada por la población de Somoto, y atravesada de Sur a Norte por la quebrada del mismo nombre, de régimen intermitente y con una cuenca de drenaje de cerca de 33 km² a su desembocadura en el río Coco y de 11 km² aguas arriba de la ciudad.

El área de Somoto carece de corrientes superficiales permanentes. Para información de hidrología superficial se dispone de observaciones limnigráficas y de caudal a la estación de Palmiras, ubicada en el Río Coco, 15 km aguas abajo de Somoto, y cubriendo un área de drenaje de 1,000 km². Según los datos se observa

que el río se puede secar en determinados períodos de verano (hasta los 2-3 meses).

En este municipio se da origen por medio de los Ríos Comalí y Tapacalí al Río Coco, una de las fuentes hidrográficas más extensas e importantes de Nicaragua, el Río Coco es el más caudaloso y largo de Nicaragua (698.5 m³/s en su desembocadura).

El Río Coco en el tramo comprendido entre el valle El Guayabo la quebrada La Paluncia recibe los siguientes afluentes: por el sector sudeste recibe el Río Somoto, quebrada los Martínez, río aguas calientes, el río Inalí, la quebrada El Guayabo y por el noreste recibe el río Yará, quebrada Portillo del Cortés, quebrada José, quebrada El Cachinflinal, quebrada la Ceiba y quebrada La Paluncia.

3.3 POBLACIÓN Y VIVIENDA.

En base a estimaciones se considera que a nivel municipal se registra un total de 6,279 viviendas, de las que 4,009 viviendas son urbanas que constituyen el 63.85% y 2,270 (estimadas) son rurales para un 36.15% del total.

El municipio de Somoto está dividido en el área urbana según *Cuadro No.1*.

Cuadro No. 1 División Administrativa de Somoto

Sector	Nombre del Barrio	Sector	Nombre del Barrio
1	Barrio Pancasán.	10	Barrio Luis Alfonso Velásquez.
2	Barrio Mauricio Cajina.	11	Barrio Carlos Fonseca.
3	Barrio Pedro Joaquín Chamorro.	12	Barrio Julio Maldonado.
4	Barrio Orlando López.	13	Barrio Feliciano Ramos.
5	Barrio Víctor Manuel Rivas.	14	Barrio Julio Ramos.
Sector	Nombre del Barrio	Sector	Nombre del Barrio

6	Barrio Augusto Salinas Pinell.	15	Barrio Amado Palma.
7	Barrio Constantino Maldonado.	16	Barrio Juan Carlos Espinoza.
8	Barrio Raúl Zapata.	17	Barrio Carlos Núñez.
9	Barrio Carlos Salgado.	18	Barrio Villa Solidaridad.

Fuente: Alcaldía Municipal Somoto.

3.3.1 Datos de población.

Los datos de los tres últimos censos oficiales, marcan los siguientes indicadores de crecimiento del *Cuadro No.2*.

Cuadro No. 2 Crecimiento Urbano años 1971 – 2005

Censos(habitantes)			1971	1995	2005	T.C
República	Nicaragua	urbana	896,380	2,370,810	2,875,550	4.14%
Departamento	Madriz	urbana	11,552	27,411	40,681	3.67%
Municipio	Somoto	urbana	5,579	14,218	18,126	3.97%

Fuente: INIDE

El crecimiento urbano de Somoto mostrado en el cuadro anterior es del 3.97%, superior que el registrado en el Departamento de Madriz y ligeramente inferior al de la República.

3.4 ACTIVIDADES SOCIOECONÓMICAS.

La base económica del municipio está dada por el desarrollo de la actividad agrícola con la producción de granos básicos (maíz, frijol) en la mayoría de las comunidades, destacándose la producción de henequén en la comunidad de Uniles, producción de uvas en la Guayaba, producción de sorgo en la microregión VI, producción de

frutas y hortalizas en las micro regiones IV, V, VIII y IX. La actividad pecuaria (ganado vacuno, ganado menor y caprino) está en proceso de reactivación.

La economía a nivel de ciudad descansa en la actividad terciaria, identificándose una buena cantidad de establecimientos comerciales. La ciudad tiene actividad comercial, lo que se comprueba con la existencia de un banco estatal, un mercado municipal en el centro del casco urbano, talleres de panificación, ebanistería, cerámica, zapatería, electromecánica y costura artesanal; a menor escala existen pequeños y medianos establecimientos comerciales de diferentes artículos.

Los productos ofertados en esta actividad, en su mayoría son importados de otros departamentos específicamente de Managua, Estelí, en casos exclusivos del vecino país Honduras, Guatemala, El Salvador y Panamá. Por otra parte son consumidos los productos que ofrece el sector rural como son: perecederos, leche, carne, frutas, verduras, entre otros. También se comercializan productos elaborados en la zona, como dulces, rosquillas, flores, adornos, coronas, artículos varios, etc.

3.5 SERVICIOS EXISTENTES.

3.5.1 Agua y Saneamiento.

El sector urbano de Somoto cuenta con servicio de abastecimiento de agua proveniente de los pozos del municipio ubicados aguas arriba de la cuenca del río Coco, este sistema es administrado por ENACAL. En el área de estudios se estimó que el 97% de las viviendas tienen conexión de agua potable y que en promedio tienen 20 horas de servicio por día. El 11% de los abonados tienen facturas pendientes de pago con la institución y las facturaciones en promedio están entre la cifra de 50 y 100 córdobas por abonado.

La ciudad de Somoto cuenta con una red de alcantarillado sanitario de cobertura parcial, en el cual predomina el criterio hidráulico de funcionamiento por gravedad

que está dividido en los sectores este y oeste. En el sector Este las aguas servidas son llevadas al sistema de tratamiento de aguas conocido como Somoto Nuevo, ubicados en los predios de ENACAL, colindante con el sistema Somoto viejo. En el sector Oeste la disposición de las excretas se hace por medio de letrinas.

Dicho sistema de alcantarillado cuenta con un total de 8,317.69 m de tuberías de plástico de 6" y 8" y 127 pozos de visitas sanitarios con una línea de conexión de 778.66 m de longitud y 8" de diámetro de tipo ADS. La cantidad de conexiones domiciliarias es de 600.

En el sector oeste la red de alcantarillado ha tenido dos ampliaciones de las cuales se obtuvo información de la más reciente, la cual consistió en un sistema de 1,311.68 m de tuberías de plástico con diámetros de 6" y 27 Pozos de Visitas Sanitarias que se instalaron un total de 60 conexiones domiciliarias.

El proyecto se diseñó para una proyección de 25 años y se benefició a una población de 5,552 habitantes para el sector oeste y 720 habitantes para el sector este. Esta etapa de ampliación se realizó en un tiempo estimado de 4 a 6 meses de construcción, el área que abarcó el proyecto fue de 56 Ha incluyendo alcantarillado y tratamiento.

La red total del Alcantarillado Sanitario del municipio de Somoto está comprendida entre *Cuadro No.3* y el catastro de redes existentes que drenan al sistema Somoto Viejo.

Cuadro No. 3 Catastro de Red de Alcantarillado Sanitario existente.¹

Diámetro	Cantidad
6"	8300
8"	8500

¹ LUX DEVELOPMENT. (2007). Estudio de Impacto Ambiental del Alcantarillado Sanitario de los sectores este y oeste de Somoto, Madriz, Nicaragua

10"	156
Total	16956

3.5.2 Drenaje Pluvial.

En el área urbana se identifican una serie de cauces naturales, cuya longitud total es de 5,630.39 m, contando con 2,268.39 m. de tramos revestidos y 3,362 m de cauce sin revestir. El drenaje se realiza de manera superficial haciendo uso de cunetas que conducen el agua pluvial hasta tragantes existentes en algunos tramos de calle que inducen el agua a los cauces ya sea revestidos o naturales para descargar principalmente en la quebrada de Somoto.

3.5.3 Manejo de Desechos Sólidos.

En el municipio de Somoto existe el servicio de tren de aseo el cual cubre solamente la ciudad de Somoto en un 50%, la periodicidad es de dos veces por semana y recolectan un aproximado de 66 m³ de basura. La basura es depositada en basurero a cielo abierto en las afueras de la ciudad. Uno de los impedimentos para expandir o mejorar el servicio es el hecho de que actualmente solo existe una unidad recolectora y presenta con frecuencia desperfectos mecánicos.

La Alcaldía y el Centro de Salud realizan jornadas de limpieza y recogen la basura que el tren de aseo no recolecta debido a la dificultad de acceso vial. Entre las prioridades de limpieza están las entradas a la ciudad, que la atraviesa la carretera panamericana, así como los espacios para el ocio; parques y bulevares, los cuales las hacen lucir más estéticas.

3.5.4 Vialidad y Transporte.

El Municipio de Somoto cuenta con una red vial que le permite la conexión a nivel internacional, nacional y a lo interno del mismo, identificándose como vía regional

la carretera panamericana y una red de caminos de penetración de todo tiempo y de estación seca que comunica el área urbana con la rural. Los caminos se encuentran deteriorados por falta de mantenimiento.

El sistema de transporte está compuesto por rutas interurbanas de servicio ordinario y expreso que comunican a Somoto con Ocotol, El Espino, Estelí y Managua. Dentro del departamento existen rutas ordinarias hacia San Lucas, Cusmapa, San Juan de Río Coco (10 unidades). También existen 5 unidades que cubren las rutas hacia las comunidades rurales de El Tamarindo, Icalupe, La Carbonera, Guasuyuca y Los Caracoles.

3.5.5 Telefonía.

El servicio es administrado por ENITEL, dispone de una central digital con capacidad de 828 cuñas, de las que 731 cuñas corresponden al área urbana de Somoto para un 23.02% de cobertura.

3.5.6 Energía Eléctrica.

Según datos de ENEL, existe un total de 2,071 conexiones domiciliarias. El resto de viviendas, incluyendo el área rural utilizan mechones, candiles o candelas. El alumbrado público está compuesto por 310 luminarias de mercurio localizadas en el casco urbano, las que se encuentran en un estado intermedio, ya que en algunos casos los equipos instalados se encuentran en el final de su vida útil y la empresa no cuenta con recursos materiales para reponerlos. Los principales territorios afectados son los sectores 16, 17 y 18 en el casco urbano de Somoto.

3.5.7 Educación.

Según datos del Ministerio de Educación a nivel municipal existen 101 centros educativos, 26 que corresponden al área urbana y el resto al área rural, los cuales

brindan las diferentes modalidades educativas. A nivel de educación superior existen tres universidades. Para la recreación y el esparcimiento, se dispone de bibliotecas públicas, parques, e infraestructuras deportivas.

Al nivel preescolar existe un total de 39 centros educativos, con una distribución de 11 en el área urbana y 41 en el área rural. Al nivel de primaria regular y multigrado existen un total de 57 centros educativos, 16 en el área urbana y 41 en el área rural. Para educación secundaria solo existe un centro educativo público en el municipio.

En el área urbana existen 29 instalaciones educativas, en 24 de éstos se brinda educación preescolar, 1 de atención especial (primaria), 5 de educación primaria, 2 de educación primaria incompleta, 3 de educación secundaria y 2 de secundaria a distancia.

3.5.8 Salud.

Según el MINSA-SILAIS Madriz, el municipio de Somoto cuenta con 1 Hospital General ubicado en el casco urbano, el cual tiene una cobertura departamental. Este Hospital cuenta con los servicios de farmacia, sala quirúrgica, rayos X, y un total de 120 camas para pacientes internos; así como con un personal compuesto por 26 médicos y 121 paramédicos (entre auxiliares, enfermeras y técnicos).

Además cuenta con cuatro puestos de salud con cobertura comunal ubicados en las comunidades: El Cairo, La Playa, Asentamiento Hnos. Martínez y San Juan de Somoto.

3.5.9 Mercado.

El mercado municipal se encuentra ubicado en el Barrio Pedro Joaquín Chamorro de esta ciudad y tiene una cobertura municipal. Presenta una infraestructura con todos los servicios básicos: agua, luz, drenaje Sanitario.

3.5.10 Cementerios.

Existen en el municipio de Somoto 3 cementerios ubicados de la siguiente forma: Cementerio de Somoto: Ubicado en el barrio Chapali y que tiene un área total de 11 manzanas de las cuales 8 manzanas han sido utilizadas, presenta un estado físico y se encuentra lotificado. Los Cementerio Santa Isabel y el cementerio El Tamarindo ambos están llenos en su totalidad y en buen estado físico.

3.5.11 Parques.

Existen en la ciudad de Somoto dos parques, una plaza y dos áreas comunales. El parque José Santos Zelaya y parque Julio Ramón Miller presentan un regular estado físico y el tipo de mantenimiento es limpieza. El área comunal "Villa Libertad" y área comunal "Lucila" presentan un mal estado físico y el tipo de mantenimiento es limpieza. El problema que se presenta con todos es que hay presupuesto para dotar de juegos y ornamentos.

IV. MARCO TEÓRICO

4.1 ESTUDIOS DE POBLACIÓN Y PERIODOS DE DISEÑO.

La cantidad de alcantarillado sanitario que se construye en una ciudad, depende de la población existente y su proyección. La determinación de la cantidad de aguas residuales a eliminar de una ciudad es fundamental para el proyecto de instalaciones de recolección, bombeo, tratamiento, evacuación y futuras extensiones del servicio.

La información necesaria para seleccionar la tasa de crecimiento con la cual ha de proyectarse la población de la localidad en estudio, puede conseguirse en las Instituciones siguientes:

En Nicaragua, el organismo estatal encargado de llevar los datos oficiales acerca del crecimiento poblacional es el Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE), antes llamado Instituto Nicaragüense de Estadísticas y Censos (INEC), cuyos datos abarcan a todo el país. Ahí se puede encontrar los documentos de los últimos censos nacionales realizados en los últimos años. Información proveniente de Instituciones propias del lugar, tales como: Alcaldías, ENEL, ENACAL y el MINSA. Se hará uso de los planes reguladores urbanísticos que se hayan desarrollado o se estén desarrollando por el Instituto Nicaragüense de la Vivienda Urbana y Rural (INVUR) y la Alcaldía.

También se puede proyectar la población considerando el número de viviendas, lotes de saturación y número de habitantes por vivienda.

4.1.1 Métodos de cálculo de proyección de población.

El método de cálculo más utilizado en Nicaragua es el método geométrico, sin que ellos sean los únicos que se puedan aplicar ya que también existen los siguientes:

Tasa de Crecimiento a Porcentaje Decreciente, Método Geográfico de Tendencia, Método por Porcentaje de Saturación, etc.

