



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMA DE
TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN EL MUNICIPIO DE SANTA
ROSA DEL PEÑON, DEPARTAMENTO DE LEON”**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Douglas Javier Pérez Caldera

Br. Jairo Sleyter Reyes Ramírez

Tutor

M.Sc. Ing. Ricardo Javier Fajardo González

Managua, noviembre 2020

Indice

Contenido

1.Capitulo 1.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes.....	3
1.3. Justificación.....	4
1.4. Objetivos.....	5
1.4.1. Objetivo general.....	5
1.4.2. Objetivos específicos.....	5
2.Marco Teórico.....	6
2.1. Descripción de la zona de estudio.....	6
2.1.1. Ubicación de Santa Rosa del Peñón.....	6
2.1.2. Extensión territorial y composición urbana y rural.....	6
2.1.3. Flora y fauna.....	7
2.1.4. Tradición y cultura.....	8
2.1.5. Desarrollo económico.....	8
2.2. Marco legal e institucional.....	9
2.3. Generalidades.....	11
2.3.1. Alcantarillado sanitario.....	11
2.3.2. Clasificación de sistema de alcantarillado.....	11
2.3.2.1. Sistema de alcantarillados convencionales.....	11
2.3.2.1.1. Clasificación de los sistemas de alcantarillado convencionales.....	12
2.3.2.2. Sistema de alcantarillados no convencionales.....	12
2.3.2.2.1. Clasificación de los sistemas de alcantarillado no convencionales.....	13
2.3.3. Eliminación de las aguas residuales.....	13
2.3.4. Tipos de aguas residuales.....	14
2.3.5. Clasificación de tuberías.....	15

2.3.6. Elementos del alcantarillado	16
2.4. Criterios de diseño	18
2.4.1. Periodo de diseño	18
2.4.2. Proyección de población	19
2.4.3. Cantidades de aguas residuales	20
2.4.3.1. Consumo doméstico	20
2.4.3.2. Consumo comercial, público e industrial.....	20
2.4.3.3. Caudal de infiltración (Q_i).....	21
2.4.3.4. Caudal medio (Q_m).....	21
2.4.3.5. Caudal mínimo de aguas residuales (Q_{min})	21
2.4.3.6. Caudal máximo de aguas residuales (Q_{max})	21
2.4.3.7. Caudal de diseño (Q_d).....	22
2.4.4. Hidráulica de las alcantarillas	22
2.4.4.1. Coeficiente de rugosidad	22
2.4.4.2. Diámetro mínimo.....	23
2.4.4.3. Pendiente longitudinal mínima	23
2.4.4.4. Pérdida de carga adicional.....	24
2.4.4.5. Cambio de diámetro.....	24
2.4.4.6. Ángulos entre tuberías	24
2.4.4.7. Cobertura sobre tuberías	24
2.4.4.8. Ubicación de las alcantarillas	25
2.4.4.9. Secciones especiales de alcantarillas.....	25
2.4.4.10. Conexiones domiciliarias	25
2.4.5. Pozo de Visita Sanitario (P.V.S.).....	26
2.4.5.1. Ubicación	26
2.4.5.2. Distancia máxima entre pozos	26
2.4.5.3. Características del pozo de visita.....	26

2.4.6. Características de las aguas residuales.....	27
2.4.6.1. Generalidades.....	27
2.4.6.2. Muestreo	28
2.4.6.2. Contaminantes de importancia en el tratamiento del agua residual	30
2.4.6.3. Características más importantes de algunas aguas residuales	31
2.4.7. Tratamiento de aguas residuales	32
2.4.8. Procesos de tratamiento preliminar de aguas residuales.....	33
2.4.8.1. Rejillas	33
2.4.8.2. Desarenadores	35
2.4.8.3. Dispositivo para medición de caudal (Medidor Parshall).....	37
2.4.8.4. Trampas para grasas y aceites.....	37
2.4.9. Tratamiento primario	39
2.4.9.1. Sedimentación	39
2.4.9.2. Tanque Imhoff.....	42
2.4.9.3. Laguna anaeróbica	45
2.4.10. Tratamientos secundarios.....	46
2.4.10.1. Lodos activados	46
2.4.10.2. Filtro Biológico.....	47
2.4.10.3. Laguna facultativa	47
2.4.11. Tratamientos terciarios.....	47
2.4.11.1. Humedales	48
2.4.11.2. Lagunas de maduración.....	48
3. Diseño metodológico.....	49
3.1. Estudios básicos	49
3.1.1. Topografía.....	49
3.1.2. Censo poblacional.....	50
3.2. Estudio de población y consumo.....	50

3.2.1. Período de diseño	50
3.2.2. Análisis de tasa de crecimiento.....	51
3.2.3. Población de diseño.....	51
3.2.4. Consumo doméstico.	51
3.2.5. Consumo comercial, industrial y público	51
3.3. Calculo del caudal de diseño (Qd)	51
3.4. Diseño de la red de alcantarillado.....	51
3.5. Diseño del sistema de tratamiento	52
3.5.1. Ubicación del sistema de tratamiento	52
4. Resultados y análisis	53
4.1. Resultados del estudio de población y consumo	53
4.2. Resultados del calculo del caudal de diseño (Qd)	53
4.3. Resultados del diseño de la red de alcantarillado sanitario	53
4.4. Resultados del diseño del sistema de tratamiento de aguas residuales	54
4.4.1. Dimensiones de la reja de barras de limpieza manual	54
4.4.2. Dimensiones del Desarenador	55
4.4.3. Dimensiones del Canal Parshall	55
4.4.4. Resultado del calculo de cargas del tanque imhoff	55
4.4.4.1. dimensiones del sedimentador.....	55
4.4.5. Resultado del calculo de las cargas de las lagunas facultativas	56
4.4.5.1. Dimensiones de las lagunas facultativas	56
4.5. Analisis de los resultados.....	56
4.5.1. Con respecto a la red de alcantarillado sanitario	56
4.5.2. Con respecto al sistema de tratamiento de aguas residuales	57
4.6. Resumen ejecutivo.....	57
5. Conclusiones y recomendaciones.....	59
5.1. Conclusiones.....	59

5.2. Recomendaciones	59
6. Bibliografía.....	61
7. Anexos.....	62
7.1. Tablas de estudio de población y consumo	62
7.2 Tablas de alcantarillado sanitario.....	64
7.2.1. Tabla de datos generales y cálculo de caudales de diseños por tramos	64
7.2.2. Tabla de cálculos hidráulicos	66
7.2.3. Tabla de cálculos topograficos.....	69
7.3. Tablas de la planta de tratamiento de aguas residuales	71
7.3.1. Tabla del cálculo de las dimensiones del canal de entrada	71
7.3.2. Tabla del cálculo de las dimensiones de la reja sencilla	72
7.3.3. Tabla de cálculo de las dimensiones del desarenador.....	73
7.3.4. Tabla del cálculo de las dimensiones del canal Parshall	74
7.3.5. Tabla del cálculo de las dimensiones del tanque IMHOFF	75
7.3.6. Tabla del cálculo de las dimensiones de las lagunas facultativas.....	78

Indice de tablas

Tabla 1. Dotaciones de agua	20
Tabla 2. Consumo comercial público e industrial	20
Tabla 3. Valores del coeficiente de rugosidad “n”	23
Tabla 4. Distancia máxima entre pozos	26
Tabla 5. Composición típica de aguas residuales de la ciudad de León.....	32
Tabla 6. Información típica para el diseño de rejillas de barras	34
Tabla 7. Valores de β de Kirschmer	35
Tabla 8. Información típica para el diseño de desarenadores de flujo horizontal ..	36
Tabla 9. Información típica para el diseño de trampas de grasa.....	38
Tabla 10. Información típica para el diseño de tanques de sedimentación primaria	40
Tabla 11. Información típica para el diseño de tanques Imhoff.....	44

1.Capitulo 1

1.1.Introducción

El presente trabajo reúne los pormenores del diseño de la red de alcantarillado sanitario y de la planta de tratamiento del municipio de Santa Rosa del Peñón, León, Nicaragua.

En todos los territorios donde el hombre se asienta formando comunidades este genera desechos de todo tipo, los cuales son necesarios que tenga una forma de evacuarlos de la población y que también puedan ser procesados a fin de que sean un producto final que no afecte a nuestro medio ambiente contaminándolo o que lo afecte lo menos posible, en el caso de las aguas residuales, estas son evacuadas por medio de sistemas de alcantarillados y son procesadas por medio de plantas de tratamiento.

Este tema es una problemática para cualquier población, puesto que aquellas que carecen de un sistema como este, se convierten en fuentes de contaminación para los ríos, lagos, lagunas, etc. que la rodean.

Además de ser tóxico para nuestro medio ambiente, el no tener un sistema como este se convierte en un atentado para nuestra salud, ya que el tratamiento inadecuado de los desechos que componen las aguas residuales como las heces fecales, puede llegar a producir enfermedades terribles para la población. En estos dos aspectos se sustenta el hecho de ver esta problemática como un tema prioritario.

Para introducirnos en el tema es necesario conocer de manera general que es un sistema de alcantarillado y que es una planta de tratamiento de aguas residuales. El alcantarillado sanitario o red de drenaje es un sistema de estructuras y tuberías usado para la recolección y transporte de las aguas residuales, aguas industriales y aguas de lluvias de una población desde el lugar en que se generan hasta algún cuerpo de agua, corriente o punto de descarga donde serán tratadas.

Los alcantarillados se pueden construir de dos modos, como redes unitarias o redes separativas o separadas. Las redes unitarias son las que se proyectan y construyen

para recibir en un único conducto, mezclándolas, tanto las aguas residuales (urbanas e industriales) como las pluviales generadas en el área urbana cubierta por la red; mientras que las redes separativas o redes separadas constan de dos canalizaciones totalmente independientes; una, la red de alcantarillado sanitario, transporta las aguas residuales domésticas, comerciales e industriales hasta una estación depuradora; y la otra, la red de alcantarillado pluvial, conduce las aguas pluviales hasta el receptor, que puede ser un río, un lago o el mar.

De manera general la planta de tratamiento es una instalación donde a las aguas residuales se les retiran los contaminantes, para hacer de ella un agua sin riesgos para la salud y/o medio ambiente al disponerla en un cuerpo receptor natural o para su reuso en otras actividades de la vida cotidiana con excepción del consumo humano.

En el desarrollo de las comunidades de nuestro país, sus servicios en general se inician con un precario abastecimiento de agua potable y van satisfaciendo sus necesidades con base en obras escalonadas en bien de su economía. En Santa Rosa del Peñón comenzaron por invertir en dicho sistema, sin embargo, esta localidad aún no cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario.

1.2. Antecedentes

A nivel de la región entre 1990 y 2006, Centroamérica incrementó el saneamiento de 64% a 77%, es decir un 13% que equivale a 30.7 millones personas con acceso a instalaciones de saneamiento mejorado. Específicamente en la población urbana solo incremento un 2%, pasando de 80% a 82% de la población urbana total. No así en la población rural cuyo incremento fue notable con un 18%, pasando de 51% a 69% de la población rural total.

En nuestra Nicaragua en 2004 contaba con un servicio de alcantarillado sanitario disponible en 27 ciudades o locales. En su mayoría operando por gravedad. Estos sistemas recolectaban aproximadamente 57.9 millones de metros cúbicos de aguas residuales de los cuales solo 22.8% eran sometidos a tratamiento, es decir el 39.4 %. Más del 55 % eran lagunas facultativas primarias y secundarias.

En 2004 el departamento de León contaba con 7 localidades con el servicio de alcantarillado, teniendo a 5 de estas con lagunas de estabilización como lo son Sutiava, San Isidro, El cocal, Santa Elena y El Patriarca; y 2 con fosas sépticas con zanjas de infiltración como son San Carlos y La Paz Centro.

En 2009 se inaugura la planta de tratamiento de aguas residuales de Managua Augusto C. Sandino, la única en Centroamérica. Ésta procesa toda el agua residual de toda el área metropolitana de Managua antes de ser depositada en el lago Xolotlán.

En la actualidad el municipio de Santa Rosa del Peñón no cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario y por ende tampoco con uno de tratamiento de aguas residuales. La población en su totalidad utiliza sumideros o letrinas como método sanitario. Los cuales tienen una vida útil de 5 a 10 años y que al cabo de este tiempo son reemplazadas por otras del mismo tipo.

Por otra parte, no se han realizado estudios que contribuyan a un posible proyecto de alcantarillad sanitario con planta de tratamiento.

1.3. Justificación

Este tema de tesis fue elegido a fin de trabajar en algo que pueda contribuir en el desarrollo de nuestro país NICARAGUA, en este sentido se decidió diseñar una obra que está dirigida a satisfacer una de las necesidades prioritaria para la población de Santa Rosa del Peñón, como es la recolección y tratamiento de sus aguas residuales.

Ante la importancia de este sistema de red de alcantarillado y planta de tratamiento de aguas residuales para evitar enfermedades en dicha comunidad y garantizar la no contaminación a nuestro medio ambiente, es que este equipo de estudiantes de ingeniería civil se ha decantado por este tema en específico, sabiendo que la comunidad en cuestión no cuenta con un sistema adecuado en la materia y esperando que esta acción pueda despertar en las autoridades (sobre todo aquellas que han colaborado directamente para la realización de esta tesis monográfica) la inquietud de luchar por fondos para un sistema así para la comunidad de Santa Rosa del Peñón en un futuro que ojala no sea muy lejano y esperando que este diseño sea un punto de partida en pro de dicha meta, a fin de tener una comunidad mejor, con un saneamiento adecuado, para que sus pobladores tengan un mejor vivir.

La elección de esta localidad en específico tiene que ver con que uno de los integrantes del grupo de autores de esta tesis monográfica vive muy cercano a dicho lugar, teniendo incluso familiares en la zona; lo que significa que conoce mejor el área de interés y conoce a sus autoridades municipales, los cuales son muy importantes en la recaudación de información para estos diseños, entre otras cosas.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Diseñar de acuerdo a los parámetros establecidos en la normativa nacional, el sistema de alcantarillado sanitario, así como la respectiva planta de tratamiento de aguas residuales en el municipio de Santa Rosa del Peñón para proveer de una adecuada recolección, manejo y tratamiento de aguas residuales de origen doméstico.

1.4.2. Objetivos específicos

1. Describir las características generales del área de estudio.
2. Diseñar el sistema propuesto de alcantarillado sanitario aplicando los criterios técnicos de la normativa vigente del país.
3. Diseñar el sistema de tratamiento de aguas residuales, que se adapte a las condiciones ambientales del sitio, que sea funcional y trabaje correctamente.

2.Marco Teórico

A continuación, se abordará la descripción de la zona de estudio, el marco legal e institucional en el que se encausa el presente trabajo monográfico, generalidades y criterios de diseño empleados en esta tesis, a fin de mostrar las bases en que se enmarca el presente trabajo.

2.1. Descripción de la zona de estudio

2.1.1. Ubicación de Santa Rosa del Peñón

Este municipio se localiza al norte del departamento de León, en la región de occidente del territorio nacional a 174 Km. de la ciudad de Managua, capital de Nicaragua. Es el segundo municipio de menor extensión del departamento de León, aunque se destaca entre los de la región del norte, como uno de los de mayor riqueza mineral.