4.1.1.1 Método Geométrico.

Este método es más aplicable a ciudades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua (Normas de INAA). Se recomienda usar las siguientes tasas en base al crecimiento histórico:

- Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano mayor de 4%.
- Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano menor del 2.5%.
- Si el promedio de la proyección de población por los dos métodos adoptados presenta una tasa de crecimiento:
 1. Mayor del 4%, la población se proyectará en base al 4%, de crecimiento anual.
 2. Menor del 2.5%, la proyección final se hará basada en una tasa de crecimiento del 2.5%.
 3. No menor del 2.5%, ni mayor del 4%, la proyección final se hará basada en el promedio obtenido.

4.1.1.2 Método de Saturación.

Este método trata de establecer la población de saturación para un lugar determinado. Para aplicar este método, es necesario constar con suficiente información del sitio, que permita obtener el número de viviendas, el número de

lotes vacíos que representarán el número de viviendas futuras y el índice habitacional.

El método se basa en determinar la cantidad máxima de habitantes que pueden alcanzar en el área del proyecto.

4.1.2 Período de Diseño.

El período de diseño se estima en base a factores que inciden en la capacidad y buen funcionamiento del sistema, estos factores son:

- Vida útil de los elementos que componen el sistema.
- Planes de desarrollo futuro.
- Tasa de crecimiento de la población
- Funcionamiento del sistema en sus primeros años de vida
- Capacidad de población del área de estudio.
- Población de saturación.

De acuerdo a las normas de diseño del INAA, se diseña para un período de 20 - 25 años por lo que la población futura será para ese período y depende de factores como economía, fondos disponibles y criterio del diseñador.

4.2 APORTES DE AGUAS RESIDUALES.

El Sistema de Alcantarillado de Aguas Residuales está constituido por el conjunto de estructuras e instalaciones destinadas a recoger, evacuar, acondicionar 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, industriales, etc. Sin embargo, se puede observar que no toda el agua abastecida

por el acueducto vuelve, en forma de agua usada a la cloaca, debido a que una parte es descargada fuera del sistema de recolección. (McGhee, 1999)

4.2.1 Gasto Medio (Q_{med}).

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

4.2.2 Gasto Mínimo ($Q_{mín}$).

El gasto mínimo de aguas residuales en las alcantarillas corresponde a 1/5 del gasto medio (INAA, 2004); actualmente el gasto mínimo aplicado en el diseño de las alcantarillas, representa el flujo pico que resulta de la descarga de un inodoro sanitario teniendo un valor de 1.5 lps. (INAA, 2013)

4.2.3 Gasto Máximo ($Q_{máx}$).

Existen muchos factores, dentro de la literatura, que nos permiten determinar el gasto máximo de aguas residuales. En Nicaragua se emplea el conocido factor de Harmon (H) para el diseño de las redes convenciones.

4.2.4 Gasto de Infiltración (Q_{inf}).

El caudal de infiltración incluye el agua del subsuelo que penetra a las redes de alcantarillados, a través de paredes de tuberías defectuosas, uniones de tuberías, conexiones, estructuras de pozos de visita, cajas de paso, terminales de limpieza, etc.

El coeficiente de infiltración varía según:

- La altura del nivel freático sobre el fondo del colector.

- Permeabilidad del suelo y cantidad de precipitación anual.
- Dimensiones, estado y tipo de alcantarillas y cuidado en la construcción de cámaras de inspección.

4.2.5 Consumo Comercial, Industrial y Público.

Para las ciudades y localidades del país, exceptuando la capital, (INAA, 2004) brinda diversos porcentajes de acuerdo a la dotación domestica diaria, en casos especiales se estudiará específicamente en forma detallada.

4.2.6 Gasto de Diseño (Qdis).

El caudal de diseño para alcantarillas es el caudal máximo, para el caso de alcantarillado con un adecuado control en las conexiones domiciliarias más caudales adicionales como caudal de infiltración más caudales especiales, que pueden ser, comercial, industrial, institucional u otros.

4.3 REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

4.3.1 Alcantarillado sanitario.

Se denomina Alcantarillado Sanitario al sistema de conducción y recolección de aguas residuales domésticas e industriales. (McGhee, 1999)

4.3.2 Aguas Residuales.

Agua residual se define como un tipo de agua que está contaminada con desechos originados por actividades domésticas, industriales y por agua que se filtra por la tubería (agua subterránea y pluvial). (Baldizòn, 2007)

4.3.3 Clasificación de Aguas Residuales.

4.3.3.1 Doméstica.

Es el agua residual (también llamada Sanitaria), procedente de residencias, instalaciones comerciales, públicas y similares.

4.3.3.2 Industrial.

Comprenden las descargas líquidas de procesos industriales como manufactura y procesamiento de alimentos.

4.3.3.3 Infiltración y conexiones incontroladas.

Es el agua que penetra de forma no controlada en la red de alcantarillado procedente del subsuelo, y agua pluvial que es descargada a la red a partir de fuentes tales como bajantes de edificios, drenes de cimentaciones y alcantarillas pluviales.

4.3.3.4 Agua pluvial.

Es el flujo derivado de eventos de precipitación, el cual es introducido deliberadamente dentro de las alcantarillas con el propósito de ser transportado. (McGhee, 1999).

4.3.4 Tipos de Redes de Alcantarillado.

4.3.4.1 Sistema Combinado.

Cuando las aguas negras y las aguas de lluvia se drenan conjuntamente, se diseñan y construyen colectores que denominamos sistema unitario, mixto o combinado. Es

una solución económica inicial desde el punto de vista de la recolección, pero no lo será tanto cuando se piense en la solución global de saneamiento que incluye la planta de tratamiento de las aguas residuales, ya que este caudal combinado es muy variable en cantidad y calidad, lo cual genera perjuicios en los procesos de tratamiento.

4.3.4.2 Sistema Separado.

Un sistema separado contempla una red de alcantarillas para conducir las aguas negras y otra red de tuberías que conjuntamente con las estructuras especiales de recolección conducirán exclusivamente aguas de lluvia donde serán recogidas en sumideros y enviadas por la red de recolectores de aguas pluviales hasta un cauce natural y por otra parte conduciendo las aguas negras o servidas hasta la caja de registro de la edificación para incorporarlas al sistema de alcantarillado sanitario.

4.3.5 Sistema de Alcantarillado Convencional.

El Sistema Convencional, es el más utilizado en Nicaragua, está compuesto por tuberías con diámetro mínimo de 150 mm, pozos de visita y conexiones domiciliarias con una caja de registro en cada vivienda. Todas las tuberías se diseñan únicamente para que pasen por la red pública en las calles con una profundidad mínima de 1.20 m, más el diámetro del tubo. (Normas INAA).

Se controla la sedimentación a través de la velocidad en las tuberías, que como mínimo se permite de 0.60 m/s a tubo lleno y 0.30 m/s para la velocidad de diseño.

4.3.6 Componentes de la Red de Alcantarillado Sanitario.

4.3.6.1 Conexión Domiciliar.

Son pequeñas cámaras construidas de hormigón, ladrillo o plástico que conectan el alcantarillado privado, interior a la propiedad, con el público, en las vías.

4.3.6.2 Conductos.

Son tuberías destinadas a la recolección del agua proveniente de las viviendas, se clasifican de acuerdo a su ubicación de la siguiente manera:

- *Lateral*: Colecta las aguas de la vivienda, pero no recibe agua de otro conducto.
- *Colector secundario*: Colector domiciliario de diámetro menor a 150 mm (6") que se conecta con un colector principal.
- *Colector principal*: Capta el caudal proveniente de dos o más colectores secundarios domiciliarios.
- *Interceptor*: Colector que recibe la contribución de varios colectores principales, localizados en forma paralela y a lo largo de las márgenes de quebradas y ríos o en la parte más baja de la cuenca.
- *Emisario final o evacuador*: Colector que tiene como origen el punto más bajo del sistema y conduce todo el caudal de aguas residuales a su punto de entrega, que puede ser una planta de tratamiento o un vertimiento a un cuerpo de agua como un río, lago o el mar. Se caracteriza porque a lo largo de su desarrollo no recibe contribución alguna. (Baldizòn, 2012)

4.3.6.3 Pozos de Visitas.

Son cámaras de inspección verticales que permiten el acceso a los colectores para facilitar su mantenimiento. Se construyen de ladrillos de barro y tienen diámetros internos de 1.20m.

4.3.7 Características de las Alcantarillas.

Las alcantarillas deben ser de dimensiones convenientes, pues en caso contrario podrán desbordarse y producir daños en la propiedad, peligro para la salud y perjuicios en general.

La determinación de las dimensiones necesarias, exige la estimación de las aguas residuales y del empleo de la hidráulica, para establecer dichas dimensiones y la pendiente conveniente de las alcantarillas. Los mismos materiales utilizados para la conducción de agua pueden emplearse para los conductos de aguas residuales, sin embargo lo normal es emplear materiales más económicos, hormigón o plástico según el caso. Los conductos de fundición o acero solamente se utilizan en casos especiales de sobrecarga o de impulsiones en las que el agua residual circula a presión.

4.3.8 Diseño de Redes de Alcantarillado Sanitario.

4.3.8.1 Cálculo de Área de Drenaje.

La determinación del área de drenaje debe hacerse de acuerdo con el plano topográfico de la población de estudio y el trazado de la red de colectores. Es aconsejable que el área tributaria se concentre en el pozo de visita aguas arriba, para hacer la delimitación de áreas se tomara en cuenta el trazado de los colectores, asignando áreas proporcionales de acuerdo a las figuras geométricas que el

trazado configura, trazando las diagonales o bisectrices sobre las manzanas de la población, como unidad de medida se utiliza la Hectárea (Ha).

4.3.8.2 Trazados de Colectores.

Partiendo del punto de descarga, el cual puede ser un cuerpo de agua (previo aprobación), un colector existente o una planta de tratamiento, se trata de definir el posible trazado, durante este recorrido podemos visualizar varias tentativas de trazado, seleccionando y realizando varios esbozos posibles, para tomar el que resulte más conveniente.

Todas las tuberías deben de proyectarse de modo que sus pendientes estén, si es posible, en el mismo sentido que la pendiente natural del terreno, para lograr un mínimo de excavación y un drenaje por gravedad, para evitar en lo posible el uso de bombeo.

4.3.8.3 Alternativa de Diseño.

El colector principal debe estar a una elevación tal que sea capaz de recibir las descargas de todos los colectores secundarios, evitando las excesivas excavaciones.

Generalmente, en la elaboración del trazado de colectores, un factor determinante para el diseño es la diferencia de elevación entre el punto de descarga y el punto del extremo superior. Es aconsejable para el diseño, tener bien definida esta condición antes de proceder a proyectar colectores secundarios y laterales ya que ello puede evitar el tener que rediseñar totalmente el sistema.

Se debe procurar utilizar una red vial bien definida, dicha red está constituida por vías públicas del lugar seleccionado como: calles sin salida, calles pequeñas, o las de tráfico de automóviles, vehículo de carga y servicio.

Con el objetivo que ocurra el mayor número posible de tramos cabeceros (caudal de aguas arribas igual a cero) esta medida aumentará el número de tramos de mínima profundidad, de este modo se deberá procurar siempre que sea posible, trazados típicos tipo espina de pez, al contrario de los trazados tipo serpenteados.

4.4 TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.

4.4.1 Generalidades.

El objetivo prioritario del Sistema de Tratamiento y disposición de las aguas residuales domésticas, es la eliminación de impurezas contenidas en esta, remover materia orgánica, parásitos y microorganismos patógenos productores de enfermedades endémicas y además proteger la calidad de los recursos hídricos de una región, nación o continente. Obteniendo como resultado la protección de la salud y el bienestar de los individuos miembros de la sociedad.

La disposición de las aguas residuales crudas en cuerpos receptores producen contaminación, que puede ser peligrosa para el ser humano y cuerpos receptores, porque imposibilita su posterior uso, por tanto el efluente producido por el sistema de tratamiento, debe presentar características necesarias y debe cumplir ciertas normas establecidas por los gobiernos federales y estatales, que le permitan su descarga en cuerpos receptores, sin que esta acción cause un impacto ambiental negativo a dicho recurso. De tal modo que posibilite su posterior uso ya sea para riego de cultivo agrícola o recreación, etc.

Las operaciones de pretratamiento, las cuales comprenden el uso de rejillas, bombas, rejillas y trituradores, desarenadores, lavadores de arena, estanques de pre-aireación y de flotación, tratamientos químicos y floculación.

Tratamiento primario: los cuales son de acción física o fisicoquímica como sedimentación, flotación, coagulación - floculación, para provocar la separación física de los materiales en suspensión presentes en el líquido residual procedente del pretratamiento.

Tratamiento secundario: adicional al primario, biológico. El tratamiento secundario presupone la aplicación previa de tratamientos primarios, Podrán aplicarse tratamientos secundarios por lodos activados, zanjas de oxidación, filtros biológicos percoladores o de goteo y sus variantes, lagunas de estabilización (Aerobia, facultativa y anaerobia), de Oxidación (Oxigenación fotosintética y aireadas), de acabado y otros de uso más limitado, como filtros intermitentes de arena; lechos de contacto etc.

El efluente final del tratamiento secundario, en la planta de depuración de las aguas servidas deberá cumplir con los rangos y términos establecidos en el *Decreto No. 33-95*, para descargas a cuerpos de agua receptores.

4.4.2 Operaciones y procesos unitarios en el tratamiento del agua residual.

Los contaminantes presentes en el agua residual pueden eliminarse por métodos físicos, químicos y biológicos. Los métodos individuales se describen por operaciones físicas unitarias, procesos químicos unitarios y biológicos unitarios.

Las Operaciones Físicas: predomina la aplicación de las fuerzas físicas, como el desbaste, mezclado, floculación, sedimentación, flotación y filtración.

Los Procesos Químicos: la eliminación de contaminantes es provocada por la adición de compuestos químicos o por otras reacciones químicas como la precipitación, transferencia de gases, adsorción y la desinfección.

Los Procesos Biológicos: son los métodos de tratamiento en los cuales, se consigue la eliminación de contaminantes por la actividad biológica. El tratamiento biológico se usa especialmente para eliminar las sustancias orgánicas biodegradables (coloidales o disueltas) presentes en el agua residual. Estas sustancias se convierten en gases que pueden escapar a la atmósfera y en tejido celular biológico que puede eliminarse por sedimentación. Dependiendo del tipo de bacterias que se aclimate, se tratará de una fase anaerobia (bacterias anaerobias), aeróbico (bacterias aeróbicas), o facultativo (bacterias que se desenvuelve tanto en ambientes anaerobios como aeróbicos). Existen también anóxicos en que las bacterias utilizan compuesto que contienen oxígeno (p.e. nitrato) como fuente para respiración.

Tratamiento Anaerobio: opera bajo una condición de ausencia de aire u oxígeno, caracterizado por el empleo de una alta carga orgánica y por consiguiente, un corto período de retención. Es muy sensible a factores ambientales y operativos como: temperatura, variaciones bruscas de carga y de pH, ya que puede producir períodos de baja eficiencia con un efluente de calidad pobre, es de reacciones lentas y producto de éstas se emiten malos olores. Las bacterias aprovechan parte de los nutrientes inorgánicos en la fabricación de su propio protoplasma celular, sin embargo como consecuencia del agotamiento de los nutrientes y de otros fenómenos aún no muy claramente comprendidos, produciéndose una disminución de la flora bacteriana; el efluente tiene un alto contenido de materia orgánica y color, lo que hace necesario una siguiente fase de tratamiento.

Tratamiento Aerobio: la carga orgánica que se recibe es pequeña, con la cual prevalecen las condiciones aerobias. Las principales reacciones que sedan son degradación aerobia y fotosíntesis. Se utilizan principalmente como tratamientos adicionales de efluentes que proceden de otro tipo de tratamiento y que contienen pocos sólidos en suspensión. Se caracteriza por la descomposición de la materia orgánica en presencia de oxígeno. En este proceso se producen compuestos inorgánicos que sirven de nutrientes a las algas, las que logran sintetizar la materia

orgánica que se integra a su propio protoplasma. En esta misma fase se produce oxígeno que facilita la actividad de las bacterias aeróbicas, lográndose de esta manera satisfacer la demanda bioquímica de oxígeno (DBO).

Tratamiento Facultativo: Consiste en remover la DBO bajo condiciones aeróbicas, aprovechando principalmente la simbiosis (combinación de los procesos Aerobio y Anaerobio) entre las algas y bacterias.

4.4.3 Clasificación de los tratamientos de aguas residuales.

Dependiendo de las características y el nivel en que se apliquen los tratamientos pueden clasificarse como: tratamientos preliminares, primarios, secundarios y terciarios.

4.4.3.1 Tratamiento Preliminar.

Son destinados a preparar las aguas residuales para ayudar en la adecuada operación de los Sistemas de Tratamientos primarios y secundarios subsiguientes, sin perjudicar los equipos mecánicos, sin obstruir tuberías y causar depósitos permanentes en tanques. Minimiza además algunos efectos negativos al tratamiento tales, como grandes variaciones de caudal y la presencia de materiales flotantes como aceites, grasas y otros, dando una mejor apariencia estética a las plantas de tratamiento.

Dentro de las operaciones del tratamiento preliminar se incluye la remoción de partículas gruesas, materia flotantes, eliminación del material inerte como: arenas (fina y gruesa), grava, trapos, papeles y otros materiales sólidos de desecho de similar procedencia, descargados incontroladamente en las redes cloacales del sistema de alcantarillado; así como la determinación de las condiciones hidráulicas del afluente al sistema.

Algunos equipos de tratamientos preliminares que pueden utilizarse se detallan a continuación: rejas, tamices, retenedores de grasa, desarenadores, etc.

- **Rejas.**

La primera operación unitaria obligada en el tratamiento de aguas residuales es el cribado, esta operación se realiza usando rejas y circulando el agua a través de ellas. Su finalidad es retener los sólidos en suspensión de distintos tamaños, que trae consigo el influente de aguas residuales crudas, contribuye además a reducir el volumen de espuma, evitar la obstrucción de los conductos, proteger los equipos y reducir al mínimo la absorción de oxígeno.

Las rejas son un conjunto de barras colocadas una al lado de otra, estas pueden ser rectangulares o circulares y con un determinado grado de inclinación. La distancia o la abertura de las barras de las rejillas depende del tamaño de las partículas, que se desean retener y eliminar, mediante esta operación y de su limpieza, la cual puede hacerse de forma manual (limpiar con un rastrillo) o mecánica. Según el tamaño de las aberturas se clasifica en el (*Cuadro 4*):

Cuadro No. 4 Clasificación de rejas según el tamaño de aberturas².

Rejas	Separación cm.
Finas	1 - 2
Medias	2 - 4
Gruesas	4 - 10

- **Desarenador.**

Los desarenadores tienen como objetivo separar arenas, gravas, cenizas y cualquier otra materia que tenga una velocidad de sedimentación o peso

² Fuente: Guías Técnicas INAA

específico, superior al de los sólidos orgánicos putrescibles presentes en el agua residual. La arena también incluye cascarones de huevo, pedazos de hueso, granos de café y grandes partículas orgánicas tales como residuos de comida.

La eliminación de esos materiales, ayuda a proteger los equipos mecánicos móviles contra la abrasión y contra el desgaste anormal y a reducir la formación de depósitos pesados en las tuberías, canales y conductos, así como a disminuir la frecuencia de limpieza en los digestores, la cual es necesaria realizar para remover las acumulaciones excesivas de arena en tales unidades.

Existen diferentes tipos de desarenadores, los más comunes en el tratamiento de aguas residuales, son los de flujo horizontal y los aireados, también conocidos como de flujo helicoidal.

Los desarenadores de flujo horizontal: Se diseñan para una velocidad horizontal de flujo aproximadamente igual a 30 cm/s. Dicha velocidad permite el transporte de la mayor parte de partículas orgánicas del agua residual a través de la cámara y tiende a suspender el material orgánico sedimentado, pero permite el asentamiento del material inorgánico pesado. En la práctica, para facilidad de construcción se usan desarenadores de sección trapecial, aproximada a la sección de diseño parabólica. Generalmente los desarenadores para aguas residuales se diseñan para remover todas las partículas de diámetro mayor de 0.20 mm.

4.4.3.2 Tratamientos primarios.

Es un proceso físico o físico-químico que incluye la sedimentación de sólidos en suspensión u otros procesos, en los que la materia orgánica de las aguas residuales que entren se reduzcan por lo menos en un 20% antes del vertido y el total de sólidos en suspensión en las aguas residuales de entrada se reduzca por lo menos en un 50%.

Dentro de los tratamientos primarios se pueden considerar, El tanque Imhoff, las lagunas de estabilización (primarias) y los reactores UASB.

- **Tanques del tipo Imhoff.**

El tanque Imhoff (*Figura 5*) es un sistema de tratamiento anaerobio de dos pisos, ampliamente usado para el tratamiento primario.

Pueden verse tanques Imhoff en muchas formas rectangulares y hasta circulares, pero siempre proporcionan una cámara o cámaras superiores, por las cuales pasan las aguas negras en su período de sedimentación y separación sólido-líquido, además de otra cámara inferior donde la materia recibida por gravedad, permanece en condiciones tranquilas para su digestión anaeróbica.

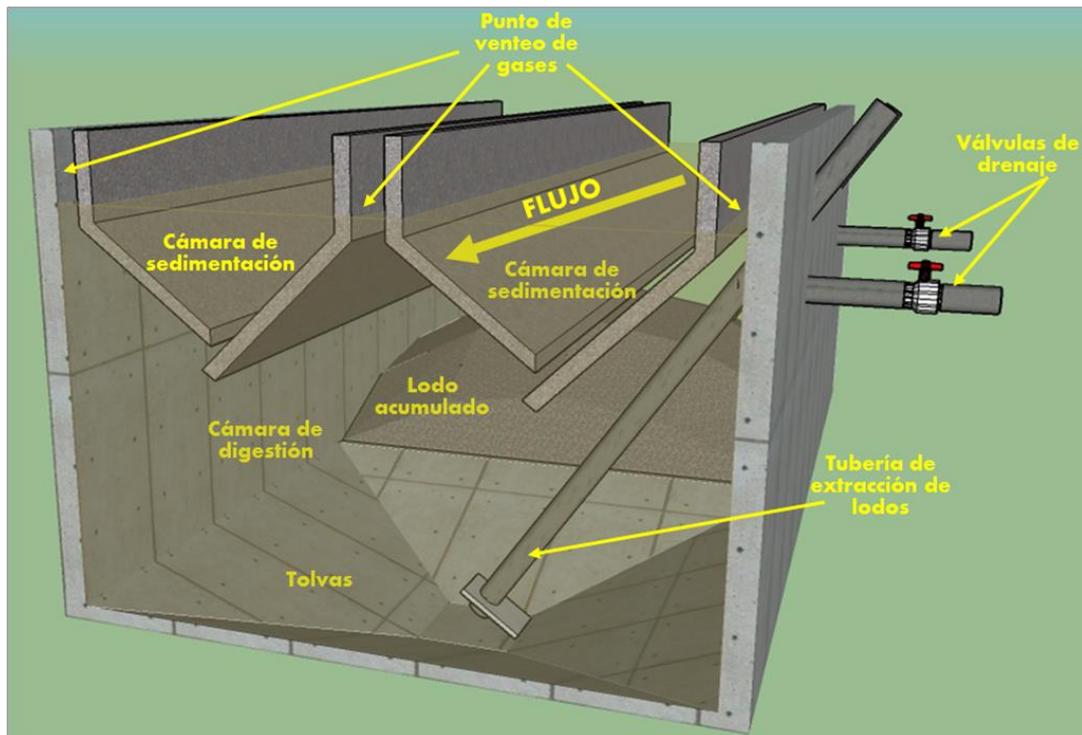


Figura No. 5 Esquema de Tanque Imhoff³.

³Fuente: <http://www.bupolsa.com/depu/ec.html>

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

De la forma del tanque se obtienen varias ventajas:

1. Los sólidos sedimentables alcanzan la cámara inferior en menor tiempo.
2. La forma de la ranura y de las paredes inclinadas que tiene la cámara acanalada de sedimentación, fuerza a los gases de la digestión a tomar un camino hacia arriba que no perturba la acción sedimentadora.

- **Lechos de Secado de Lodos.**

Luego de haberle proporcionado el tratamiento adecuado a las aguas residuales, a través de los diferentes procesos, en cada etapa de tratamiento, el residuo final o lodo es colocado en los lechos de secado de lodos, los cuales se encargan de eliminar la humedad del lodo final. Los lechos de secado de lodos son generalmente el método más simple y económico para deshidratar los lodos digeridos por infiltración, ya que requieren de un mínimo de atención en su operación. Después de ocurrida la deshidratación de los lodos se retira y disponen de ellos enterrándolos o pueden ser utilizados para mejoramiento de suelos.

Tipos de Lechos de Secado de Lodos.

- Lechos de Arena para Secado.
- Lechos de Secado de Pavimento
- Lechos de Medio Artificial.
- Lechos de Secado con ayuda de Vacío.

- **Lechos de Arena para Secado.**

Están conformados por diferentes capas de materiales, entre las que se encuentra una capa de arena fina que reposa sobre una capa de grava, entre otras. Los drenajes son de tuberías perforadas, con un diámetro mínimo de 4" y con una pendiente de 1%. Se deben de colocar como mínimo 2 lechos de secado de lodos.

- **Lagunas de estabilización.**

El tratamiento de aguas residuales por el método de lagunas de estabilización, es el más simple que existe. Las lagunas están constituidas por excavaciones poco profundas (1 - 4 m), con periodos de retención de magnitud considerable (1 - 40 días), cercadas por taludes de tierra. Generalmente tienen forma rectangular o cuadrada. Tiene un alto rendimiento (45 – 70 %) de reducción del DBO en un tiempo de retención de 2 días.

El tratamiento a través de lagunas tiene tres objetivos:

1. Remover de las aguas residuales la materia orgánica que ocasiona la contaminación.
2. Eliminar los microorganismos patógenos que representan un grave peligro para la salud.
3. Utilizar su efluente, con otras finalidades, como en agricultura.

Nicaragua, siendo un país de clima tropical ofrece condiciones favorables, para el tratamiento de las aguas residuales mediante procesos naturales, como es el caso de las Lagunas de Estabilización, lo cual es debido principalmente a la temperatura ambiente.

Cuando las Lagunas de Estabilización, trabajan como tratamiento primario, reciben el agua residual bruta sin ningún tipo de tratamiento, las lagunas pueden actuar como: anaerobias, aerobias y facultativas.

Las lagunas constituyen un método de tratamiento simple, económico y bastante eficiente, pueden ser aplicadas y clasificadas según los siguientes criterios:

1. Según reacciones biológicas: anaerobias, facultativas y aerobias.
2. Según el grado de tratamiento previo: primaria, secundaria y terciaria.
3. Según el método de aireación: aerobias y aireadas.
4. Según la condición de descarga: sin descarga, descarga controlada, descarga continua.

- **Lagunas anaeróbicas.**

Construidas con profundidades de 2 – 4 m. Reciben aguas residuales brutas, la carga oscila entre 600 - 1200 Kg DBO5/Ha/día, con gran cantidad de sólidos en suspensión. La carga orgánica es tan grande que toda la masa de agua se encuentra en condiciones anaerobias.

Debido a las altas cargas, que soporta este tipo de unidad de tratamiento y a las eficiencias reducidas, se hace necesario el tratamiento posterior, generalmente por unidades de laguna facultativas en serie, para alcanzar el grado de tratamiento requerido. Para este caso deberá comprobarse que la laguna facultativa secundaria, no tenga una carga mayor que el límite, según los parámetros establecidos. Deberá proyectarse un número mínimo de dos unidades en paralelo para permitir la operación en una de las unidades mientras se remueve el lodo de la otra.

El proceso del tratamiento en una laguna anaeróbica obedece a dos etapas, siendo la primera, la de fermentación (generada por bacterias del tipo facultativo), y la segunda o metanogénesis, generada por bacterias estrictamente anaeróbicas a temperaturas mayor de 15 °C. Por lo general debido al alto rendimiento de reducción de DBO en un tiempo de retención de aproximadamente de dos días, se utiliza para aguas de elevada carga orgánica.

Las Lagunas Anaeróbicas son dimensionadas bajo el concepto de carga volumétrica aplicada y permiten en general profundidades mayores que las facultativas, lo que redonda comparativamente en un menor requerimiento de terreno.

Por las características propias de la población microbiana y el hábitat en que se desarrollan, las lagunas Anaeróbicas son especialmente sensibles a cambios como el pH y la Temperatura, de manera que una variación en 2 unidades de pH o 2 grados centígrados puede llevar al desequilibrio de la población microbiana, generando olores ofensivos en el entorno, el colapso temporal del sistema y una lenta recuperación.

4.4.3.3 Tratamientos secundarios.

Elimina las partículas coloidales y similares. Puede incluir procesos biológicos y químicos. El proceso secundario más habitual es un proceso biológico, en el que se facilita que bacterias aerobias digieran la materia orgánica que llevan las aguas. Este proceso se suele hacer llevando el efluente que sale del tratamiento primario a tanques en los que se mezcla con agua cargada de lodos activos (microorganismos), el agua que sale contiene muchas menos impurezas.