Se encuentra en las coordenadas 12° 48' de latitud Norte y 86° 22' de longitud Oeste.

Limites:

Al Norte: Municipio de San Nicolás (Dpto. de Estelí).

Al Sur: Municipio de El Jicaral (Dpto. de León).

Al Este: Municipio de San Isidro (Dpto. de Matagalpa).

Al Oeste: Municipio de El Sauce (Dpto. de León)

2.1.2. Extensión territorial y composición urbana y rural

El municipio cuenta con un territorio de 227.6 Km², el cual antiguamente estuvo integrado por las siguientes comarcas: Azacualpa, El Boquerón, Buena Vista, El Chaparral, El Hatillo, El Jicote, Nance Dulce, Ocotillo, El Picacho, El Tanque y La Torera.

- **Urbano**

La parte urbana está compuesta por cuatro zonas las cuales son: Zona 1, Zona 2, Zona 3, Zona 4, dos barrios recién fundados y Mina la India.

- **Rural**

El sector rural está compuesto por 33 comarcas: El Charco, El Chaparral, Paso Ancho, Las Quebradas, El Jicote, Las Cañas, Talolinga, El Quebrachal, Santa Rita, El Confite, Buena Vista, La Pita, Tierras Blancas, Ocotillo, Hatillo, Azapera, El Tanque, El Coyol, Nance Dulce, Las Piñuelas, Azacualpa, El Boquerón, El Picacho, El Tanque, El Talpetate, El Regadío, Agua Fría, La Mora, La Morada, Hato Viejo, La Lima, Terrero Blanco y Huacalpizque.

La población total del municipio es de: 10, 272 habitantes. (censo nacional abril 1995). Población urbana: 1,870 (18.2%) Población rural: 8,402 (81.8%)

Como toda la región del Pacífico, el municipio presenta un clima seco, con temperatura promedio de 38°C con dos estaciones invierno y verano. Su clima es seco en verano y un poco fresco en invierno. Las temperaturas más altas se presentan durante los meses de abril y mayo, y las más bajas en el mes de diciembre. La precipitación anual oscila entre los 1,200 mm hasta un máximo de 1,800mm anuales.

2.1.3. Flora y fauna

- **Flora**

El despale indiscriminado y los incendios de las diferentes especies de bosques y maderas preciosas han afectado considerablemente el inventario de recursos naturales, provocando peligro de extinción de árboles como el Madroño, Caoba, Cedro, Genízaro, Guanacaste, Quebracho y afectando la biodiversidad.

- **Fauna**

En cuanto a la fauna silvestre, en el municipio existen garrobos, venados, sahino, coyotes, conejos, guarda tinajas, cascabel, gato de cerro, tigrillo, cuyusa, chachalaca, gavilanes, querque, cuervos, guachirica, zorros, pizotes, loras, lapas, chocoyos, zanates, gorriones, mapachín, Zorro espín, Zorro mión, ardillas, urraca, zenzontle, cusuco y aves como el guardabarrancos, loros y palomas. Los incendios, la caza y el despale han provocado que desaparezcan ciertas especies de animales.

2.1.4. Tradición y cultura

Los habitantes de Santa Rosa del Peñón son católicos por tradición y entre sus celebraciones se encuentran, la Semana Santa como la más importante, la celebración de las fiestas patronales en honor a Santa Rosa del Peñón de Lima, que se realizan del 27 al 30 de Agosto de cada año, con el solemne encuentro de las imágenes de Santa Rosa del Peñón, de la Virgen de Mercedes de El Jicaral, del Cerro de Anís, con la Virgen de Los Desamparados, así como la celebración de la Navidad y las fiestas patrias.

Las fiestas de Santa Rosa del Peñón de Lima se celebran desde hace más de un siglo, a la que asisten miles de devotos de la Virgen que llegan a cumplir promesas por favores recibidos.

2.1.5. Desarrollo económico

Las principales actividades económicas de Santa Rosa del Peñón son la minería, la agricultura y la ganadería.

- **Minería**

La minería rústica o güiriseros es actualmente la principal actividad económica del municipio, la mayoría de la población se dedica a esta tarea en época de verano, en estos años, por la sequía que ha azotado a la región, se ha convertido en la más importante forma de trabajo del municipio. El municipio de Santa Rosa del Peñón en los años 70's vivió su época de oro con la explotación de la mina "La India", en la actualidad existen aún residuos de este mineral.

Las principales minas de oro del municipio son: La India, San Lucas, Dos Hermanas, El Pilar, San Juan, El Potrero y El Nancital. El territorio encierra ricas minas de yeso, que se encuentran en explotación. En materia industrial solamente cuenta con industrias caseras de cerámica y tejidos. Actualmente existe un molino de oro semi-industrializado, de propiedad privada.

- **Agricultura**

El frijol rojo es el producto más importante y hace del municipio uno de los mayores productores del departamento, se cultiva para el consumo local y la comercialización externa. Otros productos que se cultivan son: el maíz, trigo millón y sorgo.

- **Sector pecuario**

La ganadería se práctica en mediana escala, debido a las características del terreno, existen aproximadamente 2,500 cabezas de ganado utilizadas para la producción de carne y leche, ambas para el consumo local y en pequeña proporción para la comercialización. Según estadísticas del Ministerio de Acción Social (MAS), existe un total aproximado de 1,500 productores, con y sin títulos de propiedad y productores que alquilan la tierra para producirla. El municipio no cuenta con cooperativas agrícolas.

2.2. Marco legal e institucional

- **INAA**

El ente regulador, denominado el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados. La Ley 275 de Reforma a la Ley Orgánica del INAA, establece que “El Instituto tendrá a su cargo la regulación, fiscalización y normación del sector de agua potable y alcantarillado sanitario”

- **ENACAL**

Prestador del servicio urbano, denominado Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados. La Ley 276 de creación de ENACAL establece entre sus funciones “Construir las obras que se requieran para brindar los servicios de agua potable y alcantarillado sanitario y resolver los problemas de abastecimiento y saneamiento de las aguas en las comunidades rurales del país, de conformidad a las demás leyes existentes” y “Operar los sistemas públicos de agua potable y/o alcantarillado sanitario no concesionados a otra empresa por el ente regulador”.

- **EI NUEVO FISE**

Denominado Fondo de Inversión Social de Emergencia en la promoción y ejecución de sistemas rurales, el Decreto 59-90 de creación del NUEVO FISE, faculta a promover, financiar y supervisar programas y proyectos que desarrollen el capital humano, social y de infraestructura física de las comunidades pobres del país.

- **MARENA**

El Ministerio de Medio Ambiente y los Recursos Naturales regula la descarga de los efluentes residuales de tratamientos en cuerpos receptores de agua. El Decreto 21-2017 del MARENA regula la descarga de plantas de tratamiento o industrias.

- **CEPIS**

El Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) es la Unidad de Saneamiento Básico del Área de Desarrollo Sostenible y Salud Ambiental (SDE) de la Organización Panamericana de la Salud (OPS), Oficina Regional para las Américas de la Organización Mundial de la Salud (OMS). Fue creado en 1968 y desde entonces funciona en Lima, Perú. El Gobierno Peruano le facilitó las instalaciones y cubre parte de los gastos operativos. Forma parte de la División de Salud y Ambiente de la OPS y desarrolla sus actividades con el apoyo de las Oficinas de Representación de la OPS/OMS en los países.

- **Alcaldía Municipales y Comites de Agua Potable y Saneamiento**

La Ley 40 de Municipios establece: “El gobierno municipal tendrá, entre otras, las competencias siguientes: Construir, dar mantenimiento y administrar los acueductos municipales y las redes de abastecimiento domiciliar”, así como “construir, dar mantenimiento y administrar la red de alcantarillado sanitario, así como el sistema de depósito y tratamiento de las aguas negras”. Los CAPS carecen de personería jurídica.

2.3. Generalidades

2.3.1. Alcantarillado sanitario

El sistema de alcantarillado sanitario consiste en una serie de tuberías y obras complementarias, necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales de la población y la escorrentía superficial producida por la lluvia.

2.3.2. Clasificación de sistema de alcantarillado

Los sistemas de alcantarillado pueden ser de dos tipos: convencionales o no convencionales.

2.3.2.1. Sistema de alcantarillados convencionales

Los alcantarillados Convencionales son redes grandes de tuberías subterráneas que transportan aguas negras, aguas grises y aguas pluviales de viviendas individuales a unas instalaciones de tratamiento centralizado usando gravedad o bombas donde sea necesario.

Este se diseña con muchos ramales. Típicamente la red se subdivide en redes primaria (líneas principales de alcantarillado a lo largo de las avenidas principales), secundaria, y terciaria a nivel vecindario y viviendas).

Los sistemas de alcantarillado convencionales son los más usado debido a su fácil diseño y también a sus características especiales como disponibilidad de materiales en el mercado local, fácil colocación, flexibilidad de acuerdo al área geográfica, disponibilidad en cualquier diámetro, etc.

Sin embargo, este sistema, cuenta con muchas limitaciones: Se requiere mucho tiempo para conectar todas las viviendas, es difícil y costoso de expandir cuando cambia y crece la comunidad, requieren diseño por expertos y supervisión de la construcción, el efluente y los lodos (de los interceptores) requieren tratamiento secundario y/o descarga apropiada, alto costo de capital y moderado costo de operación.

2.3.2.1.1. Clasificación de los sistemas de alcantarillado convencionales

Los sistemas convencionales de alcantarillado se clasifican en:

Alcantarillado separado: es aquel en el cual se independiza la evacuación de aguas residuales y lluvia.

Un sistema separado contempla una red

- a) **Alcantarillado sanitario:** sistema diseñado para recolectar exclusivamente las aguas residuales domésticas e industriales.
- b) **Alcantarillado pluvial:** sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por la precipitación.

Alcantarillado combinado: conduce simultáneamente las aguas residuales, domésticas e industriales, y las aguas de lluvia. En este tipo de sistema las dimensiones de los conductos resultan relativamente grandes y las inversiones industriales frecuentemente son muy altas.

2.3.2.2. Sistema de alcantarillados no convencionales

Los sistemas de alcantarillado no convencionales surgen como una respuesta de saneamiento básico de poblaciones de bajos recursos económicos, son sistemas poco flexibles, que requieren de mayor definición y control de los parámetros de diseño, en especial del caudal, mantenimiento intensivo y en gran medida, de la cultura en la comunidad que acepte y controle el sistema dentro de las limitaciones que éstos pueden tener.

Los sistemas de alcantarillado no convencionales describen una red de alcantarillado que se construye usando tubería de diámetro dispuesta a una profundidad y en pendientes menores al alcantarillado convencional, permitiendo un diseño más flexible asociado con menores costos (excavación, material del alcantarillado, pozos de registros convencionales, conexiones domiciliarias), y un mayor número de viviendas conectadas.

Este sistema incluye una exigencia de trabajos preliminares y permanentes (educación sanitaria y asistencia social para el involucramiento de la comunidad en el proceso constructivo, de operación y de mantenimiento del alcantarillado). Y hay

posibilidad de surgimiento de algunas dificultades teniendo en cuenta: derecho de paso, servidumbre, expropiación, ampliación de áreas construidas, etc.

2.3.2.2.1. Clasificación de los sistemas de alcantarillado no convencionales

Los sistemas de alcantarillado no convencionales se clasifican según el tipo de tecnología aplicada y en general se limita a la evacuación de las aguas residuales.

- a) **Alcantarillado simplificado:** un sistema de alcantarillado sanitario simplificado se diseña con los mismos lineamientos de un alcantarillado convencional, pero teniendo en cuenta la posibilidad de reducir diámetros y disminuir distancias entre pozos al disponer de mejores equipos de mantenimiento.
- b) **Alcantarillado condominial:** Son los alcantarillados que recogen las aguas residuales de un pequeño grupo de viviendas, menor a una hectárea, y las conduce a un sistema de alcantarillado convencional.
- c) **Alcantarillado sin arrastre de sólidos.** Conocidos también como alcantarillados a presión, son sistemas en los cuales se eliminan los sólidos de los efluentes de la vivienda por medio de un tanque interceptor. El agua es transportada luego a una planta de tratamiento o sistema de alcantarillado convencional a través de tuberías de diámetro de energía uniforme y que, por tanto, pueden trabajar a presión en algunas secciones.

El tipo de alcantarillado que se use depende de las características de tamaño, topografía y condiciones económicas del proyecto.

2.3.3. Eliminación de las aguas residuales

La reunión y concentración de los residuos líquidos de una comunidad, denominadas aguas negras o residuales, crea el problema de su evacuación, que es necesario resolver para proteger la salud y el bienestar público.

El destino final de las aguas residuales puede ser:

a) Conducción a través del campo

Obliga a esparcir las aguas negras sobre la superficie del terreno, a distribuirlas bajo la superficie mediante un sistema de tubos subterráneos o descargarlos, bajo condiciones favorables, en zanjas o letrinas.

b) Conducción a una masa de agua

Cuando el destino final es a una masa de agua, generalmente es necesario recurrir a algún sistema de tratamiento, según sea el caso, con el objetivo de preparar estas aguas negras para su eliminación definitiva. Las materias solidas obtenidas como residuos del tratamiento pueden enterrarse, quemarse, sumergirse en una masa de agua o usarse para fines comerciales, como para relleno de mezclas fertilizantes.

En general puede decirse que, en nuestro medio, el objetivo de someter a tratamiento las aguas negras hasta hoy, ha sido convertirlas en un residuo líquido que pueda evacuarse sin perjuicio para la salud y en ciertos casos excepcionales, evitar la contaminación en las aguas de abastecimiento público.

2.3.4. Tipos de aguas residuales

Las aguas residuales pueden obtener diferentes nombres descriptivos según su origen o procedencia.

a) Aguas residuales domesticas

Son aquellas provenientes de inodoros, lavaderos, cocinas y otros elementos domésticos. Estas aguas están compuestas por solidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), solidos sedimentales (principalmente materia inorgánica), nutrientes (nitrógeno y fosforo) y organismos patógenos.

b) Aguas residuales industriales

Se originas de los desechos de procesos industriales o manufactureros, y debido a su naturaleza, pueden contener además de los componentes citados anteriormente respecto a las aguas domésticas, elementos tóxicos tales como: plomo, mercurio,

níquel, cobre y otros, que requieren ser removidos en vez de ser vertidos al sistema de alcantarillado.

c) Aguas pluviales

Proviene de la precipitación pluvial y debido a su efecto de lavado sobre tejados, calles y suelos, pueden contener una gran cantidad de sólidos suspendidos, en zona de alta contaminación atmosférica, pueden contener algunos metales pesados y otros elementos químicos.

2.3.5. Clasificación de tuberías

- **Laterales o Iniciales:** Reciben únicamente los desagües provenientes de los domicilios.
- **Secundarias:** Es aquella tubería que recibe el caudal de dos o más tuberías iniciales.
- **Colector secundario:** Un colector secundario puede recibir el desagüe de dos o más tuberías secundarias.
- **Colector principal:** También conocido como red primaria, es aquella que capta el caudal de dos o más colectores secundarios.
- **Emisario final:** Transporta todo el caudal de aguas residuales o de lluvia hasta su punto de entrega, es decir hasta una planta de tratamiento o un vertedero final como puede ser un río, lago o mar. El escurrimiento de las aguas debe darse por gravedad salvo en algunos casos en donde se requiere de un equipo de bombeo para elevar el agua a una altura diferente para continuar con la descarga.

A los emisores se le distinguen de los colectores debido a que no reciben descargas de conexiones adicionales durante todo su recorrido.

- **Interceptor:** Es aquella tubería que como su nombre lo dice intercepta las aguas negras de los colectores y las descarga hasta un emisor o directamente en una planta de tratamiento. En dicho modelo las tuberías principales como los colectores son instaladas en zonas curvas que mantienen cierto paralelismo y

poco desnivel, y estas son descargadas en una tubería paralela de mayor diámetro como lo es un interceptor.

2.3.6. Elementos del alcantarillado

- **Conexión domiciliar (albañales):** Se denomina así a los conductos que recolectan las aportaciones de aguas residuales de una casa o edificios y las entregan a la red municipal. Estos conductos se dividen en dos partes, la primera se le denomina albañal interior y es la que se localiza dentro del predio, casa o edificio.

A la segunda se le llama albañal exterior, porque se localiza del parámetro exterior de la casa o edificio al entronque con el conducto de la calle, su finalidad es transportar las aguas residuales originadas en ellos a las alcantarillas secundarias o a cualquier otra alcantarilla, excepto a otra acometida domiciliar.

- **Atarjea, laterales o cabeceros:** Son las tuberías de diámetro mínimo dentro de la red, que se instalan a lo largo de los ejes de las calles de una localidad y sirven para recibir las aportaciones de los albañales o descargas domiciliarias de las casas o edificios.

El trazo de atarjeas generalmente se realiza coincidiendo con el eje longitudinal de cada calle y de la ubicación de los frentes de los lotes. Los trazos más usuales se pueden agrupar en forma general en los siguientes tipos:

a) Trazo en peine

Se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro, perpendicular a ellas. Tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las cabezas de atarjeas, lo cual resulta útil en el diseño cuando la topografía es muy irregular.

b) Trazo en bayoneta

Se denomina así al trazo que iniciando en una cabeza de atarjea tiene un desarrollo en zigzag o en escalera. Requiere de terrenos con pendientes suaves más o menos estables y definidas. Para este tipo de trazo, en las plantillas de los pozos de visita,

las medias cañas usadas para el cambio de dirección de las tuberías que confluyen, son independientes y con curvatura opuesta, no debiendo tener una diferencia mayor de 0.50 m entre las dos medias cañas.

c) **Trazo combinado**

Corresponde a una combinación de los dos trazos anteriores y a trazos particulares obligados por los accidentes topográficos de la zona.

Aunque cada tipo de trazo tiene características particulares respecto a su uso, el modelo de bayoneta tiene cierta ventaja sobre otros modelos, en lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de las tuberías. Sin embargo este no es el único punto que se considera en la elección del tipo trazo, pues depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio.

- **Subcolector:** Son los conductos que reciben las aportaciones de aguas residuales provenientes de las atarjeas o cabeceros y, por lo tanto, tienen un diámetro mayor. Sirven también como líneas auxiliares de los colectores. Algunos lo denominan conductos secundarios y entregan las aguas residuales al colector.

- **Colector:** Es la línea o conducto que se localiza en partes bajas de la localidad. Su función es captar todas las aportaciones provenientes de subcolectores, atarjeas y descargas domiciliarias para conducir las hasta la parte final de la zona urbana donde se iniciara el emisor.

Debe preocuparse que la traza sea lo más recta posible, evitando inflexiones y vueltas. Es el conducto troncal que da el sentido del escurrimiento

- **Interceptor:** Es un conducto abierto o cerrado que intercepta o desvía las aguas pluviales, aliviando problemas que ponen en peligro a la población.

- **Emisor:** Es el conducto comprendido entre el final de la zona urbana de una localidad y el sitio de vertido o en su caso, planta de tratamiento.

El emisor recibe solo aportaciones de agua residuales provenientes del colector o colectores, por lo que su función es transportar la totalidad de las aguas captadas por el resto de la red de alcantarillado.

- **Pozos de visita:** estructura compuesta de un cono excéntrico y base cilíndrica que permiten acceso a los colectores para labores de mantenimiento.

Permiten la inspección, ventilación y limpieza de la red de Alcantarillado, se utilizan para la unión de dos o más tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente, así como para las ampliaciones o reparaciones de las tuberías incidentes (de diferente material o tecnología.) Los pozos de visita pueden ser prefabricados o contruidos en sitio de la obra.

- **Tratamiento:** El objetivo del tratamiento y disposición de las aguas residuales es el de remover material orgánico y eliminar agentes productores de enfermedades y además, proteger la calidad de los recursos hídricos de una región, nación o continente. Entre los tipos de tratamiento se destacan las rejillas, trituradores, tanques sépticos, tanques inhoff, lagunas de estabilización, lodos activados, aeración extensiva, filtros biológicos entre otros.

- **Disposición final:** Una vez sometidas a tratamiento, quitándoles su poder nocivo, las aguas residuales se podrán verter a corrientes naturales (arroyos, ríos, lagos o mar) o en su caso usarlas para riego agrícola, riego de parques y jardines o canalizarlas hacia industrias.

2.4. Criterios de diseño

2.4.1. Periodo de diseño

El periodo de diseño se estima en base a factores que inciden en la capacidad y buen funcionamiento del sistema, cumpliendo los parámetros bajo los cuales será diseñado.

Los parámetros de mayor relevancia en la definición del periodo de diseño son la población a ser atendida a lo largo del periodo y la longevidad de sus componentes.

2.4.2. Proyección de población

Consideraciones generales

La determinación de la cantidad de aguas residuales a eliminar de una comunidad es fundamental para el proyecto de instalaciones de recolección, bombeo, tratamiento y evacuación y futuras extensiones del servicio. Por consiguiente, es necesario predecir la población para un número de años, que será fijado por los períodos económicos del diseño.

Métodos de cálculo

Tasa de crecimiento geométrico

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

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

La tasa de crecimiento se determinará mediante la ecuación:

$$r(\%) = \left[\left(\frac{P_n}{P_0} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 \right] * 100$$

$$P_n = P_0 * [1 + r(\%)]^n$$

$r(\%)$: Tasa de crecimiento geométrico

P_n : Población futura a los n años

P_o : Población inicial

n : Número de años

Tomando en cuenta que esta debe estar comprendida en el rango de:

$$2.5 \leq r (\%) \leq 4$$

2.4.3. Cantidades de aguas residuales

En las tablas siguientes se muestran valores guías de dotación para diferentes usos y localidades del país.

2.4.3.1. Consumo doméstico

Para la ciudad de Santa Rosa del Peñón

Tabla 1. Dotaciones de agua

Rango de población	DOTACIÓN L/HAB/DIA
0 – 5000	100
5000 – 10000	105
10000 – 15000	110
15000 – 20000	120
20000 – 30000	130
30000 – 50000	155
50000 - 100000 y mas	160

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillados sanitarios y tratamiento de aguas residuales.
INAA (2005).

2.4.3.2. Consumo comercial, público e industrial

Se deberán usar los porcentajes de acuerdo a la dotación doméstica diaria, en casos especiales se estudiará específicamente en forma detallada. Ver tabla 2.

Tabla 2. Consumo comercial público e industrial

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Publico o institucional	7
Industrial	2

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillados sanitarios y tratamiento de aguas residuales.
INAA (2005).

2.4.3.3. Caudal de infiltración (Qi)

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

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

Para tuberías plásticas 2L/hora/100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro.

2.4.3.4. Caudal medio (Qm)

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

2.4.3.5. Caudal mínimo de aguas residuales (Qmin)

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

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

2.4.3.6. Caudal máximo de aguas residuales (Qmax)

El gasto máximo de aguas residuales domésticas se deberá determinar utilizando el factor de relación de Harmon.

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

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

P : Población servida en miles de habitantes.

Q_m : Gasto medio de aguas residuales domésticas.

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

2.4.3.7. Caudal de diseño (Q_d)

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

El gasto de diseño hidráulico del sistema de alcantarillas se deberá calcular de la forma siguiente:

$$Q_d = Q_{max} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{inst}$$

Q_{com} : Gasto comercial

Q_{ind} : Gasto industrial

Q_{inst} : Gasto institucional o público

2.4.4. Hidráulica de las alcantarillas

2.4.4.1. Coeficiente de rugosidad

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en base al criterio de la tensión de arrastre y a la fórmula de Manning.

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

Dónde:

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

R : Radio hidráulico (m)

S : Pendiente de la tubería (m/m)

V : Velocidad del flujo (m/s)

Se pueden usar diferentes clases de tuberías, las cuales se seleccionarán de acuerdo a las condiciones en que funcionará el sistema y a los costos de inversión y de Operación & Mantenimiento.

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. La velocidad máxima de flujo deberá ser de 3 m/s.

En la Tabla siguiente se indican valores del coeficiente de rugosidad “n” de Manning, para las tuberías de uso más corriente.

Tabla 3. Valores del coeficiente de rugosidad “n”

Material	Coeficiente “n”	Material	Coeficiente “n”
Concreto	0.013	Hierro galvanizado (H ^º G ^º)	0.014
Polivinilo (PVC)	0.009	Hierro Fundido (H ^º F ^º)	0.012
Polietileno (PE)	0.009	Fibra de vidrio	0.010
Asbesto-Cemento (AC)	0.010		

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillados sanitarios y tratamiento de aguas residuales. INAA (2005).

2.4.4.2. Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de las tuberías deberá ser de 150 mm.

2.4.4.3. 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, según la siguiente ecuación:

$$f = WRS$$

En la cual:

f : Tensión de arrastre en Pa

W : Peso específico del líquido en N/m^3

R : Radio hidráulico a gasto mínimo en m

S : Pendiente mínima en m/m

Se recomienda un valor mínimo de $f = 1 Pa$

2.4.4.4. 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 de 3cm.

2.4.4.5. 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.

2.4.4.6. Ángulos entre tuberías

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

2.4.4.7. Cobertura sobre tuberías

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

Si por salvar obstáculos o por circunstancias muy especiales se hace necesario colocar la tubería a pequeñas profundidades, la tubería será encajonada en concreto simple con un espesor mínimo de 0.15 m alrededor de la pared exterior del tubo.

2.4.4.8. Ubicación de las alcantarillas

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

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

2.4.4.9. Secciones especiales de alcantarillas

Cuando sea imprescindible usar alcantarillas de sección diferente que la circular, se deberán diseñar también las transiciones necesarias.

2.4.4.10. Conexiones domiciliarias

Las tuberías que conectan las descargas de agua residual de las edificaciones, desde la caja de registro, hasta las tuberías recolectoras del alcantarillado sanitario, son denominadas conexiones domiciliarias. Ellas deberán instalarse por debajo de las tuberías del acueducto, inclusive de las tuberías interdomiciliares.

Su diámetro mínimo deberá ser de 100 mm, para viviendas unifamiliares. Para el caso de hoteles, hospitales, colegios, etc., su diámetro se podrá determinar considerando la cantidad de artefactos sanitarios y aplicando el método de Hunter para obtener el caudal de descarga.

La pendiente mínima podrá estar entre 1 y 2% dependiendo de la profundidad de la recolectora. Cuando la recolectora se encuentre a gran profundidad se puede utilizar

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

2.4.5. Pozo de Visita Sanitario (P.V.S.)

2.4.5.1. Ubicación

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

2.4.5.2. Distancia máxima entre pozos

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

Tabla 4. Distancia máxima entre pozos

1. Con equipo técnicamente avanzado	
Diámetro(mm)	Separación máxima(m)
150 a 400	150
450 a mayors	200
2. Con equipo tradicional	
Diámetro(mm)	Separación máxima(m)
150 a 400	100
450 a mayors	120

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillados sanitarios y tratamiento de aguas residuales. INAA (2005).

2.4.5.3. Características del pozo de visita

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

- Para pozos con profundidades mayores de 3 m, el proyectista deberá determinar el grosor de la pared, para que resista los esfuerzos a que será sometida durante el funcionamiento del sistema.
- El diámetro interno (D) del pozo será 1.20 m, para alcantarillas con \varnothing : 750mm y menores; para alcantarillas con \varnothing mayores de 750 mm, D deberá ser igual a $\varnothing + 600$ mm.
- Todo PVS deberá estar provisto en la parte superior de una tapa que permita una abertura de 0.60 m de diámetro, la cual deberá estar dotada de 2 orificios de 0.03 m de diámetros para proveer el escape de gases.
- Para alcantarillas con diámetros de 200 mm y menores, con profundidades de rasante de tubos hasta un máximo de 1.80 m, se usarán Dispositivos de Visita Cilíndricos (DVC) consistente en tubos de concreto precolado con diámetro interno de 760 mm.
- Para profundidades de rasante de tubos de 0.60 m a 1.00 m se usarán Cajas de Registro Sanitarias (CRS).
- Para cualquiera de las cámaras de inspección que se use el pasaje del agua a través de ella deberá efectuarse mediante canales que vayan en la dirección de la entrada de los tubos aguas arriba y en la salida aguas abajo.
- Estos canales deberán tener la sección del tubo de entrada en la parte superior y la sección del tubo de salida en la parte inferior. El acabado deberá ser totalmente fino y se redondeará la intersección de la superficie del fondo del pozo con la del canal.
- El fondo del pozo deberá tener un acabado fino, con pendiente transversal hacia los canales no menor del 2%. Todas las aristas vivas deberán ser redondeadas.
- El pozo de visita deberá ser provisto en su interior, de peldaños con diámetro no menor de 15 mm de aleación de aluminio, separados verticalmente 0.30 m.

2.4.6. Características de las aguas residuales

2.4.6.1. Generalidades

Toda caracterización de aguas residuales implica un programa de muestreo apropiado para asegurar representatividad de la muestra y un análisis de laboratorio de conformidad con normas establecidas que aseguren precisión y exactitud. Un

programa de muestreo para caracterización y control de calidad de aguas residuales, requiere un análisis cuidadoso del tipo de muestras, número de ellas y parámetros que se deben determinar.

2.4.6.2. Muestreo

Para la evaluación de las diferentes características de un agua residual se deben seguir los métodos normales o estándar. Para una caracterización adecuada de esta agua se requiere de una técnica apropiada de muestreo que asegure resultados representativos del caudal global de aguas residuales y no solamente del caudal que circula en el instante del muestreo.

Para que la muestra sea representativa, se prefieren sitios de muestreo con flujo turbulento donde el agua residual esté bien mezclada; sin embargo, el sitio de muestreo debe seleccionarse de acuerdo con cada problema individual de estudio. Los períodos de muestreo dependen del régimen de variación del caudal, de la disponibilidad de recursos económicos y de los propósitos del programa de muestreo.

Cantidad: Deberán recogerse dos litros de muestra para la mayoría de los análisis físico-químicos. Ciertos ensayos necesitan volúmenes más grandes. No debe utilizarse la misma muestra para ensayos químicos, bacteriológicos y microscópicos debido a que los métodos de muestreo y manipulación son diferentes.

Preservación de muestras: Las muestras obtenidas en el campo deben constituirse en una representación precisa del material del que se está haciendo el muestreo; por tal motivo deben ser obtenidas, conservadas, transportadas y almacenadas de manera que cuando lleguen al laboratorio todavía sean representativas del material existente en el campo.