En los tratamientos secundarios se pueden considerar los siguientes:

1. Lagunas de Estabilización.

2. Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente. (FAFA).
3. Sistemas con Biofiltros o humedales de flujo subsuperficial.

- **Lagunas aerobias.**

Son lagunas poco profundas de 1- 1.5 m, la carga orgánica que reciben es pequeña, menor a 150 Kg. DBO5/Ha * día, con la cual prevalecen las condiciones aerobias.

Las principales reacciones que se dan son:

Degradación aerobia y fotosíntesis: Se utilizan principalmente como tratamiento adicionales de efluentes que proceden de otro tipo de tratamiento y que contienen poco sólidos en suspensión.

- **Sistemas con biofiltros o humedales de flujo subsuperficial.**

El biofiltro es un sistema de tratamiento natural del agua residual. Es la imitación de un ambiente acuático natural, el cual incluye todo aquello que sostiene la vida de los organismos que se encuentran en él, como agua, nutrientes y los requerimientos esenciales para los metabolismos aeróbicos y anaeróbicos, en los cuales, en una sola etapa de tratamiento se combinan filtración mecánica, precipitación química y biodegradación. La combinación de estos procesos garantiza una purificación efectiva de las aguas residuales, pues no se incurre en gastos de energía ni de aditivos químicos.

El biofiltro es un filtro biológico que utiliza un lecho filtrante como base para la población bacteriana, y están sembradas en la superficie plantas macrófitas (*Figura 6*). Las macrófitas tienen la capacidad de introducir a través de sus raíces oxígeno a las zonas aledañas, con el fin de establecer una población de bacterias aeróbicas, las cuales logran la mayor parte de la

descomposición de la materia orgánica, así como la nitrificación del nitrógeno amoniacal a nitrato.

BIOFILTRO:

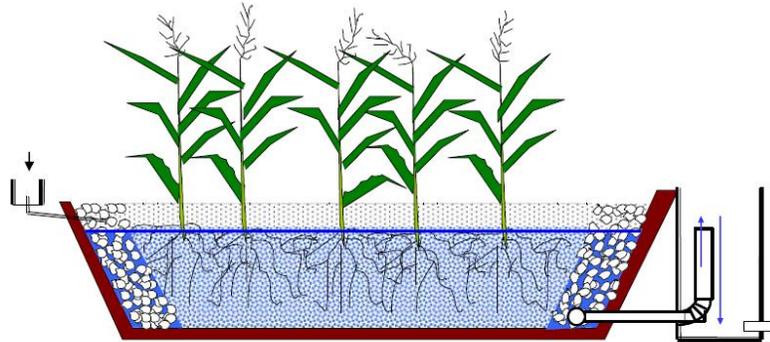


Figura No. 6 Esquema de funcionamiento de Biofiltro⁴.

Este tipo de sistema, una vez iniciada su operación, solamente es necesario controlar el crecimiento de las plantas, lo que como una alternativa puede ser la comercialización de las mismas, no contempla sistemas mecanizados, ni requiere de energía eléctrica para su funcionamiento.

Lecho Filtrante.

Las funciones principales del lecho filtrante son: proveer el mecanismo de filtración para la retención de sólidos suspendidos y proporcionar el área de soporte para la formación de la capa de microorganismos que degradan aeróbica y anaeróbicamente la materia contaminante, además de construir 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 residuales, la cual debe garantizar que el lecho no se deteriore con el paso del tiempo. La porosidad juega un papel

⁴ ASTEC. (2005). Tecnología Sostenible para el Tratamiento de Aguas Residuales, Biofiltros. Managua

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 residuales y también tiene un efecto directo sobre el tamaño del biofiltro.

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 en bancos de arena volcánica del país, tienen una porosidad entre el 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 la distribución del flujo a la entrada del biofiltro, así como en la zona de recolección.

Plantas utilizadas en el biofiltro.

Las plantas se pueden seleccionar en base a la eficiencia proporcionada en el tratamiento de las aguas residuales. Hasta el momento, se tiene información fundamentada sobre el uso de plantas como el platanillo (*Heliconia*), zacate taiwán (*Pennisetum purpureum*), carrizo (*Phragmites australis*), tule (*Typha domingüensis*), *Cyperus articulatus* y *Phalaris arundinacea*. Todas estas plantas resultan efectivas en el tratamiento de aguas residuales y pueden indistintamente elegirse si se desea obtener algún efecto u obtener algún provecho de ellas. Por ejemplo, el platanillo u otras plantas de la familia de las *Heliconia* se pueden seleccionar con propósitos ornamentales, pues produce flores de diferentes colores, el zacate taiwán puede utilizarse como alimento de ganado vacuno y el tule y *Phalaris arundinacea* para obtener material de trabajo para la elaboración de artesanías. Sin embargo, cuando se desea remover en mayor medida gérmenes patógenos, la planta más conveniente a utilizar es el carrizo (*Phragmites australis*), pues se ha comprobado que esta planta aumenta la eficiencia del Biofiltro en la remoción de bacterias coliformes fecales. Además, si hay presencia de metales pesados en las aguas residuales,

Phragmites y Typha son las plantas que remueven éstos en mayor cantidad (Cooper et al. 1996).

4.4.3.4 Tratamientos Terciarios.

Tratamientos de las aguas residuales posterior a la etapa secundaria o biológica, que consiste en la remoción de nutrientes, tal como fósforo, el nitrógeno y de un alto porcentaje de sólidos en suspensión. Las metas de tratamientos varían de acuerdo al reuso que se le pretenda dar a estas aguas; se pueden usar lagunas con plantas acuáticas para la remoción.

4.4.4 Calidad de los efluentes.

El efluente final de la planta de tratamiento de aguas servidas, deberá cumplir con los rangos y términos establecidos en el *Decreto 33 – 95 “La Gaceta Diario Oficial”* para descargas a cuerpos de agua receptores.

4.4.5 Reuso de los efluentes del sistema de tratamiento.

Una vez que el líquido residual ha sido tratado debidamente, se puede considerar los siguientes puntos para su utilización:

- Riego agrícola.
- Acuicultura.
- Riegos a campos deportivos.
- Riegos a parques públicos.

El riego es uno de los principales usos potenciales de las aguas residuales, a su vez, esta utilización permite reducir el consumo de aguas subterráneas o superficiales limpias, aminorando problemas como: la salinización de los acuíferos o la escasez de agua para el consumo humano.

Se debe considerar que no se utilice el agua para el riego de cultivos hidropónicos (absorben mucha agua), estos deben ser cosidos antes de ingerirlos, además se deberá controlar la calidad del agua y se deberá ajustar a las directrices sobre riego y drenaje establecidas en el Decreto No. 33-95, que rige la “Ley general del medio ambiente y los recursos naturales” en Nicaragua.

4.4.6 Obras hidráulicas en el sistema de tratamiento.

Este tipo de Obras son dispositivos complementarios al tratamiento del agua residual en sus diferentes fases de tratamiento, hasta la disposición final del efluente, dentro de estos se consideraron los siguientes:

- **Cabezal de descarga.**

La función del cabezal de descarga, es fijar en el terreno el extremo final de la línea de conducción y realizar la transición entre la tubería de la línea de conducción y el canal principal. La transición se efectúa a través de una descarga en caída libre del caudal, transportado por la línea de conducción sobre la sección de ensanchamiento o sección inicial del canal principal, el que posteriormente distribuye los caudales a tratarse en los módulos del sistema de tratamiento.

- **Canal principal y tuberías de interconexión.**

La función principal del canal, será la de conducir el caudal entregado por la línea de conducción, bajo un régimen de flujo uniforme y laminar, que permita la medición de los gastos que entran al sistema y su posterior repartición a los diferentes módulos de tratamiento, a través de las tuberías de distribución o canales secundarios.

- **Medidor Parshall.**

Este dispositivo permite la medición de caudales, principalmente en canales. Es un sistema muy práctico debido a su sencillez de construcción y de operación, ya que se trata de un elemento de proporciones estandarizadas; con una o dos lecturas de niveles es posible obtener el caudal.

Por otra parte, debido a su diseño, no es posible la acumulación de sedimentos en ningún punto del medidor que puedan obstaculizar o alterar las mediciones, lo cual lo hace ideal para el caso de agua con mucho material sedimentable.

Existe una gran variedad de materiales de construcción del medidor Parshall como, por ejemplo: concreto, mampostería, acrílico y materiales sintéticos.

El medidor Parshall consiste en una reducción gradual de la sección hasta llegar a la garganta, en donde se debe desarrollar el flujo crítico; posteriormente hay una ampliación gradual hasta llegar al ancho original del canal. Las dimensiones son dadas en función del ancho de la garganta y se encuentra tabulada en la mayoría de libros de hidráulica y la selección del medidor más adecuado, se hace teniendo en cuenta el caudal y el ancho del canal. Es recomendable en general tomar el ancho de la garganta como $1/3$ y $1/2$ del ancho del canal.

- **Vertedero de demasía.**

Los vertederos de demasía son del tipo lateral, por su posición en relación a la corriente. Estos son construidos a un lado de los canales, se utilizan corrientemente para desviar el exceso del caudal de aguas Residuales y evitar la saturación del sistema de tratamiento a causa de la sobrecarga.

4.5 CRITERIOS DE DISEÑO EMPLEADOS PARA EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

En Nicaragua el diseño del sistema de alcantarillado sanitario se lleva a cabo por medio de la utilización de las “*Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales*” dadas por el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA).

4.5.1 Proyección de población.

La determinación de la población se calcula para el final del periodo de diseño del sistema, el método de determinación comúnmente usado en nuestro país es el de la tasa de crecimiento geométrico por ser el método más aplicable para ciudades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija.

Las fórmulas ocupadas para la determinación de la tasa de crecimiento y para la proyección de la población están dadas por:

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

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

rg: Tasa de diseño geométrico

Po: Población inicial

Pf: Población al final del periodo de diseño conforme proyecciones obtenidas.

n: Período de diseño

4.5.2 Hidráulica de Alcantarillas.

Para el diseño de los sistemas de alcantarillado sanitario es necesario el conocimiento de principios básicos de la hidráulica aplicados a líquidos en conductos cerrados o abiertos sin presión, a su vez el diseño debe cumplir con ciertos parámetros regulatorios según los códigos vigentes en el país, para asegurar

su correcto funcionamiento cumpliendo la condición de auto limpieza para limitar la sedimentación de sólidos.

- **Fórmulas para el diseño.**

La ecuación de continuidad para la determinación del caudal se denota de la siguiente manera:

$$Q = V \times A$$

Q: Caudal a tubo lleno (m³/s)

V: Velocidad a tubo lleno (m/s)

A: Área (m²)

Se considera para la técnica de cálculo que tanto el caudal como la velocidad promedio permanecen constantes para un determinado tramo de tubería. Para los cálculos hidráulicos se pueden emplear la fórmula de Ganguillet – Kutter pero se utilizará la formula empírica de Manning, práctica para canales abiertos y conductos cerrados. En donde la velocidad está dada de acuerdo a la fórmula de Manning por la siguiente ecuación:

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

$$E_s = \frac{V^2}{2g} + d$$

$$S = \frac{H}{L}$$

Q: Caudal a tubo lleno (m³/s)

V: Velocidad a tubo lleno (m/s)

n: Coef. de rugosidad del material

R: Radio hidráulico

S: Pendiente hidráulica

H: Diferencia de elevación

L: Longitud

$\frac{V^2}{2g}$: Carga de velocidad

- **Coeficiente de rugosidad.**

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en base a la fórmula de Manning. En la tabla se indican los valores del coeficiente de rugosidad “n” de Manning, para las tuberías de uso más corriente (*Apéndice. A.3*).

Generalmente las colectoras hasta 375 mm de diámetro son diseñadas para trabajar, como máximo, a la media sección, destinándose la mitad superior de los conductos a la ventilación del sistema y a las imprevisiones y oscilaciones excepcionales. Las colectoras mayores que reciben efluentes 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.

- **Velocidad del flujo.**

Se refiere a la velocidad media con que fluye el agua en un canal o conducto, esta es aproximadamente el 85% de la velocidad máxima y ocurre a 0.20 y 0.80 de la altura de agua.

En los sistemas de alcantarillado sanitario, se producen obstrucciones por el depósito de materiales de desecho y partículas orgánicas, las que se arrastran con velocidades iguales o superiores a 0.3 m/s. Las pendientes de fondo de los colectores deben ser tales que mantengan una velocidad satisfactoria de escurrimiento, denominada de auto limpieza que impida la sedimentación de sólidos suspendidos, arena fina y gravilla, para lo cual se requiere una velocidad mínima cuando la alcantarilla trabaje a tubo lleno de 0.6 m/s.

- **Para Tuberías con Sección Llena.**

Velocidad: $V = \frac{0.397}{n} D^{2/3} S^{1/2}$ (m/s)

Continuidad: $Q = V * A$

Caudal: $Q = \frac{0.312}{n} D^{8/3} S^{1/2}$ (m³/s)

- **Para Tuberías Parcialmente Llena.**

El ángulo Central θ (En grados sexagesimal):

$$\theta = 2 \arcsin \left(1 - \frac{2h}{D} \right)$$

Radio Hidráulico (m):

$$R = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \sin \theta}{2\pi\theta} \right)$$

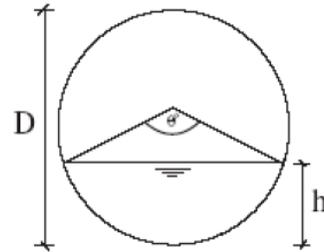


Figura No. 7 Esquema de tubería parcialmente llena

Velocidad (m/s):

$$V = \frac{0.397 D^{2/3}}{n} \left(1 - \frac{360 \sin \theta}{2\pi\theta} \right)^{2/3} S^{1/2}$$

Caudal (m³/s):

$$Q = \frac{D^{8/3}}{7,257.15n(2\pi\theta)^{2/3}} (2\pi\theta - 360 \sin \theta)^{5/3} S^{1/2}$$

- **Diámetro mínimo.**

El diámetro mínimo⁵ de las tuberías cabeceras y secundarias será de 150mm (6") y para los colectores principales será de 200mm (8").

- **Criterio de la tensión tractiva.**

La tensión tractiva, o tensión de arrastre, es el esfuerzo tangencial ejercido por el líquido sobre el colector y en consecuencia sobre el material depositado. Su aplicación permite el control de la erosión y sedimentación principalmente en zonas con topografía plana, para garantizar la condición de auto limpieza que un sistema de alcantarillado debe de cumplir evitando así problemas de obstrucción y taponamiento.

$$T = \rho * g * R_h * S$$

T: Tensión de arrastre, en pascal (Pa).