Métodos de preservación:

- Control del pH.
- Adición de reactivos.
- Según el caso se deben usar envases opacos o de color ámbar.
- Refrigeración.
- Filtración.

- Congelamiento.

Muestra instantánea o simple: Representa solamente las características del agua residual para el instante de muestreo y en la mayoría de los casos, pueden no ser representativas de un período prolongado, puesto que estas características varían con el tiempo.

Las muestras simples se usan para:

- Determinar las características de descargas instantáneas circulantes, identificar la fuente y evaluar los efectos potenciales en los procesos de tratamiento. Estas descargas son frecuentemente detectadas visualmente por el operador del sistema.
- Estudiar variaciones y extremos en un flujo de desechos en determinado período.
- Evaluar la descarga si ésta ocurre intermitentemente durante períodos cortos.
- Determinar si la composición de la corriente para hacer el muestreo es razonablemente constante.
- Determinar si los componentes por analizar son inestables o no pueden ser preservados.

Los parámetros que deben medirse para caracterizar el agua residual por medio de muestras instantáneas, son los siguientes: Oxígeno disuelto, coliformes, alcalinidad, acidez, grasas, aceites, pH y temperatura.

Muestra compuesta: Son la mezcla de varias muestras instantáneas recolectadas en el mismo punto de muestreo en diferentes tiempos a intervalos regulares generalmente una hora, durante 24 horas. La mezcla se hace sin tener en cuenta el caudal en el momento de la toma.

Las muestras compuestas se usan para:

Determinar la DBO₅ total y soluble, DQO soluble y total, sólidos suspendidos, disueltos y sedimentable, nitrógeno total, fósforo, cloruros, aceites y grasas, metales pesados, y detergentes.

Muestra integrada: Consiste en la toma de muestras simples, tomadas en diferentes puntos simultáneamente y tan cerca como sea posible, que luego se mezclan para su análisis. La integración debe hacerse de manera proporcional a los caudales medidos al tomar la muestra.

Las muestras integrales deben usarse en los casos siguientes:

- Caracterizar el caudal de un río, el cual varía su composición a lo largo de su trayecto y su ancho. Se toman varias muestras para diferentes puntos de la sección transversal y se mezclan en proporción a los flujos relativos para cada sección.
- Cálculo de las cargas (kg/d) de las sustancias contaminantes en la corriente de agua.
- Tratamientos combinados para diferentes corrientes de aguas residuales separadas.

2.4.6.2. Contaminantes de importancia en el tratamiento del agua residual

- **Sólidos en suspensión**, los cuales pueden originar depósitos de lodos y condiciones anaerobias cuando se vierte agua residual sin tratar en un entorno acuático.
- **Materia orgánica biodegradable**, compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos y grasas animales, la cual se mide en la mayoría de las veces, en función de la DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno) y de la DQO (Demanda Química de Oxígeno).
- Las aguas residuales domésticas crudas tienen una DBO entre 250 y 1000 mg/L, con relaciones de DQO/DBO que varían entre 1.2 y 2.5. Si las aguas residuales se descargan sin tratar al entorno, su estabilización biológica puede llevar al agotamiento de oxígeno a los recursos naturales y al desarrollo de condiciones sépticas.
- Organismos patógenos, los cuales pueden transmitir enfermedades contagiosas.
- Nutrientes, tanto el Nitrógeno, como el Fósforo y el Carbono son esenciales para el crecimiento de plantas y protistas. Cuando se vierten al entorno

acuático, éstos pueden favorecer el crecimiento de una vida acuática no deseada.

- Materia orgánica refractaria, resiste tratamiento convencional, tales como los detergentes, fenoles y pesticidas agrícolas.
- Sólidos inorgánicos disueltos, algunos como el calcio, sodio y sulfatos son agregados al suministro de agua doméstico como resultado del uso y es posible que deban ser removidos para reuso del agua.

2.4.6.3. Características más importantes de algunas aguas residuales

Existen caracterizaciones típicas de aguas residuales, las cuales son de gran interés como referencia de los parámetros de importancia por analizar y de su magnitud; pero hay que recordar que cada agua residual es única en sus características y que, en lo posible, los parámetros de contaminación deben evaluarse en el laboratorio para cada agua residual específica.

Las tablas siguientes resumen valores promedios de las características de contaminación más importantes evaluadas en aguas residuales de algunas localidades del país.

Tabla 5. Composición típica de aguas residuales de la ciudad de León

Parámetro	Magnitud
Sólidos totales	685 mg/L
Sólidos Suspendidos	252 mg/L
DBO	292 mg/L
DQO	461 mg/L
Nitrógeno total	25 mg/L
Nitrógeno Orgánico	15 mg/L
Nitrógeno Amoniacal	13 mg/L
Nitritos	0.08 mg/L
Nitratos	0.53 mg/L
Ph	6.9

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillados sanitarios y tratamiento de aguas residuales. INAA (2005).

2.4.7. Tratamiento de aguas residuales

Se puede definir el agua residual como la combinación de residuos líquidos procedentes, tanto de residencias como de instituciones públicas y establecimientos industriales y comerciales a los que pueden agregarse, eventualmente, aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

En la medida en que se vaya presentando acumulación y estancamiento del agua residual pueden generarse gases de mal olor debido a la descomposición orgánica que ésta posee; además es importante anotar que en el agua residual hay existencia de numerosos microorganismos patógenos y causantes de enfermedades que habitan en el aparato intestinal humano o que pueden estar en ciertos residuos industriales. Pero no todo es negativo, las aguas residuales contienen nutrientes que en gran parte ayudan al crecimiento de plantas acuáticas.

2.4.8. Procesos de tratamiento preliminar de aguas residuales

El tratamiento preliminar es el proceso de eliminación de aquellos constituyentes de las aguas residuales, que pudieren interferir con los procesos subsecuentes del tratamiento.

Aunque no reflejan un proceso en sí, sirven para aumentar la efectividad de los tratamientos primarios, secundarios y terciarios. Las aguas residuales que fluyen desde los alcantarillados a las plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR), son muy variables en su flujo y contienen gran cantidad de objetos, en muchos casos voluminosos y abrasivos, que por ningún motivo deben llegar a las diferentes unidades donde se realizan los tratamientos y deben ser removidos. Para esto son utilizados.

El principal objetivo es el de remover aquellos contaminantes que pueden sedimentar, como por ejemplo los sólidos sedimentables y algunos suspendidos o aquellos que pueden flotar como las grasas. El tratamiento primario presenta diferentes alternativas según la configuración general y el tipo de tratamiento que se haya adoptado.

Se puede hablar de una sedimentación primaria como último tratamiento o precediendo un tratamiento biológico, de una coagulación cuando se opta por tratamientos de tipo físico-químicos los tamices, las rejillas, los micro filtros, etc

2.4.8.1. Rejillas

Las rejillas de barras pueden ser de limpieza manual o mecánica. Según el tamaño de las aberturas se clasifican como rejillas gruesas o finas.

Las rejillas gruesas son aquellas con aberturas iguales o mayores de 6.4 mm pueden ser de barra o varillas de acero, se deben usar para proteger bombas, válvulas, tuberías y equipos, del taponamiento o interferencia causados por trapos, tarros y otros objetos grandes.

La longitud de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano.

En la parte superior de la rejilla debe proveerse una placa de drenaje o placa perforada para que los objetos rastrillados puedan almacenarse temporalmente para su escurrimiento.

Las barras de la rejilla no deberán ser menores de 1 cm de anchura por 5 cm de profundidad

El canal donde se ubica la rejilla deberá ser recto, de fondo horizontal o con una pequeña pendiente hacia la rejilla y perpendicular a ésta.

Por su gran importancia, la velocidad de aproximación deberá ser de 0.45 m/s a caudal promedio.

Las rejillas de limpieza mecánica, deben limpiarse según su construcción, por la cara anterior o posterior. El ingeniero proyectista deberá determinar anticipadamente el tipo de equipo a usar, las dimensiones del canal de reja, el intervalo de variación de la profundidad del flujo en el canal y la separación de barras.

Tabla 6. Información típica para el diseño de rejillas de barras

Parámetro	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Sección recta de la barra:		
Anchura (mm)	5 – 15	5-15
Profundidad (mm)	25 – 37.5	25 – 37.5
Separación entre barras (mm)	25 – 50	15 – 75
Angulo con la vertical (grados)	30 – 45	0 – 30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.30 – 0.60	0.60 – 1.10
Perdida de carga admisible (m)	0.15	0.15

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillados sanitarios y tratamiento de aguas residuales. INAA (2005).

- **Pérdida en rejillas**

La pérdida de energía a través de la rejilla es función de la forma de las barras y de la altura o energía de velocidad del flujo entre las barras.

Estas pérdidas, en una rejilla limpia se determinarán aplicando la ecuación de Kirschmer:

$$h = \beta(w^{4/3}hv\text{sen}\theta)$$

Donde:

h : pérdida de carga, m

β : Factor de forma de las barras

w : Profundidad de la barra, m

b : Separación mínima entre barras, m *hv* : energía de velocidad de flujo de aproximación, m *θ* : ángulo de la rejilla con la horizontal

Tabla 7. Valores de β de Kirschmer

Tipo de barra	B
Rectangular con aristas vivas	2.42
Rectangular con la cara aguas arriba semicircular	1.83
Rectangular con la cara aguas arriba y semicircular	1.67
Circular	1.79

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillados sanitarios y tratamiento de aguas residuales. INAA (2005).

2.4.8.2. Desarenadores

La función de los desarenadores en el tratamiento de aguas residuales es remover arena, grava, cenizas, partículas u otro material sólido pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico bastante mayor que el de los sólidos orgánicos putrescibles de las aguas residuales. Se deberán ubicar antes de todas las demás unidades de tratamiento, si con ello se facilita la operación de las demás etapas del proceso.

Sin embargo, la instalación de rejillas, antes del desarenador, también facilita la remoción de arena y la limpieza de los canales de desarenado. Se deben de proveer un mínimo de dos unidades.

Deberán emplearse desarenadores cuando sea necesario cumplir con lo siguiente:

- Protección de equipos mecánicos contra la abrasión.
- Reducción de la formación depósitos pesados en tuberías, conductos y canales.
- Reducción de la frecuencia de limpieza de la arena acumulada en tanques de sedimentación primaria y digestores de lodos.
- Minimizar las pérdidas de volumen en tanques de tratamiento biológico.

Existen dos tipos generales de desarenadores: **De flujo horizontal y aireado.**

Los desarenadores de flujo horizontal: Para aguas residuales, 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 re 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*.

Tabla 8. Información típica para el diseño de desarenadores de flujo horizontal

Parámetro	Valores	
	Intervalos	Típico
Tiempo de retención, s	45-90	60
Velocidad horizontal, m/s	0.24-0.40	0.3
Velocidad de sedimentación para la eliminación de:		
Malla 65, m/min(1)	0.95-1.25	1.15
Malla 106, m/min(1)	0.60-0.90	0.75
Relación largo: Ancho	2.5:1-5:1	
Relación ancho: Profundidad	1:1-5:1	
Cargas superficial, m ³ /m ² .d	700-1600	

Incremento de longitud por turbulencia en la entrada y salida.	2. Hm - 0.5 L	
--	---------------	--

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillados sanitarios y tratamiento de aguas residuales. INAA (2005).

2.4.8.3. Dispositivo para medición de caudal (Medidor Parshall)

El medidor Parshall está incluido entre los medidores de flujo crítico, es de fácil construcción, presenta la ventaja de depender de sus propias características hidráulicas, una sola determinación de carga es suficiente, la pérdida de carga es baja, posee sistema de autolimpieza que hace que no halla obstáculos capaces de provocar formación de depósitos, por lo tanto, es el más recomendado para medir caudales de aguas residuales sin tratar, se deberá colocar a continuación del desarenador.

2.4.8.4. Trampas para grasas y aceites

Son tanques pequeños de flotación donde la grasa sale a la superficie y es retenida mientras el agua aclarada sale por una descarga inferior. No lleva partes mecánicas y el diseño es similar al de un tanque séptico.

Se incluyen en sistemas de tratamiento de aguas residuales para establecimientos como estaciones de servicio (gasolineras), moteles, hospitales, restaurantes, hoteles, etc. en que existe una producción apreciable de grasas. Se deberán colocar aguas arriba del tanque séptico, sedimentador primario o de cualquier otra unidad que la requiera para prevenir obstrucciones, acumulación en las unidades de tratamiento y malos olores, etc.

Tabla 9. Información típica para el diseño de trampas de grasa

Parámetro	Valores
Tiempo de retención	15 - 30 min
Área/cada litro/s	0.25 m ²
Ancho/Longitud	1:3 – 2:3 – 1:4, 1:18
Velocidad ascendente	4 mm/s
Diámetro de entrada (mm)	50 mínimo
Diámetro de salida (mm)	150 mínimo

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillados sanitarios y tratamiento de aguas residuales. INAA (2005).

El extremo final del tubo de entrada deberá tener una sumergencia mínima de 15 cm. La boca del tubo de salida deberá localizarse por lo menos a 15 cm del fondo del tanque y con una sumergencia no menor de 0.90 m.

2.4.9. Tratamiento primario

2.4.9.1. Sedimentación

A. Introducción

En el tratamiento de aguas residuales se usa la sedimentación en las siguientes etapas:

- Sedimentación primaria para remover sólidos sedimentables y material flotante de aguas residuales crudas.
- Sedimentación intermedia para remover los sólidos y crecimientos biológicos preformados en reactores biológicos intermedios.
- Sedimentación secundaria para remover biomasas y sólidos suspendidos de reactores biológicos secundarios.
- Sedimentación terciaria para remover sólidos suspendidos y flóculos, o precipitados químicamente.

En el diseño de tanques de sedimentación se deberán tener en cuenta los siguientes criterios generales:

- Proveer una distribución uniforme del afluente para minimizar la velocidad de entrada y el cortocircuito.
- Proveer adecuada y rápidamente la recolección del lodo sedimentado y la espuma.
- Minimizar las corrientes de salida, limitando las cargas de rebose sobre el vertedero. El efluente debe salir sin alterar el contenido del tanque.
- Proveer la profundidad suficiente para el almacenamiento de lodos y permitir su espesamiento adecuado.
- Reducir efectos del viento mediante pantallas y vertederos.
- Proveer un borde libre no mayor de 30 cm.
- Repartir uniformemente el caudal entre las unidades de sedimentación.

B. Tanques de sedimentación primaria

Se denominan tanques de sedimentación primaria aquellos que reciben aguas residuales crudas, generalmente antes del tratamiento biológico secundario. Estos tanques pueden ser de planta rectangular o circular. La recolección y extracción de lodos se puede efectuar manualmente y mediante vaciado del tanque respectivamente, o recolección mecánica y extracción mediante vaciado. Los equipos para recolección de lodos son suministrados por diferentes fabricantes.

La tabla siguiente muestra valores guía de diseño para los sedimentadores primarios.

Tabla 10. Información típica para el diseño de tanques de sedimentación primaria

Parámetro	Valores	
	Intervalos	Típico
Sedimentación primaria seguida de tratamiento Secundario		
Tiempo de detención, h		
Carga superficial, m ³ /m ² .h	1.50-2.50	2
A caudal medio	1.35 – 2.05	
A caudal máximo	3.40 – 5.10	4.25
Carga sobre el vertedero, m ³ /m.h	5.15 – 20.50	10.3
Sedimentación primaria con adición de lodo activado en exceso		
Tiempo de retención, h	1.50 – 2.50	2
Carga superficial m ³ /m ² .d		
A caudal medio	1.05 – 1.35	
A caudal máximo	2.05 – 2.90	2.5
Carga sobre el vertedero m ³ /m.h	5.15 – 20.60	10.3
Dimensiones(Rectangular):		
Profundidad, m	3.00 – 4.50	3.6

Longitud, m	15 – 90	25 – 40
Anchura, m	3.0-25	5.0-10.0
Velocidad de los rascadores m/min	0.60 – 1.20	0.9
Circular:		
Profundidad, m	3.00 – 4.50	3.6
Diámetro, m	3.00-60	12.00-45
Pendiente del fondo, mm/m	62.5 – 160	80
Velocidad de los rascadores, r.p.m.	0.02 – 0.05	0.03

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillados sanitarios y tratamiento de aguas residuales. INAA (2005).

Recomendaciones para el diseño:

- Número de cámaras: dos
- Relación entre la longitud total (L) y ancho (A): $2 < \frac{L}{B} \leq 4$
- Profundidad útil (h) mínima = 1.20 m.
- El ancho máximo del tanque no deberá ser mayor que 2 h.
- La primera y segunda cámara deberán tener un volumen igual a 2/3 y 1/3 respectivamente del volumen útil total calculado.
- La primera y segunda cámara deberán tener una longitud igual a 2/3 y 1/3 L respectivamente.
- El borde inferior de la abertura de pase entre las cámaras deberá estar a 2/3 de la profundidad útil (h) y el superior a una distancia mínima de 0.30 m bajo el nivel del líquido. El área total de la abertura deberá estar entre el 5 y 10% del área de la sección transversal del volumen útil.
- La rasante del tubo de entrada deberá estar a 0.075 m por encima de la superficie libre del líquido.
- Solo deberán proveer los correspondientes dispositivos de entrada y salida en los cuales la parte sumergida será no menor de 0.30 m y la parte fuera de la superficie del agua no menor de 0.20 m.

- Se deberá proveer en cada cámara una boca de inspección de forma circular con un diámetro no menor de 0.60 m y la tapa deberá estar colocada sobre un bordillo de 0.15 m de alto con respecto al nivel superior del tanque.
- El período de retención deberá ser de 0.5 días mínimo.
- La contribución de lodo fresco deberá ser de un litro/persona.día.
- Los coeficientes de reducción de lodos serán iguales a 0.25 y 0.50 para lodo digerido y lodo en digestión respectivamente.
- La capacidad para almacenamiento de lodo digerido deberá ser para un período mínimo de un año.

Toda instalación compuesta por tanque séptico y filtro anaeróbico ascendente se deberá proveer de sus respectivas eras (lechos) de secado para la deshidratación del lodo digerido procedente del tanque séptico.

2.4.9.2. Tanque Imhoff

El tanque Imhoff es un sistema de tratamiento anaerobio de dos pisos, en el que la sedimentación se produce en el compartimiento superior y la digestión de los sólidos sedimentados en el inferior. El contacto entre las aguas negras y los lodos que se digieren anaeróticamente queda prácticamente eliminado y disminuye el periodo de retención en el tanque.

Para comunidades de 5000 habitantes o menos, los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y a digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se les llama tanques de doble cámara.

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

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

- 1) Cámara de sedimentación.
- 2) Cámara de digestión de lodos.

3) Área de ventilación y acumulación de natas.

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

El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión, interfieran en el proceso de la sedimentación. Los gases y partículas ascendentes, que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación.

Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran y dispone de ellos enterrándolos o pueden ser utilizados para mejoramiento de los suelos.

Consideraciones

El ingeniero responsable del proyecto, deberá tener en claro las ventajas y desventajas que tiene al emplear el tanque Imhoff para el tratamiento de las aguas residuales domésticas de una población.

Ventajas

1. Contribuye a la digestión de lodo, mejor que en un tanque séptico, produciendo un líquido residual de mejores características.
2. No descargan lodo en el líquido efluente, salvo en casos excepcionales.
3. El lodo se seca y se evacúa con más facilidad que el procedente de los tanques sépticos, esto se debe a que contiene de 90 a 95% de humedad.
4. Las aguas servidas que se introducen en los tanques Imhoff, no necesitan tratamiento preliminar, salvo el paso por una criba gruesa y la separación de las arenillas.
5. El tiempo de retención de estas unidades es menor en comparación con las lagunas.

6. Tiene un bajo costo de construcción y operación. - Para su construcción se necesita poco terreno en comparación con las lagunas de estabilización.
7. Son adecuados para ciudades pequeñas y para comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa, y el efluente satisfaga ciertos requisitos para evitar la contaminación de las corrientes.

Desventajas

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

Los parámetros para el diseño de tanque Imhoff se exponen en la tabla siguiente:

Tabla 11. Información típica para el diseño de tanques Imhoff

Parámetro	Valores		
	Unidad	Intervalos	Típico
Cámara de sedimentación			
Volumen	m ³ /hab		0.03
Carga superficial	m ³ /m ² .h	1.0 – 1.7	1.35
Carga sobre el vertedero efluente	m ³ /m.h	7.0-25	24
Tiempo de retención	H	2.0 – 4.0	2
Velocidad del flujo	cm/min		30
Longitud/ancho	Relación	2:1 – 5:1	3:1
Pendiente del fondo (V/H)	Relación	5:4 – 7:4	3:2
Abertura de comunicación entre cámaras	cm	15 – 30	25
Proyección horizontal del saliente	cm	15 – 30	25
Deflector de espumas			
Por debajo de la superficie	cm	25-40	30

Por encima de la superficie	cm		30
Borde libre	cm	45-60	60
Zona de ventilación de gases			
Superficie en % del total	%	15-30	20
Anchura de abertura	cm	45-70	60
Cámara de digestion			
Volumen	m ³ /hab	0.05 – 0.10	0.06
Pendiente mínima del fondo (V/H)	Relación		1:2
Tubería de extracción de lodos ϕ	cm	20 – 30	25
Distancia libre hasta el nivel de lodos	cm	30-90	60
Profundidad total del tanque	M	7.25 – 9.5	9

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillados sanitarios y tratamiento de aguas residuales. INAA (2005).

El tubo de extracción de lodos deberá ser instalado ligeramente inclinado, cuyo extremo inferior deberá ubicarse a 0.15 m del fondo del tanque, deberá prolongarse en un tramo recto hacia la atmósfera, para que sirva de respiradero, evacuación de gases acumulados y facilitar su limpieza.

2.4.9.3. Laguna anaeróbica

La laguna anaeróbica o laguna anaerobia es un birreactor que combina la sedimentación de sólidos y su acumulación en el fondo, con la flotación de materiales del agua residual en la superficie y con biomasa activa suspendida en el agua residual o adherida a los lodos sedimentados y a la nata flotante. Una laguna anaerobia puede considerarse un proceso anaerobio a tasa baja en el cual la materia orgánica es estabilizada mediante su transformación en dióxido de carbono (CO₂) y metano (CH₄) principalmente.

Generalmente las lagunas anaerobias son abiertas a la atmósfera, pero pueden también estar cubiertas para recoger el metano producido o para controlar la emisión de olores. Aunque existe una transferencia atmosférica de oxígeno en la capa superior de una laguna anaerobia abierta la laguna recibe cargas orgánicas

altas que hacen que su contenido sea anaerobio y que no exista crecimiento de algas que produzcan oxígeno. Los gases producidos en la descomposición anaerobia tienen una acción mínima de mezcla: La laguna anaerobia permite, por lo tanto, obtener la sedimentación de los sólidos sedimentable del afluente y la acumulación de material flotante. Tanto el lodo asentado como el material flotante proveen área superficial para el crecimiento microbial, con el incremento obvio de la edad de lodos sobre el tiempo de retención hidráulica.

2.4.10. Tratamientos secundarios

El tratamiento secundario intenta reproducir los fenómenos naturales de estabilización de la materia orgánica, que ocurre en el cuerpo receptor. La ventaja es que en ese proceso el fenómeno se realiza con más velocidad para facilitar la descomposición de los contaminantes orgánicos en períodos cortos de tiempo. Un tratamiento secundario remueve aproximadamente 85% de la DBO y los SS aunque no remueve cantidades significativas de nitrógeno, fósforo, metales pesados, demanda química de oxígeno (DQO) y bacterias patógenas.

Además de la materia orgánica se va a presentar gran cantidad de microorganismos como bacterias, hongos, protozoos, etc. que entran en estrecho contacto con la materia orgánica la cual es utilizada como su alimento. Los microorganismos convierten la materia orgánica biológicamente degradable en CO₂ y H₂O y nuevo material celular.

Para llevar a efecto el proceso anterior se usan varios mecanismos tales como: Lodos activados, biodisco, lagunaje, filtro biológico.

2.4.10.1. Lodos activados

Es un tratamiento de tipo biológico en el cual una mezcla de agua residual y lodos biológicos es agitada y aireada. Los lodos biológicos producidos son separados y un porcentaje de ellos devueltos al tanque de aireación en la cantidad que sea necesaria. En este sistema las bacterias utilizan el oxígeno suministrado artificialmente para desdoblar los compuestos orgánicos que a su vez son utilizados para su crecimiento.

A medida que los microorganismos van creciendo se aglutinan formando los lodos activados; éstos más el agua residual fluyen a un tanque de sedimentación secundaria en donde sedimentan los lodos.

2.4.10.2. Filtro Biológico

Está formado por un reactor, en el cual se ha situado un material de relleno sobre el cual crece una película de microorganismos aeróbicos con aspecto de limos.

La altura del filtro puede alcanzar hasta 12m. El agua residual se descarga en la parte superior mediante un distribuidor rotativo cuando se trata de un tanque circular. A medida que el líquido desciende a través del relleno entra en contacto con la corriente de aire ascendente y los microorganismos. La materia orgánica se descompone lo mismo que con los lodos activados, dando más material y CO₂.

2.4.10.3. Laguna facultativa

Las lagunas facultativas son aquellas que poseen una zona aerobia y una zona anaerobia, situadas respectivamente en superficie y fondo. Por tanto, en estas lagunas podemos encontrar cualquier tipo de microorganismo, desde anaerobios estrictos en el fango del fondo hasta aerobios estrictos en la zona inmediatamente adyacente a la superficie.

A diferencia de lo que ocurre con las lagunas anaerobias, el objetivo perseguido en las lagunas facultativas es obtener un efluente de la mayor calidad posible, en el que se haya alcanzado una elevada estabilización de la materia orgánica, y una reducción en el contenido en nutrientes y bacterias coliformes.

Las características principales de este tipo de lagunas son: El comensalismo entre algas y bacterias en el estrato superior, y la descomposición anaeróbica de los sólidos sedimentados en el fondo.

2.4.11. Tratamientos terciarios

Tiene el objetivo de remover contaminantes específicos, usualmente tóxicos o compuestos no biodegradables o aún la remoción complementaria de contaminantes no suficientemente removidos en el tratamiento secundario.

Como medio de filtración se puede emplear arena, grava antracita o una combinación de ellas. El pulido de efluentes de tratamiento biológico se suele hacer con capas de granulometría creciente, duales o multimedia, filtrando en arena fina trabajando en superficie.

Los filtros de arena fina son preferibles cuando hay que filtrar flóculos formados químicamente y aunque su ciclo sea más corto pueden limpiarse con menos agua.

La adsorción con carbón activo se utiliza para eliminar la materia orgánica residual que ha pasado el tratamiento biológico.

2.4.11.1. Humedales

Es un sistema de tratamiento de aguas residuales (estanque o cause poco profundo), en el que se ha sembrado plantas acuáticas las cuales se encargan de tratar el agua residual por procesos naturales. Los humedales tienen ventaja respecto de los sistemas de tratamiento alternativos, debido a que requiere poca o ninguna energía para operar. Estos humedales proporcionan un hábitat para vida silvestre, y son estéticamente agradables a la vista.

2.4.11.2. Lagunas de maduración

Las lagunas de maduración tienen como objetivo principal la de reducir la concentración de bacterias patógenas. Estas lagunas son generalmente el último paso del tratamiento antes de volcar las aguas tratadas en los receptores finales o de ser reutilizadas en la agricultura.

3. Diseño metodológico

La metodología empleada para el diseño de este sistema de alcantarillado responde a la normativa de las guías técnicas empleadas por el INAA, CEPIS, y el MARENA (decreto 21-2017).

El proyecto fue elaborado en las tres etapas siguientes:

La primera consistió en la recopilación de todos los estudios básicos ya existentes, realizados por diferentes Instituciones Nacionales y por la Alcaldía de Santa Rosa del Peñón, tales como ENACAL, INETER, INIDE, etc. A su vez se realizó un Estudio Socio-Económico en el casco urbano de Santa Rosa del Peñón y el levantamiento topográfico (Altimétrico-Planimétrico) para la representación gráfica de la Ciudad.

La segunda en elaborar varias alternativas para la red de alcantarillado para escoger la que mejor se adapte a la topografía del lugar y al arrastre por gravedad de las aguas residuales, a continuación, se realizó el debido calculo hidráulico y la elaboración de sus debidos planos con sus detalles.

Como tercer proceso se calcularon 2 alternativas distintas de sistemas de tratamiento, escogiendo la que mejor se acoplara a la topografía del lugar, las características ambientales y socioeconómicas de la ciudad.

3.1. Estudios básicos

Para la recopilación de los datos necesarios como el censo poblacional, consumo de agua, situación epidemiológica etc, se recurrió a las distintas entidades públicas del municipio. Para el debido reconocimiento de la zona en estudio, se obtuvo el apoyo y disposición de los responsables de Catastro de la Alcaldía de Santa Rosa del Peñón, se recorrieron las diferentes calles del casco urbano y los posibles sitios donde se localizará la planta de tratamiento.

3.1.1. Topografía

Para realizar un levantamiento topográfico (altimétrico y planimétrico) completo, se tuvo que prestar los equipos y herramienta necesarias a la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), entre ellos una estación total, dado a que en este municipio no cuenta con un BM Geodésico fijo, con ayuda de un GPS satelital se ingresaron las coordenadas geodésicas del punto de partida.

El levantamiento consistió en plantar la estación total en un punto indicado y visar hacia los prismas que se ubicaron al centro de la calle, los extremos de la misma y en los límites con las aceras de las casas. Se hizo esto por todas las calles del casco urbano y en la zona donde se propondrá el terreno para la planta de tratamiento.

Se procesó la información y con ayuda del Excel se exportó a Civil3D en donde se proyectaron las curvas de nivel y se realizaron los planos topográficos correspondientes.

3.1.2. Censo poblacional

Para la determinación del comportamiento demográfico del casco urbano del municipio, no se contaba con un censo actualizado de éste, por lo tanto, se utilizó un censo realizado en el año 1995, un documento en donde se especifica diferentes detalles o inventario (incluyendo un número aproximado de población) para el traspaso de gobierno local en 2017, información proporcionada por la alcaldía municipal.

Otro documento que se utilizó para este análisis fue un censo del MINSA en el año 2005 en donde clasifican a la población por género y en un rango de edad.