ρ : Densidad del agua (1000 kg / m³).

g: Aceleración de la gravedad (9.81 m / s²).

R_h: Radio hidráulico

S: Pendiente de la tubería

La pendiente del colector será calculada con criterio de la tensión tractiva, según la siguiente expresión:

- **Pendiente para tubería con sección llena:**

$$S = \frac{\tau}{\rho g \frac{D}{4}} \quad (\text{m/m})$$

⁵Fuente: Guía Técnica INAA – Capítulo V, Acápito 5.2

- **Pendiente para tubería parcialmente llena:**

$$S = \frac{\tau}{\rho g D/4 \left(1 - \frac{360 \sin \theta}{2\pi\theta}\right)} \quad (\text{m/m})$$

- **Pendiente longitudinal 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.

- **Velocidad mínima y máxima.**

La velocidad promedio mínima se calcula con el caudal máximo al inicio de proyecto, para evitar la disposición excesiva de materiales sólidos y al caudal máximo al final del periodo de diseño le corresponde la velocidad promedio máxima, para evitar la acción abrasiva de las partículas sólidas transportadas por las alcantarillas.

Según Azevedo - Netto (1992), la velocidad mínima no deberá ser menor que 0.45 m / s ó 0.5 m / s, calculada para un tirante mínimo de 0.2 veces el diámetro del tubo. Es recomendable usar una velocidad máxima de 5 m / s y calcular la máxima pendiente para esta velocidad.

- **Pérdida de carga adicional.**

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a $0.25 Vm^2 / 2g$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos menor que $3cm^6$.

⁶Fuente: Guía Técnica INAA – Capítulo V, Acápite 5.4

- **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 de que en un pozo de visita descarguen 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.

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

4.5.3 Ángulo de tubería.

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

4.5.4 Cobertura de tubería.

En el diseño se deberá mantener una cobertura mínima sobre la corona de la tubería en toda su longitud de acuerdo con su resistencia estructural y que facilite el drenaje de las viviendas hacia las recolectoras.

4.5.5 Ubicación de tubería.

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

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

4.5.6 Pozos de visita sanitarios.

Se ubicaron pozos de visita en todo cambios de diámetro, de alineación horizontal o vertical, en las intersecciones de dos o más alcantarillas, en el extremo de cada línea cuando se provean futuras ampliaciones aguas arriba, en caso contrario se instalaran registros terminales.

En cuanto a la numeración, un sistema que evita confusiones y permite una extensión ilimitada, es numerar los registros consecutivamente hacia arriba empezando con el N° 1, en el punto más bajo del sistema y terminando esta serie de números en el registro más alejado, esta línea puede ser llamada, línea principal. Las líneas sub principales, laterales, pueden numerarse de un modo análogo tomando como prefijo el número de registro de la línea principal donde termina la línea sub principal.

- **Distancia máxima.**

El espaciamiento máximo entre PVS varía, de acuerdo con los métodos y equipos de mantenimiento disponibles (*Apéndice A.4*).

- **Características del pozo de visita.**

1. El PVS será totalmente construido de concreto.
2. El diámetro interno (D) del pozo será 1.20m, para alcantarillas con diámetro $\phi = 750\text{mm}$ y menores; para alcantarillas con ϕ mayores de 750mm, D deberá ser igual a $\phi + 600\text{mm}$.

3. Todos los PVS estarán provisto en la parte superior de una tapa que permita una abertura de 0.60m de diámetro, la cual está dotada de 2 orificios de 0.03m de diámetro para proveer el escape de gases.
4. Para alcantarillas con diámetros de 200mm y menores, con profundidades de rasante de tubos hasta un máximo de 1.80m, se usarán Dispositivos de Visita Cilíndricos (DVC) consistente en tubos de concreto precolado con diámetro interno de 760mm.
5. Para profundidades de rasante de tubos de 0.60m a 1.00m se usarán Cajas de Registro Sanitarias (CRS).
6. El fondo del pozo tendrá un acabado fino, con pendiente transversal hacia los canales no menor del 2%. Todas las aristas serán ser redondeadas.
7. El pozo de visita será provisto en su interior, de peldaños con diámetro no menor de 15mm de aleación de aluminio, separados verticalmente 0.30m.

- **Pozos de visita con caída.**

Se usaron pozos de visita con caída cuando la altura entre el fondo del pozo de visita y el fondo de la tubería de entrada fue mayor de 0.60m.

4.5.7 Características de las Aguas Residuales.

Toda caracterización de aguas residuales implica un muestreo apropiado para asegurar la representatividad de la muestra y un análisis de laboratorio de conformidad con normas establecidas que aseguren precisión y exactitud (INAA, 2004).

V. DISEÑO METODOLOGICO

La metodología empleada para el diseño de las redes de alcantarillado sanitario de tipo convencional está basada en las normas del INAA, para el diseño de la propuesta del sistema de tratamiento se realizó basada en la guía de alcantarillado sanitario del INAA, guías proporcionadas por el CEPIS y PROSAB de Brasil, este sistema se regirá por la normativa de vertidos del MARENA (decreto 33-95). A continuación se describen las etapas en que fue elaborado el proyecto:

La primera etapa consistió en la recopilación de todos los estudios básicos ya existentes, realizados por diferentes instituciones nacionales como ENACAL, INETER, INIDE, MINSA; así como los encontrados en la Alcaldía Municipal de Somoto, Madriz. A su vez se efectuó un estudio socio-económico a los habitantes de la ciudad, se completó el levantamiento topográfico existente y se recopiló la información de los estudios de suelos realizados en el área de estudio.

La segunda etapa se basó en la estimación de la población futura, a través de los datos recopilados anteriormente. Luego se efectuó el cálculo de aporte de aguas residuales tomando en cuenta para la determinación de la dotación datos históricos de consumo de agua potable en un año proporcionado por ENACAL, a continuación se efectuó el diseño de las redes de tipo convencional con una alternativa de trazado, también se realizó los cálculos hidráulicos y topográficos, y la elaboración de sus planos correspondientes como plano de conjunto, planta y perfil.

Como tercera etapa se realizó una evaluación de la PTAR actual, en base a su capacidad por medio de aforos y como esta planta no tiene la capacidad hidráulica para recibir todos los caudales de las aguas residuales de los barrios, se propuso una alternativa de ampliación del sistema de tratamiento de la cual se elaboraron los planos de planta y perfil. Este diseño cumple con las normas de vertidos nacionales, características socioeconómicas de la ciudad y facilidad de operación y mantenimiento del sistema.

En la cuarta etapa se calcularon y analizaron los costos y presupuestos de cada obra propuesta en base a costos unitarios de ENACAL.

5.1 ESTUDIOS DE CAMPO.

5.1.1 Información Recopilada.

Se recopiló la información de levantamientos topográficos de altimetría y planimetría en la Alcaldía de Somoto y en ENACAL existentes del área del proyecto. (*Anexo: Planos Topográficos*).

Se recopilaron los estudios de suelo realizados por un consultor independiente financiado por la Alcaldía de Somoto para determinar los siguientes parámetros del área de estudio como granulometría, límites de consistencia, clasificación de suelos para fines ingenieriles y humedad natural. El análisis y resultados de los estudios de suelos se pueden apreciar en el (*Apéndice H*).

5.1.2 Caracterización del área de Proyecto.

Se realizó un reconocimiento y recopilación de datos del área de estudio, esta conto con una serie de características para facilitar el desarrollo de soluciones de bajo costo y sostenibles de sistemas de alcantarillado sanitario. A continuación se detallan las siguientes características (*Anexo 1.c.Fotos de visita de campo*):

- Estar dentro de los límites de barrio.
- Ser parte del plan de ocupación y uso de suelo de la ciudad.
- Contar con servicio de agua potable.
- Tener una ocupación de 60 al 70% de lotes existente.
- Hábitos de higiene y situación sanitaria.
- Localización del sitio donde se ubicaría el sistema de tratamiento.

5.1.3 Censo.

Para definir la población actual del municipio se utilizaron los datos proporcionados por los censos Nacionales realizados por INIDE y los censos realizados por MINSA, Alcaldía Municipal y ENACAL. Para obtener datos actuales se realizó un censo a los habitantes de lo cual se obtuvo una población de 4,820 personas que habitan en 810 viviendas ver (*Apéndice B*).

5.1.4 Estudio Socioeconómico.

Entre los principales instrumentos a utilizarse en el proyecto, se aplicó una encuesta, para determinar el nivel de vida socio-económico de los habitantes. Se realizó por medio de encuestas casa por casa en cada uno de los barrios en estudios tomando en cuenta los siguientes aspectos: tamaño de la familia (hab/por lote), nivel de ingresos, nivel cultural, condición actual de saneamiento, consumo real del agua, potencial para la participación social (*Anexo 1.b.Fotos de la realización de encuesta*). Los resultados del estudio se muestran en el (*Apéndice B*) y el formato de la encuesta se puede apreciar en el (*Anexo 2*).

5.1.5 Topografía.

El levantamiento planimétrico del área del proyecto se representan: las áreas de cuencas de drenaje, levantamientos de obstáculos, desniveles y lugares donde se trazó la red principal o colectora. Se levantaron las dimensiones de anchos de frente de lotes, anchos de calles, ancho de aceras y accidentes naturales. El levantamiento altimétrico en las calles a cada 20 m, o menor en los cambios en los niveles de las calles.

Se realizó un levantamiento topográfico del emisario de descarga de las aguas hacia un punto, donde se ubica el PVS de entrada a la hacia la propuesta de ampliación del sistema de tratamiento el cual colinda con el sistema existente (*Anexo 1.c.Fotos*

de visita de campo). Ambos levantamientos topográficos, fueron procesados y luego representados gráficamente con el programa AutoCAD CIVIL 3D, en donde se ingresaron los puntos por sistemas de coordenadas en formato "csv".

5.1.6 Aforos.

Se realizaron aforos tanto en dos pozos existentes cerca al diseño de la red propuesta con el fin de conocer el caudal que pasa por ellos, a su vez se realizaron 8 aforos de 24 horas y 12 horas realizados en el periodo de marzo a mayo en días no continuos en la PTAR existente haciendo uso del sistema de medición que consiste en una canaleta Parshall de 45 cm de la cual se tomaron tirantes de agua y aplicando la siguiente fórmula se conoció el caudal afluente por hora (*Apéndice E.1*):

$$Q = 2.2 * W * H^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

Q: Caudal (m³/s)

W: Ancho de la garganta del Parshall (m)

H: Tirante de Agua (m)

5.2 ESTUDIOS DE GABINETE.

5.2.1 Estudio de Población.

5.2.1.1 Periodo de diseño.

Con el objetivo de compensar de una manera económica las necesidades futuras del municipio, se fijó un período de diseño de 20 años para todo el sistema, de acuerdo la Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales del INAA ver (*Apéndice A.2*).

5.2.1.2 Análisis de tasa de crecimiento.

La población ubicada en el área de estudio ha sido contabilizada durante un censo realizado a la población con la cantidad registrada de 4,820 personas a la fecha. Los datos de población que se generarán en este estudio corresponden a cifras urbanas, que son las que marcan la tendencia del área de estudio.

De los datos del censo poblacional efectuado se obtuvieron los datos actuales del municipio, en base a esto y con los datos históricos de censos anteriores se hizo una comparación de la tasa de crecimiento poblacional departamental, municipal y local a fin de determinar la tasa de crecimiento para la cual se proyectó la población de diseño.

La tasa de crecimiento promedio del municipio de Somoto de todos los períodos intercensales es de 3.97%, para el período entre 1971-2005 es de aproximadamente el 3.77% y en el último período entre 1995-2005 la tasa es de 2.46%. Para la ciudad de Somoto, el promedio total fue de 3.53%, dándose los mayores valores entre los períodos intercensales que están entre 1950-1971, para 1971 -2005 es de 3.77% y para el último (1995-2005) es de 2.46%(Cuadro 2).

Según el análisis realizado de las tasas de crecimiento poblacional como puede observarse tanto en el departamento de Madriz como en el de municipio de Somoto, la tasa de crecimiento de la población tiende a decrecer en los últimos años, por lo que se tomó para efectos del estudio una tasa de crecimiento de 3.53% que es aproximadamente el promedio de los últimos años en la ciudad de Somoto.

5.2.1.3 Población de diseño.

La población de diseño se calculó tomando en cuenta la proyección a los 20 años y la tasa de crecimiento de 3.53%, obteniendo un valor de 10,071 habitantes y el área

total considerada en el proyecto de 66 Ha, se determinó la densidad poblacional del censo actualizado resultando de 108 hab/Ha, por lo que se verificó que en el área de ocupación del proyecto no podrían habitar las personas consideradas en la proyección de la población; tomando en cuenta esto se determinó la población de saturación para el área disponible considerando la densidad poblacional generada por el censo dando como resultado una población de saturación de 7,128 habitantes disminuyéndose en 2,943 habitantes del resultado de la proyección (*Apéndice C.1, C.2 y C.3*).

- **Método Geométrico:**

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

Donde:

P_f : Población de diseño.

P_o : Población actual.

r : Tasa de crecimiento.

n : Periodo de diseño del proyecto.

- **Método de Saturación:**

$$P_{sat} = Area * densidad\ poblacional$$

Donde:

P_{sat} : Población de saturación.

A : Área de ocupación disponible.

D : Densidad poblacional generada por el censo.

5.2.2 Calculo de Aporte de Aguas Residuales.

Con los registros históricos de consumo de agua potable (*Apéndice C.4*) que lleva ENACAL y las guías técnicas para el diseño de alcantarillados sanitarios y sistemas de tratamiento de aguas residuales del INAA se estableció la dotación de agua utilizada y los caudales de diseño de aguas residuales para la población de saturación.

5.2.2.1 Dotación de Agua Potable de Uso Doméstico.

Los registros de consumos de la Filial de Somoto (*Apéndice C.4*), hace constatar que las fuentes de abastecimiento en Somoto son: tanques y pozos, para este estudio fue de gran importancia la Ayuda de la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillado (ENACAL) del lugar, para cuantificar los datos de producción, consumo (agua facturada) y conexiones domiciliarias con y sin medidor del municipio de Somoto, Madriz.

La dotación actual de agua potable para Somoto según los registros históricos es de 123 Lppd en esta dotación no se consideraron las pérdidas y el agua no contabilizada, solamente se tomó en cuenta las conexiones con y sin medidor. Según la Norma Técnica de INAA la dotación correspondiente a la población de diseño calculada se encuentra en el rango de población de 5,000-10,000 con una dotación de 75 Lppd, se verificó que la dotación correspondiente es menor a la de consumos históricos.

En base a lo antes mencionado se consideró una dotación 151 lppd correspondiente a la dotación municipal de Somoto de acuerdo a la norma del INAA para poblaciones en el rango de 20,000 – 30,000 (*Apéndice A.1*), ya que se considera que los habitantes mejoren sus condiciones de vida con la implementación de este nuevo servicio.

5.2.2.2 Caudal Promedio Diario de Aguas Residuales Domésticas (Q_m).

Se consideró un valor del 80% para la relación entre el volumen del agua suministrada y el volumen de desagüe (*Apéndice C.5*).

5.2.2.3 Caudal de Infiltración (Q_{inf}).

La carga por infiltración a la red de alcantarillado sanitario se aplicó para tuberías plásticas 2L/hora/100m de tubería y por cada 25 mm de diámetro (*Apéndice C.6*).

5.2.2.4 Caudal Máximo de Aguas Negras ($Q_{m\acute{a}x}$).

El gasto máximo de aguas residuales domésticas se calculó utilizando el factor de relación de Harmon (*Apéndice C.5*).

$$Q_{max} = \left[1 + \frac{14}{4 + P^2} \right] * Q_m$$

Donde:

$Q_{m\acute{a}x}$: Gasto máximo de aguas residuales.

P : Población servida en miles de habitantes.

Q_m : Gasto medio de aguas residuales.

El factor de relación deberá tener un valor no menor de 1.80 y no mayor a 3.00

5.2.2.5 Caudales Especiales (Q_{esp}).

Este aporte se calculó según los porcentajes que brinda el INAA (*Apéndice A.4*) para las ciudades y localidades del país, exceptuando la capital, aplicables a la dotación doméstica diaria, en casos especiales; lo cual equivale al 16% Q_{med} (*Apéndice C.5*).

5.2.2.6 Caudal de Diseño.

El caudal de diseño se resume en el (*Apéndice C.6*) y se calculó según las fórmulas siguientes:

$$Q_d = Q_{\text{máx}} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{esp}}$$

$$Q_e = Q_{\text{com}} + Q_{\text{ind}} + Q_{\text{int}}$$

Donde:

Q_{com} : Gasto comercial

Q_{ind} : Gasto industrial

Q_{int} : Gasto institucional o público

5.2.3 Diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario.

El sistema propuesto se basó en criterios de diseño tradicional para un sistema tipo convencional, con el fin de obtener un Diseño económico, funcional y que sea de fácil Operación y Mantenimiento.

De acuerdo a la topografía natural de Somoto presenta un drenaje por gravedad hacia el punto más bajo que se encuentra al norte de la ciudad que es donde actualmente está ubicada la planta de tratamiento existente la cual descarga sus aguas al río Cakahulí. Los barrios se encuentran ubicados en zona Este y Oeste de la ciudad y drenaran hacia un punto bajo colindante a la PTAR existente.

El diseño se realizó mediante la elaboración de tablas de cálculos en Excel, Civil CAD 3D y Sewer Gems V8.1 S4.

En general, se garantizó que el diseño cumpla con los parámetros Pendiente mínima para que el sistema sea Auto limpiante, cumpla con la Fuerza tractiva mínima y que trabaje en condiciones óptimas.

5.2.3.1 Trazado de la Red.

La alternativa contempla el trazado la red convencional y del emisario de descarga que drena por gravedad hasta su respectivo sitio de ampliación de tratamiento. Los colectores y subcolectores del Barrio Carlos Salgado se interconecta por medio de colectores que cruzan a través de la CA-1 que divide la parte Este y Oeste de la ciudad, desde ese punto el barrio antes mencionado llega a conectarse con el Barrio Feliciano Ramos que este a su vez se interconecta con el Barrio Juan Carlos Espinoza que tiene como destino final drenar las aguas hacia la colectora 1. Los barrios Linda Vista y Los Maestros se interconectan entre si y drenan finalmente a la Colectora 3 la cual pertenece a los colectores que se dirigen a drenar el caudal final hacia el PVS propuesto a la entrada de la ampliación del sistema propuesto (Figura No.8).

La selección de diámetros de las tuberías que conforman la red de alcantarillado, obedeció a la cantidad de los caudales a evacuar, la dirección de flujo la definió la pendiente natural del terreno, a excepción de aquellos tramos que operan contra pendiente (Ver plano de conjunto).



Figura No. 8 Esquema del Trazado de La Red de Alcantarillado Sanitario⁷

⁷Fuente: Imagen de Google Earth 2016.

5.2.4 Hidráulica de Alcantarillas.

5.2.4.1 Formula y Coeficiente de Rugosidad.

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

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

Donde:

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

R: Radio hidráulico (*m*)

S: Pendiente de la tubería (*m/m*)

V: Velocidad del flujo (*m/s*)

5.2.4.2 Tirante de Agua.

El tirante máximo utilizado fue del 80% y el mínimo del 20% del diámetro de la tubería para la red convencional (INAA, 2004).

5.2.4.3 Diámetro Mínimo.

El diámetro mínimo de las tuberías seleccionado fue de 150 mm (6") en la red pública.

5.2.4.4 Pendiente Longitudinal Mínima.

La pendiente longitudinal mínima se determinó aplicando el criterio de la Tensión de Arrastre para un valor mínimo de 1 Pa., según la siguiente ecuación:

$$f=W*R*S$$

Donde:

f : Tensión de arrastre en (Pa)

W : Peso específico del líquido (N/m^2)

R : Radio hidráulico (m)

S : Pendiente mínima en (m/m)

5.2.4.5 Velocidades Mínimas y Máximas.

La velocidad mínima se determinó a partir de la pendiente, producto del criterio de la tensión de arrastre para un valor mínimo de 1 Pa. La velocidad máxima se fijó de 5 m/s. (INAA, 2013)

5.2.4.6 Pérdida de Carga Adicional.

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluyó una pérdida de carga igual a $0.25V^2/2g$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente y no siendo en ninguno de los casos, menor de 3 cm (INAA, 2004).

5.2.4.7 Cambio de Diámetro.

Se emplearon tuberías de 150 mm (6") en la mayor cantidad de tramos y en los últimos se cambió a 200 mm (8") al sobrepasar el tirante máximo permitido.

5.2.4.8 Coberturas sobre Tuberías.

Para el diseño de tuberías se utilizó una cobertura mínima sobre la corona de 1.20 m en toda su totalidad (actualmente se permite hasta 1.10 m según (INAA, 2013) en la red pública.

5.2.4.9 Tipos de PVS.

Se implementaron PVS de diámetro interno de 1.20 m en la red pública.

5.2.4.10 Ubicación de las Alcantarillas.

En la red pública se ubicaron en costado Norte de las vías de circulación dirigidas de Este a Oeste y en las vías de circulación dirigidas de Norte a Sur en el costado Oeste. (INAA, 2004).

5.2.4.11 Ubicación de los Pozos de Visita Sanitarios.

Los PVS fueron ubicados por cada cambio de alineamiento horizontal y vertical de la tubería, con una separación máxima de 100 m y tomando en cuenta el equipo utilizado por ENACAL para mantenimiento de redes el cual solo abarca hasta los 80m.

5.2.4.12 Conexiones Domiciliares.

Todas las conexiones domiciliarias de la red convencional son de PVC de 100 mm (4") de diámetro, comenzando en la caja de registro de cada vivienda y luego acoplándose a las alcantarillas de 150 mm (6") y 200 mm (8") de diámetro que pasara por su respectivas calle o avenida.

5.2.5 Diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario utilizando el software Sewer Gems V.8.1.

Sewer Gems es un programa de Ingeniería que le permite modelar sistemas de alcantarillado Sanitario, para analizar su comportamiento hidráulico o efectuar su dimensionamiento, cuya aplicación es amplia en la recolección de Información para el desarrollo de sistemas de recolección de aguas servidas. Dicho programa mejora todas las limitantes que surgen dentro del diseño como las relaciones hidráulicas y cálculos topográficos. Además que proporciona al diseñador una serie de herramientas potenciales que se aplican a la solución de los retos de ingeniería que surge día a día.

El diseño de la red de Alcantarillado Sanitario se modelo en el software Sewer Gems V8.1 con el fin de obtener un análisis hidráulico de la Red (*Apéndice D*).

5.2.6 Evaluación del Sistema de Tratamiento Existente.

Se evaluó la alternativa de conectar esta red de alcantarillado a la planta existente Somoto nuevo, en base a su caudal de diseño y su caudal de operación actual para conocer su capacidad disponible.

5.2.7 Propuesta de Diseño de la Ampliación del Sistema de Tratamiento.

Tomando en cuenta los resultados de los aforos realizados se plantea la alternativa de diseño para el sistema de tratamiento que recibirá el caudal proveniente de las redes de los barrios en estudio, esta se basara en procesos naturales que no ameritan consumo de energía eléctrica, tendrán un alto nivel de descomposición de la materia orgánica, para facilitar la operación y mantenimiento del mismo y de igual manera que tenga un bajo costo de inversión.

Como tratamiento preliminar se diseñó un Canal de Entrada, dos Rejas Limpieza Manual, para gruesos y finos, un Desarenador de Flujo Horizontal doble en paralelo y un medidor de caudal tipo Parshall, este tiene el objetivo de conducir las aguas a los procesos de tratamiento posteriores. También se adaptó a la entrada del sistema un canal de demasía que se ocupara cuando existan reboses o afluencia de agua de lluvia que quiera entrar a la planta este canal la desviara hasta la salida general del sistema.

El sistema de tratamiento principal seleccionado corresponde al compuesto por (Tanque Imhoff + Biofiltro) al resultar como la mejor opción técnica-económica y mejor manejo de la operación y mantenimiento.

- **Rejas.**

Se diseñó según los criterios típicos para rejas de la Guía Técnica de Alcantarillado Sanitario y Tratamiento de Aguas Residuales del INAA. Los resultados obtenidos para el dimensionamiento de la reja se pueden ver en (Apéndice F.1).

Altura máxima y Altura media

La altura máxima ($H_{m\acute{a}x}$) y media (H_m) de agua en el Canal y la Reja se despejan de la igualdad de las siguientes ecuaciones, respectivamente:

$$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}} = H_{m\acute{a}x} + b \left[\frac{H_{m\acute{a}x} * b}{b * 2H_{m\acute{a}x}} \right]^{2/3}$$

$$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}} = H_m + b \left[\frac{H_m * b}{b * 2H_m} \right]^{2/3}$$

Donde:

Qd: Caudal de diseño (m³/s)

Q_m : Caudal medio (m^3/s)

n : 0.013 (Coeficiente de Manning para Concreto)

S : Pendiente del Canal (m/m)

b : Ancho del Canal (m)

$H_{m\acute{a}x}$: Altura máxima (m)

H_m : Altura media (m)

Velocidad máxima y media en el canal antes de llegar a las rejas.

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{Q_d}{B * H_{m\acute{a}x}} \quad V_m = \frac{Q_m}{B * H_m}$$

Área total mojada

$$A_t = b * H_{m\acute{a}x}$$

Eficiencia

$$E = \frac{a}{a + t}$$

Donde:

E: Eficiencia

a: Separación entre rejas (m).

t: espesor de las rejas (m).

Área útil

$$A_u = A_t * E$$

Velocidad de Paso

$$V_p = \frac{Q_d}{A_u}$$

Área total por velocidad media

$$A' = b * H_{med}$$

Perdidas de carga por Kirschmer en Rejas Limpias

$$h_{fo} = \left(\frac{E}{E_0}\right)^2 * H_f = \left(\frac{E}{0.75 * E}\right)^2 * h_f$$

Donde:

hfo: pérdida de carga por Kirschmer (m).

Altura del Canal

$$H_{canal} = H_{m\acute{a}x} + h_{fo} + BL$$

Donde:

BL: borde libre (m)

Hcanal: Altura del canal (m)

Área útil por velocidad media

$$A'_u = A'_t * E$$

Velocidad Media

$$V'_m = \frac{Q_m}{A'_u}$$

- **Desarenador de flujo horizontal.**

Se diseñó según los criterios para un desarenador de flujo horizontal de la Guía Técnica de Alcantarillado Sanitario y Tratamiento de Aguas Residuales del INAA. Los resultados obtenidos para el dimensionamiento del desarenador se pueden ver en (*Apéndice F.1*).

Criterios de Diseño

Diámetro de Partícula: 0.15 – 0.2 mm

Velocidad de Sedimentación: 0.24 – 0.40 m/s

Altura de almacenamiento: H = 1 m

Ancho

$$b = \frac{Q}{V_s}$$

Donde:

Q: Caudal de Diseño

H: Profundidad

Vs: Velocidad de Sedimentación

Volumen de Sedimento

$$V_s = Q * Tr * 0.029m^3$$

Donde:

Vs: Volumen de Sedimento

Q: Caudal de Diseño

Tr: Tiempo de retención

Volumen requerido

$$V_r = \frac{V_s}{1000}$$

Donde:

Vr: Volumen requerido (m³)

Vs: Volumen de Sedimento (Its)

Volumen propuesto de Tolva

$$V_t = H * b * l$$

Donde:

H: Profundidad (m)

b: Ancho (m)

l: Largo (m)

- **Medidor Parshall.**

Usando la mitad de la base del canal de distribución, se seleccionó un medidor con una garganta de (W) de 0.152 m. Las tablas utilizadas aparecen en el (Apéndice F.1) y se utilizaron las formulas siguientes:

Altura de la sección de medición

$$h_o = K * Q^n$$

Donde:

K: constante de Calibración

N: Constante de Calibración

Q: Caudal (m³/s)

Ancho de la sección con medición

$$D' = \frac{2}{3} * (D - W) + W$$

Donde:

D': valores para las diferentes secciones de garganta

W: ancho de garganta (m)

Velocidad en la sección de medición

$$V_0 = \frac{Q}{D' * H_0}$$

Donde:

H₀: Altura de la Sección de Medición (m)

Velocidad antes del resalto

$$V_1 = 2 \left[\frac{2g * E_0}{3} \right] * \cos \frac{\theta}{3}$$

Donde:

E₀: carga hidráulica.

g: constante de gravedad (9.81 m/s²).