Santa Rosa del Peñon		
Año	Habitantes	Fuente
1995	1830	Alcaldía municipal
2005	1852	MINSA
2017	3664	Alcaldía municipal

3.2. Estudio de población y consumo

3.2.1. Período de diseño

Con el objetivo de compensar de una manera económica las necesidades futuras del municipio, se fijó un periodo de diseño de 20 años para todo el sistema, de acuerdo a las “Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales” del INAA.

3.2.2. Análisis de tasa de crecimiento

Se hizo una comparación de la tasa de crecimiento poblacional del casco urbano mediante la información antes detallada. Se tomó como tasa de crecimiento el promedio entre las tasas de crecimiento que corresponden a los periodos 1995-2005 y 2005-2017.

3.2.3. Población de diseño

Se calculo la población de diseño haciendo uso de método geométrico con la tasa de crecimiento antes mencionada. El calculo se hizo con el periodo de diseño antes mencionado, que comprende entre 2020 y 2040.

3.2.4. Consumo doméstico.

Se tomó los valores recomendados por las Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario, adoptando una dotación correspondiente al rango en que se encuentra la población de diseño calculada.

3.2.5. Consumo comercial, industrial y público

Estos consumos están dados por instituciones como la Alcaldía, ENACAL, centros de salud, policía nacional, escuelas, institutos, negocios, empresas e industrias. Estos fueron calculados según los porcentajes sobre el consumo doméstico establecidos en las Normas de INAA.

3.3. Calculo del caudal de diseño (Qd)

El caudal de diseño se basó en la suma de todos los caudales locales y de infiltración (previamente calculados) por tramo según lo estipulado en guías técnicas de INAA.

3.4. Diseño de la red de alcantarillado

Esta propuesta de diseño responde en su mayoría a la topografía natural del terreno, salvo en algunos tramos de alcantarillado en los que por cumplir con los parámetros de diseño y el aprovechamiento de la colectora principal se tuvo que diseñar contra pendiente, siempre garantizando la velocidad necesaria y venciendo la tensión de arrastre establecida en la norma.

El sistema de alcantarillado sanitario es de tipo convencional separado es decir solamente recolecta y conduce las aguas residuales domesticas del casco urbano y por ningún motivo se descargarán aguas pluviales en el sistema.

El sistema convencional drenará por gravedad que impulsará el agua al sistema de tratamiento ubicado al Este del municipio.

El diseño se realizó mediante tablas de cálculo en Microsoft Excel 2018 y mediante el uso del programa Autodesk Civil 3D 2020. Se diseñó a partir de los parámetros de velocidad, tensión de arrastre y demás, establecidos en las Normas de INAA.

3.5. Diseño del sistema de tratamiento

Se diseñó una alternativa de tratamiento basada en procesos naturales que no ameritan consumo de energía eléctrica, que tuviera un alto nivel de descomposición de la materia orgánica y que fueran de fácil manejo en la operación y mantenimiento. Se decidió que el sistema de tratamiento constaría de un tratamiento preliminar, además de un primario, un secundario y quizás un terciario, dependiendo de que tan necesario sea este ultimo.

Como tratamiento preliminar se diseñó un canal de entrada, una reja de barras de limpieza manual, un desarenador de flujo horizontal doble en paralelo y un canal medidor de caudal Parshall. Como tratamiento primario se elijio un tanque imhoff y como secundario la incorporación de lagunas facultativas.

Todos estos componentes fueron diseñados según parámetros en Normas Técnicas de INAA.El diseño se realizó mediante tablas de cálculo en Microsoft Excel 2018.

3.5.1. Ubicación del sistema de tratamiento

Inicialmente se deseaba que el sistema estuviese ubicado en uno de los terrenos vacios que estan frente al cementerio municipal, sin embargo, por problemas con la topografía, el sistema se reubicó al oeste de la ciudad, específicamente de la entrada principal del municipio, 200 metros hacia el sur, a la par del rio Sinecapa en el cual se verterán las aguas tratadas del municipio.

4. Resultados y análisis

4.1. Resultados del estudio de población y consumo

- Se fijo un periodo de diseño de **20 años**. que comprende entre el año 2020 y 2040.
- La tasa de crecimiento anual es **2.985%**, la cual se encuentra en el rango permitido por la norma (No menor del 2.5%, ni mayor del 4%).
- La población de diseño calculada asciende a **7,208 personas**.
- La dotacion destinada para la poblacion calculada es de **105 lppd** (dato seleccionado de la “Tabla 3-2” correspondiente al rango de población de 5000-10000 habitantes).
- El consumo domestico para la poblacion calculada es de **8.76 lps**.
- El consumo comercial para la poblacion calculada es de **0.6132 lps**.
- El consumo público para la poblacion calculada es de **0.6132 lps**.
- El consumo industrial para la poblacion calculada es de **0.1752 lps**.

4.2. Resultados del calculo del caudal de diseño (Qd)

- El caudal total de diseño resulto de **9.656 lps**.

4.3. Resultados del diseño de la red de alcantarillado sanitario

- El diámetro de la tubería de la red de alcantarillado es de **150 mm** (diámetro propuesto), diámetro minimo permitido por las Normas de INAA y este cumple con los parámetros de diseño de las velocidades mínimas.
- La tuberia de la red de alcantarillado será de **PVC**, cuya “n” de Manning es de **0.009** de acuerdo al punto número 5.1 del Capitulo V de la Norma del INAA.
- La red de alcantarillado consta de **4,289.08 metros lineales de tuberia**, divididos en **57 tramos**, todos los tramos son igual o menores de 100 m como establecen las Normas de INAA en el punto 6.2 del Capitulo VI.

- La colectora principal mide **543.68 m** y está compuesta por los **pozos de visita del 1 al 7** de manera consecutiva. Con un sentido de este a oeste al momento de transportar las aguas residuales. Finalizando en pozo 1 con una profundidad de 4.43m.
- La red posee 5 sub-colectoras, la primera va del **PVS-1.3 al PVS-1**, la segunda va del **PVS-3.7 al PVS-3**, la tercera va del **PVS-4.4 al PVS-4**, la cuarta del **PVS-5.6 al PVS-5** y la quinta del **PVS-10 al PVS-5**.
- Las pendientes mínimas y máximas son **0.24% y 4.7%** respectivamente, las cuales garantizan una velocidad de autolavado, venciendo la tensión de arrastre, mayor que 1 Pa.
- La red posee **57 Pozos de Visita Sanitarios (P.V.S.)**, los cuales están divididos en los siguientes rangos:

Rango	Cantidad de pozos
1.5 - 3.7	36
3.8 - 6	13
6.01 – 7	8

La profundidad máxima y mínima de los pozos son **6.93m y 1.5m** respectivamente.

4.4. Resultados del diseño del sistema de tratamiento de aguas residuales

4.4.1. Dimensiones de la reja de barras de limpieza manual

Datos propuestos	Criterio de diseño
Inclinacion de la reja: 45 °	30°-45° (INAA)
Separacion entre barras: 2.5 cm	25mm – 50mm (INAA)
Espesor de barra: 0.5 cm	5mm – 15mm (INAA)
Pendiente a lo largo del canal: 0.005 %.	
Ancho de reja: 0.3 m.	
Altura del canal: 0.36	

4.4.2. Dimensiones del Desarenador

- Ancho: 0.3 m.
- Largo: 3.97 m.
- Volumen de tolva: 0.3629 m³.
- Altura: 0.9073.

4.4.3. Dimensiones del Canal Parshall

- Ancho del canal: 0.3 m.
- Ancho de garganta: 0.15

4.4.4. Resultado del calculo de cargas del tanque imhoff

Para la siguiente información, los datos de solidos en suspensión, las cargas de DBO y los coliformes fecales en el afluente se obtuvieron analizando los estudios hechos en la ciudad vecina de EL Sauce y los datos de la “Tabla 8-2” de la Norma Tecnica del INAA para alcantarillado, tomando para esta propuesta los parámetros de dicha norma.

- Solidos en suspension: 252 mg/l.
- DBO afluente: 292 mg/l.
- DBO a efluente: 175.2 mg/l.
- Porcentaje de remoción de DBO: 40%
- Coliformes fecales en el afluente: 1.62 E+08.
- Coliformes fecales en el efluente: 1.38 E+08.
- Porcentaje de remoción de coliformes fecales: 14.81%

4.4.4.1. dimensiones del sedimentador

- Volumen total de sedimentacion: 50.45 m³.
- Numero de sedimentadores: 2.
- Ancho: 1.77 m.
- Largo: 7.1034 m.
- Altura: 3.5517 m.

4.4.5. Resultado del calculo de las cargas de las lagunas facultativas

Los datos de las cargas calculadas de DBO se reducen en un 88.65% en las lagunas facultativas y el rango establecido por la norma del INAA para remocion dado en porcentaje es de 80%-90%, el Decreto 21-2017 para vertidos establece que el valor maximo de DBO tiene que ser 110 mg/l.

- DBO afluente: 175.2 mg/l.
- DBO a efluente: 19.87 mg/l.
- Coliformes fecales en el afluente: 1.38 E+08.
- Coliformes fecales en el efluente: 5.88 E+06.
- Porcentaje de remoción de coliformes fecales: 95.74 %

4.4.5.1. Dimensiones de las lagunas facultativas

- Numero de lagunas: 2.
- Altura de agua: 1.5 m.
- Ancho interior: 22.43 m.
- Longitud interior: 53.85 m.
- Ancho total: 33.43 m.
- Longitud total: 64.85 m.
- Altura total: 2.17 m.

4.5. Analisis de los resultados.

4.5.1. Con respecto a la red de alcantarillado sanitario

La red cumple con los criterios de diseños que establece la norma y ésta logra cubrir la necesidad del 95.4 % de la poblacion del casco urbano del municipio de Santa Rosa del Peñon, lo cual representa a la gran mayoria. Ademas la red funciona por gravedad, lo que la coloca como una alternativa que puede ser mas economica que aquellas con un funcionamiento por bombeo.

4.5.2. Con respecto al sistema de tratamiento de aguas residuales

El Sistema de tratamiento cumple con los criterios de diseño que establece la norma vigente del INAA con un 93.19% de remoción total de cargas de DBO partiendo con las cargas establecidas por la propuesta de la norma para el departamento de León de 292mg/l, hasta la carga de 19.87mg/l con la que sale posteriormente para verter al cuerpo receptor.

Se obtuvo como resultado que todo el sistema de tratamiento disminuye en un 96.37% la cantidad coliformes fecales. El tratamiento terciario no fue necesario ya que, con solo el primario y secundario, ya se cumple con los límites establecidos por el MARENA en el Decreto 21-2017.

4.6. Resumen ejecutivo

El presente diseño consta de un sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales para el casco urbano del municipio de Santa Rosa del Peñon. En el caso del alcantarillado sanitario, este es de tipo convencional separado y funciona por gravedad, este posee un periodo de diseño de 20 años, iniciando en 2020 y culminando en 2040, esta dirigido a satisfacer la necesidad de una población proyectada de 7,208 personas, la cual fue calculada mediante la tasa de crecimiento anual 2.985%, estimada mediante el método geométrico a partir de datos de censos poblacionales del sitio; el alcantarillado posee un caudal de diseño de 9.656 lps y será una red con 4,289.08 metros lineales de tubería, en su totalidad hecha de pvc, con un diámetro de 150 mm y dividida en 57 tramos con 57 pozos de visita. La colectora principal de este mide 543.68 m y está compuesta por los pozos de visita del 1 al 7 de manera consecutiva. Con un sentido de este a oeste al momento de transportar las aguas residuales. Finalizando en pozo 1 con una profundidad de 4.43m.

En el caso de la planta de tratamiento de aguas residuales consta de un tratamiento preliminar, un primario y un secundario. El preliminar esta compuesto de un canal de entrada de 30 cm de ancho por 35 cm de alto con una pendiente de 0.005 % a lo largo del canal, una reja sencilla de limpieza manual de 30 cm de ancho y 36 cm de alto, con inclinación de 45° y un espesor de barras de 0.5 cm, separadas 2.5 cm entre si; el tratamiento preliminar también cuenta con un desarenador de 0.30 x 3.97 x 0.9073 metros y un canal Parshall con 0.30 m de ancho de canal y 0.15 m de ancho de

garganta. Como tratamiento primario se cuenta con un tanque imhoff el cual remueve el 40% de DBO y el 14.81% de coliformes fecales, este cuenta con dos sedimentadores, con un volumen total de sedimentación de 50.45 m³ y 1.77 m de ancho, 7.1034 m de largo y 3.5517 de altura. Como tratamiento secundario se diseñaron dos lagunas facultativas de 33.43 m de ancho por 64.85 m de largo por 2.17 m de alto cada una, las cuales eliminan el 88.65% de DBO, lo cual cumple con lo que estipula el decreto 21-2017, para el posterior vertido en el río Sinecapa.

5. Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones

- 1) El levantamiento topográfico realizado, proporcionó la configuración altiplanimétrica del terreno, y a partir de la línea central de la calle principal, se estableció la configuración de la red, las cotas de cada nodo y las distancias de los tramos de las tuberías del proyecto.
- 2) El alcantarillado sanitario es de tipo convencional separado dirigido a satisfacer el saneamiento del casco urbano del municipio de Santa Rosa del Peñón.
- 3) Para un periodo de diseño de 20 años la población será de 7208 habitantes de las cuales el 95.4% serán servidas de este proyecto y un aproximado de 1200 viviendas.
- 4) El caudal de diseño esperado para el final del periodo será de 9.22 lps, considerando una dotación de agua potable de 105 lppd.
- 5) Las tuberías de la red de alcantarillado serán en su totalidad de PVC, la longitud total de tubería será de 4245 m y el diámetro para toda la red será de 150 mm y un total de 57 pozos de visita sanitarios (PVS).
- 6) Las pendientes varían y están entre 0.24% y 4.7%, señalando que son estas las mínimas y máximas respectivamente, todas ellas cumplen con los criterios de velocidad de diseño y tensión de arrastre.
- 7) El sistema de tratamiento se basa en un tratamiento preliminar, un tratamiento primario y uno secundario; y se localizará al Oeste de la ciudad.
- 8) La calidad del efluente resultante será de 19.87 mg/l de DBO5 y 5.88 E+06 de coliformes fecales, valores que se encuentran dentro de los límites establecidos por el MARENA en el decreto 21-2017 para vertidos en cuerpos receptores naturales.
- 9) Las aguas tratadas se verterán en el río Sinecapa.

5.2. Recomendaciones

- 1) Se recomienda a la Alcaldía de Santa Rosa del Peñón dar a costear este diseño de alcantarillado sanitario con planta de tratamiento de aguas residuales a una firma consultora, en caso de que éste sea considerado para competir ante otras alternativas de diseño, ante una posible implementación de un proyecto de esta índole en la zona de estudio.

- 2) Para aquellos habitantes del casco urbano de Santa Rosa del Peñón que no pudieron ser beneficiados por este diseño, en caso de que este se implemente, se recomienda implementar otras soluciones a su saneamiento, por ejemplo, letrinas.
- 3) En caso de la utilización de esta propuesta de diseño se recomienda verificar los niveles topográficos a la hora de la construcción para evitar posibles errores que afecten la hidráulica de la red de alcantarillado sanitario.
- 4) Una vez construido este diseño, se recomienda dar mantenimiento frecuente tanto a la red como al sistema del tratamiento, para garantizar un buen funcionamiento de los mismos.
- 5) Se recomienda localizar el sitio donde se evacuará el material excedente de las excavaciones a realizarse.
- 6) Incluir mano de obra local en el proceso constructivo, para ayudar a la economía de los habitantes del municipio con la generación de empleos.
- 7) Procurar que los operadores de la planta sean habitantes del municipio, previamente capacitados.
- 8) Promover campañas de educación ambiental para el buen uso del sistema de alcantarillado sanitario.

6. Bibliografía

- [https://www.ecured.cu/Santa_Rosa_del_Pe%C3%B1%C3%B3n_\(Nicaragua\)](https://www.ecured.cu/Santa_Rosa_del_Pe%C3%B1%C3%B3n_(Nicaragua))
- Guía técnica para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales. INAA
- Manual de mantenimiento de los sistemas d alcantarillado sanitario. INAA, Ing. Carlos Espinoza García. 2005.
- Ficha municipal de Santa Rosa del Peñón – Alcaldía de Santa Rosa del Peñón.
- www.bibliotecaenacal.com
- Ingeniería sanitaria aplicada y salud pública
- Decreto 21-2017 del MARENA.

7. Anexos

7.1. Tablas de estudio de población y consumo

santa rosa del peñon										
Año	Total habitantes		rg		POBLACIÓN					
1995	1830		2.985%							
2005	1852				Datos:					
2017	3664				Tipo de sistema:			Alcantarillado Sanitario		
					Longitud de alcantarillado			350 m		
					Períodos de diseño (años):			20		
					Número de viviendas:			202		
					Índice de Hacinamiento (Hab/vivienda):			6		
					Población actual (Hab.):			3,886		
					Tipo		convencional separado	Urbano		
					Tasa de crecimiento:			2.985%		
Periodo Censal	Tazas de crecimiento									
1995-2005	0.12%									
2005-2017	5.85%									
PROMEDIO	2.985%									

Nota: estas tazas fueron calculadas a partir de los datos de la tabla de arriba

Cálculos:

1. Proyección de la población futura y dotación

Año	Población	Dotación (lppd)	CD (lps)	consumo comercial, publico e industrial			CPD (lps)	Rango de población	Dotación lppd
				CC (lps)	CP (lps)	CI (lps)			
2020	4002	100	4.63	0.3242	0.3242	0.0926	5.37	0 - 5,000	100
2021	4122	100	4.77	0.3339	0.3339	0.0954	5.53	5,000 - 10,000	105
2022	4245	100	4.91	0.3439	0.3439	0.0983	5.70	30,000 - 50,000	110
2023	4371	100	5.06	0.3542	0.3542	0.1012	5.87		
2024	4502	100	5.21	0.3647	0.3647	0.1042	6.04		
2025	4636	100	5.37	0.3756	0.3756	0.1073	6.22		
2026	4775	100	5.53	0.3868	0.3868	0.1105	6.41		
2027	4917	100	5.69	0.3984	0.3984	0.1138	6.60		
2028	5064	105	6.15	0.4308	0.4308	0.1231	7.14		
2029	5215	105	6.34	0.4437	0.4437	0.1268	7.35		
2030	5371	105	6.53	0.4569	0.4569	0.1305	7.57		
2031	5531	105	6.72	0.4706	0.4706	0.1344	7.80		
2032	5697	105	6.92	0.4846	0.4846	0.1385	8.03		
2033	5867	105	7.13	0.4991	0.4991	0.1426	8.27		
2034	6042	105	7.34	0.5140	0.5140	0.1469	8.52		
2035	6222	105	7.56	0.5293	0.5293	0.1512	8.77		
2036	6408	105	7.79	0.5451	0.5451	0.1558	9.03		
2037	6599	105	8.02	0.5614	0.5614	0.1604	9.30		
2038	6796	105	8.26	0.5782	0.5782	0.1652	9.58		
2039	6999	105	8.51	0.5954	0.5954	0.1701	9.87		
2040	7208	105	8.76	0.6132	0.6132	0.1752	10.16		

7.2 Tablas de alcantarillado sanitario

7.2.1. Tabla de datos generales y cálculo de caudales de diseños por tramos

Area Total (Ha)	24.7562
CD (lps)	8.76
Qm (lps)	7.01
Qi (lps)	0.14
Qmin (lps)	1.40
FH	1.16
Qmax (lps)	8.11
Qd (lps)	9.656
q (lps/Ha)	0.39005
Longitu de tubería (m)	4,289.08
Densidad poblacional (hab/Ha)	291.17

	Desde	Hasta	Area (Ha)			Poblacion			Longitud tubería (m)
			Local	Tributaria	Acumulada	Local	Tributaria	Acumulada	
1	PVS-1.3	PVS-1.2	0.5461	0.0000	0.5461	159	0	159	70
2	PVS-1.2	PVS-1.1	0.3412	0.5461	0.8873	99	159	258	64.588
3	PVS-1.1.2	PVS-1.1.1	0.4177	0.0000	0.4177	122	0	122	100
4	PVS-1.1.1	PVS-1.1	0.4256	0.4177	0.8433	124	122	246	64.43
5	PVS-1.1	PVS-1	0.3854	1.7306	2.1160	112	504	616	65.560
6	PVS-3.8	PVS-3.7	0.7886	0.0000	0.7886	230	0	230	100.000
7	PVS-3.7	PVS-3.6	0.3151	0.7886	1.1037	92	230	321	40.000
8	PVS-3.6	PVS-3.5	0.5849	1.1037	1.6886	170	321	492	80.000
9	PVS-3.5	PVS-3.4	0.4874	1.6886	2.1760	142	492	634	78.000
10	PVS-3.4	PVS-3.3	0.2069	2.1760	2.3829	60	634	694	52.000
11	PVS-3.3	PVS-3.2	0.3159	2.3829	2.6988	92	694	786	56.000
12	PVS-3.2.1	PVS-3.2	0.4891	0.0000	0.4891	142	0	142	90.000
13	PVS-3.2	PVS-3.1	0.205	3.1879	3.3929	60	928	988	60.056
14	PVS-3.1	PVS-3	0.4854	3.3929	3.8783	141	988	1129	98.859
15	PVS-4.4	PVS-4.3	0.5211	0.0000	0.5211	152	0	152	85.000
16	PVS-4.3	PVS-4.2	0.5955	0.5211	1.1166	173	152	325	60.000
17	PVS-4.2	PVS-4.1	0.3368	1.1166	1.4534	98	325	423	60.000

Desde	Hasta	Area (Ha)			Poblacion			Longitud tubería (m)	Caudal de diseño (lps)
		Local	Tributaria	Acumulada	Local	Tributaria	Acumulada		
PVS-5.4.4	PVS-5.4.3	0.5113	0.0000	0.5113	149	0	149	51.000	0.199
PVS-5.4.3	PVS-5.4.2	0.3362	0.5113	0.8475	98	149	247	44.000	0.331
PVS-5.4.2	PVS-5.4.1	0.406	0.8475	1.2535	118	247	365	41.000	0.489
PVS-5.4.1	PVS-5.4	0.3345	1.2535	1.5880	97	365	462	96.720	0.619
PVS-5.6.1	PVS-5.6	0.3951	0.0000	0.3951	115	0	115	43.000	0.154
PVS-5.6	PVS-5.5	0.318	0.3951	0.7131	93	115	208	97.000	0.278
PVS-5.6.1	PVS-5.5.1	0.4321	0.0000	0.4321	126	0	126	98.560	0.169
PVS-5.5.1	PVS-5.5	0.1924	0.4321	0.6245	56	126	182	43.000	0.244
PVS-5.5	PVS-5.4	0.1043	1.3376	1.4419	30	389	420	44.137	0.562
PVS-5.4	PVS-5.3	0.288	3.0299	3.3179	84	882	966	39.012	1.294
PVS-5.3	PVS-5.2	0.3962	3.3179	3.7141	115	966	1081	55.199	1.449
PVS-5.2	PVS-5.1	0.7795	3.7141	4.4936	227	1081	1308	100.000	1.753
PVS-5.1	PVS-5	0.565	4.4936	5.0586	165	1308	1473	100.000	1.973
PVS-10.3	PVS-10.2	0.6913	0.0000	0.6913	201	0	201	98.364	0.270
PVS-10.2	PVS-10.1	0	0.6913	0.6913	0	201	201	54.973	0.270
PVS-10.1.1	PVS-10.1	0.7186	0.0000	0.7186	209	0	209	102.746	0.280
PVS-10.1	PVS-10	0	1.4099	1.4099	0	411	411	100.000	0.550
PVS-10	PVS-9	0	1.4099	1.4099	0	411	411	100.000	0.550
PVS-9.4	PVS-9.3	0.7128	0.0000	0.7128	208	0	208	98.429	0.278
PVS-9.3	PVS-9.2	0.2187	0.7128	0.9315	64	208	271	44.000	0.363
PVS-9.2	PVS-9.1	0.2102	0.9315	1.1417	61	271	332	63.578	0.445
PVS-9.1	PVS-9	0.3122	1.1417	1.4539	91	332	423	100.000	0.567
PVS-9	PVS-8	0.5698	3.4336	4.0034	166	1000	1166	93.400	1.562
PVS-8.4	PVS-8.3	0.6004	0.0000	0.6004	175	0	175	67.883	0.234
PVS-8.3	PVS-8.2	0.4515	0.6004	1.0519	131	175	306	60.000	0.410
PVS-8.2	PVS-8.1	0.445	1.0519	1.4969	130	306	436	56.843	0.584
PVS-8.1	PVS-8	0.6926	1.4969	2.1895	202	436	638	100.352	0.854
PVS-8.8	PVS-8.7	0.7103	0.0000	0.7103	207	0	207	48.000	0.277
PVS-8.7	PVS-8.6	0.3345	0.7103	1.0448	97	207	304	55.000	0.408
PVS-8.6	PVS-8.5	0.7041	1.0448	1.7489	205	304	509	90.883	0.682
PVS-8.5	PVS-8	0.6648	1.7489	2.4137	194	509	703	100.000	0.941
PVS-8	PVS-5	0.4988	6.9159	7.4147	145	2014	2159	100.200	2.892
PVS-7	PVS-6	0.6127	0.0000	0.6127	178	0	178	100.000	0.239
PVS-6	PVS-5	0.5883	0.6127	1.2010	171	178	350	100.000	0.468
PVS-5	PVS-4	0.584	13.6743	14.2583	170	3982	4152	99.836	5.562
PVS-4	PVS-3	0.6494	16.3504	16.9998	189	4761	4950	100.060	6.631
PVS-3	PVS-2	0.5722	20.8781	21.4503	167	6079	6246	99.553	8.367
PVS-2	PVS-1	0.069	21.4503	21.5193	20	6246	6266	45.572	8.394
PVS-1	planta	0	23.6353	23.6353	0	6882	6882	32.290	9.655

7.2.2. Tabla de cálculos hidráulicos

n	0.009
---	-------

Nota: n de maning correspondiente a pvc según normas de INAA 2005

calculos hidraulicos																
Desde	Hasta	Nivel de tapa		Pendiente	Pendient	Diametro(Vel llena	Caudal llen	Radio hidraulico lleno	Qdis/QLL	Tirante/Diametro	Rhd/RhLL	Vdis/VLL	Rhd (m)	Vdis (m/s)	Ta (Pa)
		Arriba	Abajo	Terreno (%)	Tubo (%)	(mm)	VLL (m/s)	QLL (lps)	RhLL(m)		Y/D					
PVS-1.3	PVS-1.2	177.7	177.03	0.957	2.800	150	2.083	36.8098	0.0375	0.0058	0.0417	0.1076	0.326	0.0040	0.679	1.1087
PVS-1.2	PVS-1.1	177.03	176.81	0.341	1.400	150	1.473	26.0284	0.0375	0.0133	0.0809	0.2074	0.398	0.0078	0.586	1.0683
PVS-1.1.2	PVS-1.1.1	180.31	179.92	0.390	4.200	150	2.551	45.0826	0.0375	0.0036	0.0260	0.0672	0.326	0.0025	0.832	1.0386
PVS-1.1.1	PVS-1.1	179.92	178.7	1.894	1.500	150	1.525	26.9420	0.0375	0.0122	0.0780	0.2004	0.398	0.0075	0.607	1.1056
PVS-1.1	PVS-1	178.2	177	1.830	0.800	150	1.113	19.6756	0.0375	0.0419	0.1399	0.3480	0.522	0.0131	0.581	1.0242
PVS-3.8	PVS-3.7	183.71	186.03	-2.320	1.400	150	1.473	26.0284	0.0375	0.0118	0.0769	0.1978	0.398	0.0074	0.586	1.0188
PVS-3.7	PVS-3.6	186.03	186.35	-0.800	1.200	150	1.364	24.0976	0.0375	0.0179	0.0932	0.2371	0.398	0.0089	0.543	1.0468
PVS-3.6	PVS-3.5	186.35	186.08	0.337	0.900	150	1.181	20.8692	0.0375	0.0316	0.1218	0.3064	0.488	0.0115	0.576	1.0144
PVS-3.5	PVS-3.4	186.08	185.37	0.910	0.800	150	1.113	19.6756	0.0375	0.0431	0.1417	0.3523	0.522	0.0132	0.581	1.0368
PVS-3.4	PVS-3.3	185.37	184.47	1.731	0.800	150	1.113	19.6756	0.0375	0.0472	0.1479	0.3671	0.522	0.0138	0.581	1.0803
PVS-3.3	PVS-3.2	184.47	184.2	0.482	0.700	150	1.042	18.4049	0.0375	0.0572	0.1628	0.4000	0.551	0.0150	0.574	1.0301
PVS-3.2.1	PVS-3.2	184.47	184.2	0.300	3.000	150	2.156	38.1017	0.0375	0.0050	0.0361	0.0931	0.326	0.0035	0.703	1.0278
PVS-3.2	PVS-3.1	184.2	183.94	0.433	0.650	150	1.004	17.7354	0.0375	0.0746	0.1845	0.4495	0.599	0.0169	0.601	1.0748
PVS-3.1	PVS-3	183.94	180.8	3.176	0.650	150	1.004	17.7354	0.0375	0.0853	0.1974	0.4555	0.62	0.0171	0.622	1.0893
PVS-4.4	PVS-4.3	185.56	184.53	1.212	3.000	150	2.156	38.1017	0.0375	0.0053	0.0384	0.0992	0.326	0.0037	0.703	1.0951
PVS-4.3	PVS-4.2	184.53	184.03	0.833	1.200	150	1.364	24.0976	0.0375	0.0181	0.0938	0.2385	0.398	0.0089	0.543	1.0528
PVS-4.2	PVS-4.1	184.03	183.23	1.333	1.000	150	1.245	21.9980	0.0375	0.0258	0.1105	0.2793	0.448	0.0105	0.558	1.0274
PVS-4.1	PVS-4	183.23	182.28	0.950	0.800	150	1.113	19.6756	0.0375	0.0415	0.1392	0.3463	0.522	0.0130	0.581	1.0192