Altura de agua antes del resalto

$$h_1 = \frac{q}{v_1}$$

Donde:

h_1 : Altura de agua antes del resalto (m)

q : Caudal específico en la garganta

Altura del resalto

$$h_2 = \frac{h_1}{2} * ((1 + 8F)^{0.5} - 1)$$

Donde:

F : Número de Froude

Altura de salida del canal

$$h_3 = h_2 - N - K$$

Donde:

N y K : son diferentes dimensiones de garganta

Velocidad en la sección de salida

$$v_3 = \frac{Q}{Ch_3}$$

Donde:

C : Valor para la diferentes dimensiones de garganta

- **Tanque Imhoff.**

Para el diseño del Tanque Imhoff los criterios tomados para el dimensionamiento son los recomendados por (INAA, 2004) en la Guía Técnica para el diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales y por la Guía para el Diseño Técnico de Tanques Sépticos, Imhoff y Lagunas de Estabilización del (CEPIS, 2005). La función principal del tanque Imhoff es eliminar la mayor cantidad de sólidos suspendidos y sedimentables que posea el agua residual. Los cálculos hidráulicos se observan en el (*Apéndice F.2 Diseño de Tanque Imhoff*).

Cámara de digestión:

Tiempo de retención: 2- 4 horas

Carga superficial: 24 – 25 m³/m² * día

Producción de lodos Percápita: 0.001 m³/hab

Coefficiente de lodos digeridos: K = 0.5

Tiempo de retención de lodos: 30-60 días

Volumen de zona digestión

$$VD = V_{fdu} * t_d$$

Volumen de almacenamiento de lodos

$$K = T_d * K * P_l * P$$

Volumen de lodos

$$V_L = P * T_d * P_l$$

Área de secado

$$A_{\text{sec}} = \frac{V_l}{A}$$

Altura de secado de lodos: 0.3 – 0.5 m

Cámara de decantación:

Volumen de Sedimentación

$$V_s = Q_{\text{max}} * T_r$$

Volumen total

$$V_t = V_d + V_l + V_s$$

Área superficial Total

$$A_{st} = A_s + A_i$$

Área de sedimentación

$$A_{\text{sed}} = \frac{Q}{C_s}$$

Cámara de espuma:

$$\text{Área para la capa de impurezas} = 0.20 * A_s$$

Longitud total

$$L_t = L_{mod} * \text{Numero de unidad}$$

Ancho total

$$B_t = 2 B_1 + B_{gas}$$

Deflector de espuma

H1: por debajo de la superficie 0.3 m

H2: por encima de la superficie 0.3m

H3: altura de agua residual.

$$H_3 = \frac{V_s}{A_{sm}}$$

Donde:

V_{sm}: velocidad de sedimentador

A_{sm}: Área superficial mínima

Altura total

$$H_t = H_1 + H_2 + H_3$$

Altura de zona de lodo

$$H_{lz} = \frac{\frac{V_l}{L_m}}{\frac{B_{lt} + b_{tv}}{2}}$$

Donde:

Lm: longitud de modulo (m)

Bt: ancho total (m)

Btv: ancho de tolva de lodo (m)

- **Biofiltros.**

El Biofiltro de Flujo Horizontal Secundario se dimensiono con el objetivo de remover la carga orgánica y disminuir la contaminación microbiológica, presente en el agua residual, de acuerdo con los criterios de calidad exigidos (Decreto 33-95 MARENA). Luego a este diseño se le comprobó su eficiencia mediante el cálculo de Coliformes Fecales esperados, el cual debía ser inferior a los $1.0E+03$ NMP/100 ml. Cabe destacar, que para el dimensionamiento se utilizó la metodología mostrada en el (*Apéndice F.3 Diseño de Biofiltro Horizontal*), donde se toman en cuenta la permeabilidad y porosidad del lecho filtrante, con el cual se diseñó dicho biofiltro, según los parámetros establecidos en el manual técnico de (ASTECC, 2005).

Criterios

Carga hidráulica: (17.255 – 68.255) M/año

Pendiente: 1 %

Profundidad Efectiva: 0.60m – 1.0 m

Altura de borde libre: 0.10 m

Altura de lecho Filtrante: 0.10 m

Espesor de capa de arcilla: 0.25 m

Relación de Taludes: 1:1.5

Relación largo / ancho: 0.5 -1.5

Eficiencia de remoción de coliformes fecales en la salida

$$C_F \text{ Salida} = C_F \text{ entrada} \text{ Exp } \frac{-160}{ch}$$

$$\text{DBO Salida} = \text{DBO entrada} \text{ Exp } \frac{-81.8}{ch}$$

Donde:

Ch: carga hidráulica

Temperatura del agua residual

$$k_T = k_{20} * 1.19^{(T-20)}$$

Donde:

K20: Constante de biodegradación de materia orgánica.

T: temperatura de agua residual de la zona.

Sección efectiva

$$W = \frac{Q}{K_i * S}$$

Donde:

Ki: permeabilidad del lecho filtrante

Q: caudal

S: pendiente

Longitud de taludes al inicio

$$L_i = P_i * 1.5$$

Donde:

Li: Longitud de talud al inicio.

Pi: Profundidad de excavación

Longitud de taludes al final

$$L_i = P_t * 1.5$$

Donde:

Li: Longitud de talud al final.

Pi: Profundidad total de excavación

Ancho de taludes al inicio

$$B_s = 1 * L_i + \frac{B}{n}$$

Donde:

Li: Longitud de talud al inicio.

B: Ancho de la pila.

n: Numero de pila.

Ancho de taludes al final

$$B_s = 1 * L_f + \frac{B}{n}$$

Donde:

Lf: Longitud de talud al final.

B: Ancho de la pila.

n: Numero de pila.

Volumen total

$$V_t = V_{lf} + V_{rr}$$

Donde:

V_{lf} : Volumen de lecho filtrante

V_{rr} : Volumen de taludes rellenados

5.2.8 Ubicación del Sistema de Tratamiento.

Para la Satisfacer la necesidad de un sistema de tratamiento que atienda a la población de estos sectores, el predio seleccionado está ubicado al norte del sistema de tratamiento actual Somoto Nuevo con una extensión de 2 Ha (Figura 9).



Figura No. 9 Ubicación de la Ampliación del Sistema de Tratamiento⁸.

Los criterios técnicos que influyeron para la selección del lugar, se encontró que la topografía del predio cumple con parámetros de diseño para que el sistema funcione

⁸ Fuente: Imagen de Google Earth 2016.

por gravedad en su totalidad y este se encuentra aproximadamente a 1000 m de la población urbana.

Además se planificó que el sistema Propuesto, al igual que los sistemas Existentes en la ciudad de Somoto, tenga como cuerpo receptor el Río Cakahulí, colindante al predio del sistema actual, cabe destacar que se tendrán que adquirir propiedades ya que la ubicación del sitio se encuentra en propiedades privadas.

5.2.9 Calidad de las aguas residuales para el Sistema de Tratamiento.

El *Apéndice E* de este documento contempla los valores de las características de contaminantes más importantes evaluados en aguas residuales de la planta de tratamiento actual de municipio de Somoto las cuales se tomaron como referencia para caracterizar las aguas residuales la ampliación del sistema de tratamiento.

5.2.10 Selección del Sistema de Tratamiento.

La selección del sistema de tratamiento Tanque Imhoff más Biofiltro, ya que estos han sido utilizados a nivel mundial en el tratamiento de aguas residuales domésticas de pequeñas poblaciones, principalmente por su capacidad de remoción de contaminantes, lo cual se tiene la experiencia en Nicaragua, además son de bajo costos de inversión y mantenimiento, no requieren energía y también para estar en armonía con el tratamiento existente colindante al propuesto con el fin de proponer un sistema eficiente, y de fácil operación y mantenimiento.

5.2.11 Presupuesto de las obras a construir.

Se realizó el cálculo de las obras propuestas que involucra la ejecución total del proyecto del sistema de Alcantarillado sanitario, basándose en técnicas y procedimientos establecidos por INAA y ENACAL.

5.2.12 Elaboración de planos.

Se realizaron los planos en AUTOCAD de las obras a construirse y las especificaciones técnicas.

VI. RESULTADOS

6.1 ESTUDIO DE POBLACIÓN.

6.1.1 Datos Censales.

Dentro de los resultados del censo de población y vivienda y la encuesta socioeconómica, realizados se obtuvo el *Cuadro No.5* y el *Apéndice B.2*.

Cuadro No. 5 Composición de la población por barrios y sectores.

Sector	Barrio	Viviendas		Población	
		Cantidad	Porcentaje	Cantidad	Porcentaje
9	Carlos Salgado	80	9.88%	476	9.88%
13	Feliciano Ramos	95	11.73%	565	11.73%
16	Juan Carlos Espinoza	325	40.12%	1934	40.12%
19	Los Maestros	137	16.91%	815	16.91%
21	Linda Vista	173	21.36%	1030	21.36%
	Total	810		4820	

Fuente: Propia

6.1.2 Método Geométrico.

Se determinó una población futura de 10,071 habitantes a través de este método empleando una tasa de crecimiento poblacional de 3.53% correspondiente al último periodo entre censos. (*Apéndice C.2*)

6.1.3 Método de Saturación.

6.1.3.1 Densidad e índice habitacional.

Basados en los censos recopilados en el año 2016 para el área en estudio, la población urbana total emplazada en el área de estudios es de 4,820 personas que habitan un total de 810 viviendas, lo que revela un índice habitacional de 5.95 hab/vivienda, lo cual se redondeó a 6 hab/viv y la densidad de población resultante es de 108 hab/Ha con un área saturada de 66 Ha (*Apéndice C.3*).

6.1.3.2 Población de Saturación.

Como la cantidad de área disponible fue de 21 Ha obtenidos de la Alcaldía Municipal. Se obtuvo una población de diseño de 7,128 habitantes al aplicar dicho método (*Apéndice C.3*).

6.1.4 Población de diseño.

De los resultados obtenidos se puede observar que el número de habitantes totales por el método de saturación es de 7128 habitantes, menor al obtenido con el método geométrico la diferencia de 2,423 habitantes, lo que significa que el área se saturaría según la proyección entre el año 2027-2028, por lo que el diseño se realizó con el resultado obtenido con el método de saturación, ya que este toma en cuenta el área disponible habitable según el plan de ordenamiento territorial municipal.

6.2 CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES.

6.2.1 Dotación de Aguas Residuales y Aporte Percápita de Aguas Residuales.

Según registros históricos del Año 2015 del ENACAL en Madriz (*Apéndice C.4*) se calculó:

$$D = \frac{104,516.25 \text{ m}^3}{28468 \text{ hab}} * \frac{1000}{30 \text{ días}} = 122.37 \text{ lppd}$$

Después de analizar cada uno de los criterios mencionados anteriormente en el diseño metodológico, para el cálculo del caudal de aguas residuales se optó por tomar el 80% de la dotación de agua potable según normas de (INAA, 2004) la dotación de 151 lppd (120.80 lppd), correspondiente a poblaciones entre 20,000-30,000 habitantes ya que en este rango se encuentra la población municipal de Somoto. (Apéndice A.1).

6.2.2 Caudales de Diseño de Aguas Residuales.

En el cuadro se muestra el resumen del caudal de diseño de aguas residuales domésticas generado por los barrios aportantes que drenaran a la red propuesta (Apéndice C.6).

Cuadro 6. Resumen de Caudales de aguas residuales

Q.medio l/s	Q.Infiltrac l/s	Q.máximo l/s	Q.Especial l/s	Q.Diseño l/s
9.96	23.17	29.90	1.59	54.66

6.3 TRAZADO DE LA RED DE RECOLECCIÓN.

Para el diseño se consideró tres áreas de drenaje, en función de la dirección de la pendiente natural, que permite drenar hacia secciones en común, y desde estas a puntos de recolección desde los cuales se puede evacuar el caudal hacia el sistema de tratamiento. Esto definió el sistema de recolección en una colectora: La línea de la colectora se ubicó al margen de un cauce natural (Anexo: Plano de Conjunto).

Se trazó la Red de tipo convencional, siguiendo el sentido del drenaje natural del terreno, el cual recorre en la dirección Norte en dirección al Rio Cacaúlí. El área de

influencia de la colectora se definió en función de las posibilidades de reunir el caudal punto definidos y desde y desde estos conducirlos hacia sistema de tratamiento, verificando siempre que las profundidades de excavación resulten someras.

La cobertura fue de 21 Ha equivalente a 100%, para una población de 7,128 habitantes.

Las redes serán de tipo convencional con tubería PVC SDR-41 y diámetros de 150 mm (6"), 200 mm (8") 250 mm (10") y 300 mm (12") y tubería ASTM F949 de 380 mm (15") de diámetro. En el *Cuadro 7* se presenta un resumen de los análisis hidráulicos de las alcantarillas, los que se detallan en el *Apéndice C.7*.

Cuadro 7. Resultados Globales del diseño de la Redes de Alcantarillado Sanitario.

Características	Unidades	Total
Total de Tubería	m	11,668.70
Tubería 150 mm	m	8,061.02
Tubería 200 mm	m	736.80
Tubería 250 mm	m	246.65
Tubería 300 mm	m	1,285.71
Tubería 380 mm	m	1,338.53
Volumen de excavación	m ³	16,796.49
Volumen de excavación Máximo en tramo	m ³	328.75
Volumen de excavación Mínimo en tramo	m ³	14.88
Pendiente Máxima	%	34.00
Pendiente Mínima	%	0.20
Pendiente Promedio	%	7.60
Profundidad Máxima	m	5.50
Profundidad Mínima	m	1.35
Velocidad Máxima de Diseño	m/s	13.30
Velocidad Mínima de Diseño	m/s	0.57
Velocidad Promedio	m/s	2.01

Fuente: Propia

Los diámetros de la red de todos los barrios fueron todos de 150 mm (6”), cumpliendo siempre con las velocidades y tensión tractiva en todos los tramos. La velocidad mínima se da en el tramo LV-08 al C-23 y la profundidad máxima de PVS fue de 5.50 m en el tramo de tubería C-10 al C-D. Ver cálculos en el *Apéndice C.6* y *C.7*.

6.4 EVALUACIÓN DE SISTEMA DE TRATAMIENTO EXISTENTE

Los resultados de la evaluación arrojaron que la planta tiene 75 m³ / día disponibles con referencia a su capacidad de diseño, según el aforo realizado (*Apéndice E.1*), sin embargo según los resultados de calidad de agua de ENACAL la planta no está cumpliendo con su eficiencia de remoción ya que presenta una alta carga orgánica (*Apéndice E.2*), se observó que se debe a la actividad comercial debido a venta de rosquillas, lácteos y puestos de matanza de animales y el no controlar las descargas ilegales que pueden estar realizando las gasolineras del municipio, por lo que se consideró para estos barrios un nuevo sistema de tratamiento igual al de la planta existente.

6.5 DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMAS DE TRATAMIENTO.

6.5.1 Pre Tratamiento.

Canal de concreto reforzado seguido de dos rejas de acero, una reja gruesa y una reja fina con eficiencias de 80% y 62%, velocidades de paso a través de estas de 0.54 m/s y 0.33 m/s respectivamente, estando dentro de los rangos establecidos de 60% - 85% y 0.30 - 0.60 m/s. Luego el flujo es conducido hacia un desarenador de flujo horizontal de doble cámara con una velocidad de flujo de 0.30 m/s para lograr un asentamiento de material granular mayor a 0.20 mm. A continuación, se ubica en el canal para la medición de caudal un medidor de flujo tipo Parshall diseñado con un ancho de garganta de 6” en el tramo contraído el cual posee un porcentaje de ahogamiento de 17.77% menor al 60% requerido como valor máximo.

6.5.2 Tanque Imhoff.

El tratamiento primario para la planta principal está compuesto de dos Tanques Imhoff, constan de dos cámaras de sedimentación con un tiempo de retención de 3 horas, con un porcentaje de área superficial de zona de ventilación de 44% mayor a los 30% requeridos y una cámara de digestión con una capacidad de almacenamiento de lodos de 30 días (*Apéndice F.2 y Planos Planta y Perfil del Tanque Imhoff*). Poseen, a su vez dos lechos de secado para soportar la descarga de lodos mensualmente con una capacidad de 10.22 m³ cada uno, con un lecho filtrante compuesto de varias capas. Su dimensionamiento se observa en el *Apéndice F.2*.

6.5.3 Biofiltros.

Para el tratamiento secundario de la planta se proponen Biofiltros de Flujo Horizontal. En la planta principal se proponen series de cuatro biofiltros en paralelo con una carga hidráulica de 585.06 m³/Ha x día y un tiempo de retención de 4.55 días (*Apéndice F.3*).

6.5.4 Resumen de los resultados del sistema de Tratamiento propuesto.

De acuerdo con los resultados anteriores, el área total del sistema de tratamiento es de 2 Ha y a continuación se presenta un resumen de la descripción de las dimensiones y calidad de los efluentes, en los *Cuadros 8 y 9*.

Cuadro 8. Dimensiones del Sistema de Tratamiento.

Tecnología seleccionada	Ancho m	Largo m	Área Ha	Altura m	Volumen M³	Tiempo de Retención Días
Tanque Imhoff.	3.52	7.60	0.005	6.00	160.51	0.13
Biofiltro.	70.00	53.00	1.40	0.70	2,597.00	4.55

Fuente: Propia

Cuadro 9. Eficiencia del sistema de tratamiento.

Alternativa Seleccionada	Área Total Ha.	Entrada al Sistema Secundario.				Salida del Sistema.			
		Eficiencia		Calidad		Eficiencia		Calidad	
		DBO %	Colifo%	DBO Mg/l	Colifor. NMP/100 ml	DBO %	Colifo%	DBO Mg/l	Colifor. NMP/100 ml
Tanque Imhoff + Biofiltro.	2	60	30	183.20	3+E06	99.99	99.97	0.02	7.60E+02

Fuente: Propia.

La descarga final se realizará al río Cakahulí donde se descargan los efluentes de la planta de tratamiento existente. Como se puede observar en los resultados anteriores, la planta propuesta cumple con las Normas de vertido del decreto 33-95 del MARENA.

6.6 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS OBRAS PROPUESTAS.

6.6.1 Red de Alcantarillado Sanitario.

Las redes serán de tipo convencional con tubería PVC SDR-41 y diámetros de 150 mm (6"), 200 mm (8") 250 mm (10") y 300 mm (12") y tubería ASTM F949 de 380 mm (15") de diámetro. Los cuales se encuentran divididos en las longitudes correspondientes por barrio de la siguiente manera: Carlos Salgado consta de 34 tramos que suman 1707.59 m, Juan Carlos Espinoza consta de 76 tramos que suman 3654.11 m, Los Maestros consta de 45 tramos que suman 1859.70 m, Linda Vista consta de 23 tramos que suman 997.56 m y una colectora de 1824 m. La cobertura fue de 21 Ha equivalente a 100%, para una población de 7,128 habitantes. Los diámetros de la red de todos los barrios fueron todos de 150 mm (6"), cumpliendo siempre con las velocidades y tensión tractiva en todos los tramos.

6.6.2 Planta de Tratamiento.

6.6.2.1 Obras Hidráulicas.

- **Canal de entrada general**

Canal de Entrada de 0.40 m de ancho y 0.50 m de alto el cual conducirá el gasto de diseño 9.96 l/s hacia los Tanques Imhoff, su longitud será de 3m, y tendrá una altura de 0.09m, las velocidades máximas y medias del canal están comprendidas entre, 0.54 m/s y 0.30 m/s, esto permite que los sólidos arenosos no se sedimenten, procurando una velocidad uniforme a través de las barras, ayudando a evitar demasiadas turbulencias (*Apéndice F.1*).

- **Vertedero de Demasía**

Se situaron vertederos a una distancia de 2 m antes de las rejillas y 1 m antes del canal de distribución del sistema de tratamiento primario, para protección de las obras que componen estas unidades de tratamiento, con el objetivo de desviar las aguas pluviales.

- **Canal Parshall**

Medidor de Flujo Parshall de 6" Según especificaciones de *Apéndice F.1 y Anexos. Planos Planta-Perfil de Pre tratamiento.*

- **Cajas y Mangueras de Distribución y Descarga**

3 Caja 1.50 m x 1.50 m x 0.50 m

12 Caja 1.00 m x 1.00 m x 0.50 m

8 Cajas 0.80 m x 0.80 m x 0.50 m

18 m de Tubería de Ho.Fo. Para descarga de lodos.

300 m de Tubería 8" PVC SDR-41 (Descarga)

100 m de Tubería PVC 8" SDR-41 (Drenaje pluvial).

6.6.2.2 Pre Tratamiento

- Rejas

Se instalarán Rejas de Limpieza Manual una para retención de elementos gruesos con separación entre barras de 5 cm y una para finos con separación de 2 cm de diámetro de varilla de 1/2" para ambas y con una inclinación de 45⁰ con respecto a la horizontal.

- Desarenador

Desarenador de Flujo Horizontal doble en paralelo de 1 m de ancho para cada cámara, con una altura de 0.60 m, pero con un depósito de 0.50 m de profundidad.

6.6.2.3 Tratamiento Primario

2 Tanque Imhoff

El sistema cuenta con 2 Tanques por donde pasan las aguas negras, recibiendo cada unidad un caudal de 430.54 m³/día, en su interior cuenta con 2 módulos sedimentadores, en donde la materia recibida, reposa para su digestión anaerobia, los módulos internos en los tanques tienen una altura de 1.86 m y un ancho de 1.52 m, cuenta con un ancho total de 3.04 m, una longitud de 15.20 m, con una altura total de 6 m, el área que ocupará cada unidad de tanque será de 23 m².

2 Lechos de Secado de Lodos

Las dimensiones de un lecho de secado para una unidad de tanque incluyendo el desarenador tendrá un ancho de 6 m, 2.1 m de longitud y 0.40 m de profundidad, con un área de 12.77 m² (*Anexos. Planos Planta-Perfil de Tanque Imhoff*).

6.6.2.4 Tratamiento Secundario.

4 Biofiltros de Flujo Horizontal

Posee una caja de distribución de caudal por medio de vertederos de 90°, los cuales reparten el gasto a las unidades de Biofiltro, estos pueden operar al mismo tiempo, al sistema le ingresa un caudal de 861.08 m³/día, el que fue dividido en 8 pilas con un caudal de 215.66m³/día, con el objetivo de distribuir las aguas pre-clarificadas en todo el ancho de las pilas, cada pila tiene un ancho de 70 m y una longitud de 53 m (*Anexos. Planos Planta-Perfil de Biofiltros*).

6.6.2.5 Obras complementarias

Las especificaciones son las mismas que las de la planta principal, pero las cantidades se muestran a continuación:

- Adoquinado de Acceso y Parqueo: El área total de adoquinado para el acceso y parqueo es de 600m².
- Cerco Perimetral: La cantidad total de metros lineales fue de 270m, en la parte del frente de la planta se usó malla ciclón de 6' con minifalda de mampostería confinada con un total de 270m. Para el resto del perímetro de la planta se ocupó alambre de púas con postes prefabricados de concreto con una cantidad total de 780m.
- Canales de Drenaje Pluvial: Se instalaron un total de 500m.
- Andenes de Mantenimiento: Se construyeron un total de 800m².

- Luminarias: Se instalaron un total de 2 lámparas de mercurio con sus debidos cabezales y poste metálico.

VII. COSTOS DE LAS OBRAS

El costo total de la Red de Alcantarillado tipo Convencional (*Apéndice G.1*) es de C\$ 37, 877,849.50, lo equivalente a US \$ 1, 306,132.74 con una tasa de cambio de C\$ 29.00 por US \$ 1.00.

El costo estimado de la red se presenta por cantidades de obras Global, por Barrios, y por Colectora Principal para apreciar una cuantía por Sector (*Apéndice G*).

En el caso de ejecutarse el proyecto por etapas se recomiendan realizarse en dos etapas, La Primera etapa: comprende la ejecución en el tramo de colectora (*Apéndice G.7*), los barrios Los Maestros (*Apéndice G.4*) y Linda Vista (*Apéndice G.5*), dado por su proximidad al sistema de tratamiento propuesto.

Segunda Etapa: Barrios Juan Carlos Espinoza (*Apéndice G.3*), Feliciano Ramos (*Apéndice G.6*) y Carlos Salgado (*Apéndice G.2*), para la completa realización del proyecto

VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

La población para el final del periodo de diseño del sistema será de 7,128 habitantes al saturar el área futura que tiene destinada la alcaldía municipal en el año 2027 del período de diseño.

El caudal de diseño obtenido por las diferentes cuencas que drenan hasta el sitio de descarga es de 54.66 l/s.

La red de alcantarillado propuesta es de tipo Convencional para dar una cobertura alrededor del 100% y drenar en su totalidad por gravedad al sitio propuesto del sistema de tratamiento.

Las tuberías de la red de recolección son de PVC-SDR 41 en su totalidad siendo de 150 mm (6") con 8061.02 m, 200 mm (8") con 736.80 m, 250 mm (10") con 246.65 m, 300 mm (12") con 800.11 m y Tubería ASTM F949 375 mm (15") con 1,338.53 m.

El total de Pozos de Visita Sanitarios de la red es de 248 unidades incluyendo las 810 cajas de registro domiciliarias.

La tensión de arrastre mínima es de 1.01 Pa. Por lo que las velocidades mínimas y máximas de diseño se encuentran dentro de los parámetros establecidos por INAA.

El sistema de Tratamiento seleccionado es Tanque Imhoff + Biofiltro, la cual consta de: Pre-Tratamiento (rejas y desarenador), Tratamiento Primario (2 Tanques Imhoff y Lechos de Secado de Lodos) y Tratamiento Secundario (4 Biofiltros de flujo subsuperficial de tipo Horizontal).

El costo total del proyecto resultó de C\$ 37,887,849.50 equivalentes a US\$ 1,306,132.74 con un costo per cápita de C\$ 5,313.96 equivalentes a US\$ 183.24 por persona.

8.2 RECOMENDACIONES

Incorporar en la ejecución de las obras las normas de construcción vigentes en el país tales como RNC-07, NIC 2000, etc. con el propósito de obtener mayor calidad en las obras.

Utilizar sistema de apuntalado, en la instalación de alcantarillas, con profundidades mayores a los 3.00 m en zanjas con anchos de 1.00 m y de excavación manual, y en toda zanja en la que el tipo de suelo ponga en riesgo la seguridad de los obreros.

Durante el proceso de construcción incluir mano de obra local y a su vez comprobar los niveles de las tuberías y elevaciones de pozos de visita utilizando equipos de topografía precisos.

Realizar más estudios geotécnicos en distintos puntos de la ciudad en los cuales las profundidades de zanjas superan los 2.5 mts e igual en la zona donde se propone la ampliación del sistema de tratamiento.

Se recomienda a la Alcaldía Municipal de Somoto realizar las diligencias correspondientes para lograr la ejecución de este proyecto ya que este tendrá un impacto significativo en la calidad de vida de la población y la economía de la ciudad.

De igual manera se recomienda a la alcaldía que se llegue a un acuerdo con los propietarios de las fincas en donde el proyecto ocupa servidumbres de paso y se realice adquisición de terreno para ampliación de sistema de tratamiento propuesta, como también su levantamiento topográfico, análisis estructural y demás planos correspondientes.

IX. BIBLIOGRAFIA

1. ASTEC. (2005). Tecnología Sostenible para el Tratamiento de Aguas Residuales, Biofiltros. Managua.
2. Baldizòn, M. E. (2012). Apuntes de Ingeniería Sanitaria I y II. Apuntes de Ingeniería Sanitaria I y II. Managua, Nicaragua.
3. CEPIS. (2005). Guías para el Diseño de Tecnologías para Alcantarillado Sanitario. Perú.
4. ENACAL. (2013). Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados. Obtenido de Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados:
5. <http://www.enacal.com.ni/informacion/doc/brochureenacalalcantarillado.pdf>
6. FAIR. (1996). "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales", Limusa, México DFMetcalf – Hedí, Ingeniería Sanitaria: Redes de Alcantarillado y Bombeo de aguas residuales, Editorial Labor S.A._1985.
7. INAA. (1998). Guías Técnicas para el diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales. Guías Técnicas para el diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales. Managua, Nicaragua.
8. INAA. (2004). Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales. Managua, Nicaragua: Autor.
9. INAA. (2005). Manual de Mantenimiento de los Sistemas de Alcantarillado Sanitario. Managua.
10. INIFOM. (2015). Instituto Nicaragüense de Fomento Municipal:

11. <http://www.inifom.gob.ni/municipios/documentos/SOMOTO.pdf>
12. LUX DEVELOPMENT. (2007). Estudio de Impacto Ambiental del Alcantarillado Sanitario de los sectores este y oeste de Somoto, Madriz, Nicaragua.
13. McGhee, T. J. (1999). Abastecimiento de Agua y Alcantarillado. Colombia: McGraw-Hill, Inc.
14. MARENA. (s.f.). Disposiciones para el Control de Contaminación Proveniente Descargas de Aguas Residuales Domesticas, Industriales, Agropecuarias, Decreto 33-95. Managua.
15. PODUSO, Alcaldía de Somoto. Diagnostico Urbano "Plan de Ordenamiento y Desarrollo Urbano de Somoto".
16. <https://es.wikipedia.org/wiki/Alcantarillado>