7.2.3. Tabla de cálculos topográficos

Cálculos topográficos													
Desde	Hasta	Nivel de tapa		Longitud (m)	Pendiente Tubo (%)	Diámetro(D) (mm)	Caída de la alcantarilla (m)	Nivel de corona		Nivel invert		Profundidad del pozo (m)	Nombre del pozo (m)
		Arriba	Abajo					Arriba	Abajo	Arriba	Abajo		
PVS-1.3	PVS-1.2	177.7	177.03	70	2.800	150	1.960	176.200	174.240	176.050	174.090	1.650	PVS-1.3
PVS-1.2	PVS-1.1	177.03	176.81	64.588	1.400	150	0.904	174.210	173.306	174.060	173.156	2.970	PVS-1.2
PVS-1.1.2	PVS-1.1.1	180.31	179.92	100	4.200	150	4.200	178.810	174.610	178.660	174.460	1.650	PVS-1.1.2
PVS-1.1.1	PVS-1.1	179.92	178.7	64.43	1.500	150	0.966	174.580	173.614	174.430	173.464	5.490	PVS-1.1.1
PVS-1.1	PVS-1	178.2	177	65.56	0.800	150	0.524	173.276	172.751	173.126	172.601	5.074	PVS-1.1
PVS-3.8	PVS-3.7	183.71	186.03	100	1.400	150	1.400	182.210	180.810	182.060	180.660	1.650	PVS-3.8
PVS-3.7	PVS-3.6	186.03	186.35	40	1.200	150	0.480	180.780	180.300	180.630	180.150	5.400	PVS-3.7
PVS-3.6	PVS-3.5	186.35	186.08	80	0.900	150	0.720	180.270	179.550	180.120	179.400	6.230	PVS-3.6
PVS-3.5	PVS-3.4	186.08	185.37	78	0.800	150	0.624	179.520	178.896	179.370	178.746	6.710	PVS-3.5
PVS-3.4	PVS-3.3	185.37	184.47	52	0.800	150	0.416	178.866	178.450	178.716	178.300	6.654	PVS-3.4
PVS-3.3	PVS-3.2	184.47	184.2	56	0.700	150	0.392	178.420	178.028	178.270	177.878	6.200	PVS-3.3
PVS-3.2.1	PVS-3.2	184.47	184.2	90	3.000	150	2.700	182.970	180.270	182.820	180.120	1.650	PVS-3.2.1
PVS-3.2	PVS-3.1	184.2	183.94	60.056	0.650	150	0.390	177.998	177.608	177.848	177.458	6.352	PVS-3.2
PVS-3.1	PVS-3	183.94	180.8	98.859	0.650	150	0.643	177.578	176.935	177.428	176.785	6.512	PVS-3.1
PVS-4.4	PVS-4.3	185.56	184.53	85	3.000	150	2.550	184.060	181.510	183.910	181.360	1.650	PVS-4.4
PVS-4.3	PVS-4.2	184.53	184.03	60	1.200	150	0.720	181.480	180.760	181.330	180.610	3.200	PVS-4.3
PVS-4.2	PVS-4.1	184.03	183.23	60	1.000	150	0.600	180.730	180.130	180.580	179.980	3.450	PVS-4.2
PVS-4.1	PVS-4	183.23	182.28	100	0.800	150	0.800	180.100	179.300	179.950	179.150	3.280	PVS-4.1
PVS-5.4.4	PVS-5.4.3	192.28	192.09	51	3.000	150	1.530	190.780	189.250	190.630	189.100	1.650	PVS-5.4.4
PVS-5.4.3	PVS-5.4.2	192.09	191.75	44	1.400	150	0.616	189.220	188.604	189.070	188.454	3.020	PVS-5.4.3
PVS-5.4.2	PVS-5.4.1	191.75	190.13	41	1.100	150	0.451	188.574	188.123	188.424	187.973	3.326	PVS-5.4.2
PVS-5.4.1	PVS-5.4	190.13	189.52	96.72	1.000	150	0.967	188.093	187.126	187.943	186.976	2.187	PVS-5.4.1
PVS-5.6.1	PVS-5.6	193.92	192.24	43	4.700	150	2.021	192.420	190.399	192.270	190.249	1.650	PVS-5.6.1
PVS-5.6	PVS-5.5	192.24	190.07	97	1.500	150	1.455	190.369	188.914	190.219	188.764	2.021	PVS-5.6
PVS-5.6.1	PVS-5.5.1	193.92	191.58	98.56	4.000	150	3.942	192.420	188.478	192.270	188.328	1.650	PVS-5.6.1
PVS-5.5.1	PVS-5.5	191.58	190.07	43	2.000	150	0.860	188.448	187.588	188.298	187.438	3.282	PVS-5.5.1
PVS-5.5	PVS-5.4	190.07	189.52	44.137	1.000	150	0.441	185.300	184.210	185.150	184.060	4.920	PVS-5.5
PVS-5.4	PVS-5.3	189.52	187	39.012	0.650	150	0.254	184.180	183.926	184.030	183.776	5.490	PVS-5.4
PVS-5.3	PVS-5.2	187	186.7	55.199	0.610	150	0.337	182.896	182.559	182.746	182.409	4.254	PVS-5.3
PVS-5.2	PVS-5.1	186.7	186.57	100	0.550	150	0.550	182.529	181.979	182.379	181.829	4.321	PVS-5.2
PVS-5.1	PVS-5	186.57	186.02	100	0.500	150	0.500	181.949	181.449	181.799	181.299	4.771	PVS-5.1

7.3. Tablas de la planta de tratamiento de aguas residuales

7.3.1. Tabla del cálculo de las dimensiones del canal de entrada

Canal de entrada					
Datos	simbolo	Formula	valor	unidad	critérios
poblacion	p		6882	Hab	
ancho de canal	B		0.3	m	0.3-0.7
pendiente a lo largo del canal	S		0.005	m/m	asumido
coeficiente de manning	n		0.013		Concreto (INAA)
borde libre	BL		0.3	m	0.20-0.30 m
Caudal medio m3/s	Qm	$\frac{P * Dot * 0.80}{86400}$	0.0070		
Caudal de diseño m3/s	Qd	$Q_{m\acute{a}x} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{inst}$	0.0097		
Qd*n/s ^{1/2}		$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}}$	0.00178		
Altura maxima (m)	Hmax		0.05		
Qm*n/s ^{1/2}			0.00129		
Altura media (m)	Hm		0.0410		
Velocidad max (m/s)	Vmax	$\frac{Q_d}{B * H_{m\acute{a}x}}$	0.643676839		0.40-0.75
Velocidad media	Vm	$\frac{Q_m}{B * H_m}$	0.569761743		0.40-0.75
Area Mojada	m2	$B * H_{m\acute{a}x}$	0.015		
Altura del canal (m)	Hcanal		0.35		

7.3.2. Tabla del cálculo de las dimensiones de la reja sencilla

Reja sencilla de limpieza manual				
Datos	Simbolo		Valor	Parametros
Factor de forma de las barras	β		1.79	rectangular
Inclinación de reja	θ°		45	45°-60° con la horizontal
Separación entre barras (cm)	a		2.5	2.5 cm-5cm
Espesor de barra (cm)	t		0.5	0.5 cm-1.5 cm
Pendiente a lo largo del canal	s		0.005	
altura de agua antes de la reja	H		0.05	
ancho de reja	b		0.3	

Calculo	Simbolo	Formula	Valor	critérios
Area total mojada (m2)	A_t A_t	$\frac{b * H_{m\acute{a}x}}{a}$	0.015	
eficiencia	E	$\frac{a}{a + t}$	0.8333	
Area Util (m2)	A_u	$A_t * E$	0.0125	
Velocidad de paso	V_p V_p	$\frac{Q_d}{A_u}$	0.7724	0.40-0.90

Verificacion de la velocidad media				
Calculo	Simbolo	formula	valor	critério
area total por velocidad media	$A't$ A'_t	$b * H_m$	0.0123	
areautil por velocidad media	$A'u$ A'_u	$A'_t * E$	0.01025	
velocidad media	$V'm$ V'_m	$\frac{Q_m}{A'_u}$	0.68371	0.4-0.75

Perdidas				
Perdidas de carga en rejas limpias	hf	$\beta * \left(\frac{t}{a}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin\theta * \frac{V_m^2}{2g}$	0.00295	
Perdidas de rejas parcialmente obstruidas	hf0 hf_o	$\left(\frac{E}{E_o}\right)^2 * hf$	0.00524	
	E0	0.75E	0.625	

Altura de Canal	H_{canal} H_{canal}	$H_{canal} = H_{m\acute{a}x} + hf + BL$	0.352947548	
Altura de canal seleccionado	H_{canal}		0.36	

7.3.3. Tabla de cálculo de las dimensiones del desarenador

Desarenador				
Datos	Simbolo		Valor	critérios
Carga superficial (m3/m2/dia)	Cs		700	700-1600
Caudal de diseño (m3/s)	Qd		0.0097	
Velocidad de diseño (m/seg)	V		0.3	INAA
Diametro de particula (mm)	Φ		0.2	>0.20 cm, CEPIS
Velocidad de sedimentacion (m/s)	Vs		0.019	INAA
Numero de desarenadores			1	
Tiempo de retencion de sedimentacion en tolva (Dias)	t		15	
coeficiente de Manning	n		0.013	

Dimencionamiento				
Calculo	Simbolo	Formula	Valor	Criterio
Ancho (m)	b		0.3	Usar B de canal de entrada
Altura de agua en el canal de llegada (m)	Hagua	$\frac{Q_d}{b * V}$	0.1073	Canal de entrada
Borde libre (m)	BL		0.3	asumido
Largo (m)	L	$\frac{V * H_{agua} * 86400}{C_s}$	3.9724	
Radio Hidraulico (m)	Rh	$\frac{A}{P}$	0.001864556	
Pendiente longitudinal del desarenador (%)	S	$\left(\frac{n * V}{Rh^{2/3}}\right)^2$	0.066276874	
perdidas en el desarenador (mm)	hf	$S * L$	0.263278627	

Volumen de tolva				
Calculo	Simbolo	Formula	Valor	Criterio
Cantidad de Material Retenido (Its/m3)	Cret		0.029	CEPIS
Volumen Sedimentado (Its)	Vsed	$C_{ret} * Qd * t$	362.879	
Volumen requerido de Tolva (m3)	Vreqtolva	V_{sed}	0.3629	
Altura de tolva propuesta (m)	Htolva		0.5	Propuesto
Ancho (m)	b		0.3	Ancho de canal
Largo (m)	L		3.9724	Longitud de desarenador
Volumen Propuesto de Tolva (m3)	Vtolva	$H_{tolva} * b * L$	0.5959	> vol. Req. Tolva, Cumple
Altura total del desarenador (m)	Hdes	$\Sigma H_{agua} + H_{tolva} + BL$	0.9073	

7.3.4. Tabla del cálculo de las dimensiones del canal Parshall

Medidor de caudal, canal de Parshall				
Datos	Simbolo		Valor	Criterio
Caudal medio	Qm		0.0070	>0.00152, cumple
Caudales de diseño	Qd		0.0097	<0.1104, cumple
Ancho de canal	B		0.3000	
Ancho de garganta	W'		0.15	1/3-1/2 de B
Ancho de garganta seleccionado	W		0.152	
Dimensiones de Canal de Parshall seleccionado (m)	A		0.88	
	2/3 A		0.5867	
	Wc		0.46	
	B		0.864	
	C		0.381	
	D		0.575	
	E		0.762	
	F		0.305	
	G		0.457	
	K		0.076	
	N		0.114	
	R		0.406	
	M		0.305	
	P		1.08	
	X		0.076	
	Y		0.076	
K		0.381		
n		1.58		

7.3.5. Tabla del cálculo de las dimensiones del tanque IMHOFF

Tanque IMHOFF				
Calculo	Simbolo		Valor	Criterios
Poblacion	P		6882	
Dotacion (lppd)	Dot		105	
solidos en suspensión (mg/l)	SS		252	ENACAL
DBO Afluyente (mg/l)	So		292	
Caudal medio (m3/s)	Qm	$\frac{P * Dot * 0.80}{86400}$	0.0070	
carga percapita de DBO (grDBO/hab/dia)	q	$S_o * Dot * 0.80$	24.528	
Carga diaria de DBO (kgDBO/dia)	CTA	$q * P$	168.7998775	
Coliformes fecales en el afluyente (NMP/100ml)	CFA		1.62E+08	ENACAL
porcentaje de remocion de DBO (%)	R	DBO_{dta}	50	40%-60%
concentracion de DBO en afluyente (mg/l)	So		292	Comprobacion de So ENACAL
concentracion de DBO en efluente (mg/l)	S	$S_a - (R * S_o)$	146	
remocion de coliformes(%)			15	
coliformes fecales en Efluente (NMP/100ml)	CFFE	$CFA - 15\% CFA$	1.38E+08	

Camara de sedimentacion				
Datos	Simbolo		Valor	criterio
Carga superficial (m3/m2 h)	Cs		1	1-1.7, INAA
carga sobre el vertedero Efluente (m3/m h)			24	7-25, INAA
Tiempo de Retencion (hr)	Trs		2	2-4, INAA
Velocidad horizontal del flujo (cm/min)	Vflujo		30	INAA
Relacion Longitud/ancho	($\Delta L/\Delta b$)		4	
Pendiente del fondo	z		1.5	
Abertura de Comunicación entre camaras (cm)			25	15-30, INAA
Proyeccion horizontal del saliente (cm)			25	
numero de Sedimentores (Ns)	Ns		2	

Camara de sedimentacion				
Calculos	simbolos		valor	criterio
Volumen total de sedimentacion (m3)	Vs	$Q_m * Trs$	50.4581	
Volumen por Sedimentador (m3)	Vsu	$\frac{V_s}{N_s}$	25.2291	
Area superficial minima de sedimentacion (m2)	As	$\frac{Q_m}{C_s}$	25.2291	
Area superficial minima por sedimentador (m2)	Asu	$\frac{A_s}{N_s}$	12.6145	
Ancho de sedimentador (m)	Bs	$\sqrt{\frac{A_{su}}{(\Delta L / \Delta b)}}$	1.7758	
Longitud de sedimentador (m)	Ls	$B_s * (\Delta L / \Delta b)$	7.1034	
Altura triangular de sedimentador (m)	Hts	$\frac{B_s}{2} * z$	1.3319	
Area transversal triangular de sedimentador (m2)	Ats	$\frac{B_s}{2} * H_{ts}$	1.1826	
Area transversal rectangular de sedimentacion (m2)	Ars	$\frac{V_{su} - (A_{ts} * L_s)}{L_s}$	2.3691	
Altura rectangular de sedimentacion (m)	Hrs	$\frac{A_{rs}}{B_s}$	1.3341	
Area transversal total de cada sedimentador (m2)	ATs	$A_{rs} + A_{ts}$	3.5517	
altura total de cada sedimentador (m)	ATS	$H_{rs} + H_{ts}$	2.6659	
Revisión de Velocidad horizontal de flujo (cm/min)	Vflujo	$\frac{Q_m}{ATS * N_s}$	5.9195	<30cm/min, cumple

zona de ventilacion de gases				
Datos	simbolo		valor	criterio
Anchura de abertura (m)	Aab		1	>1m
Separador entre sedimentadores (m)	Ssed		1	>1m
Superficie en %del total			40	>30%

Camara de digetion				
Datos	Simbolo		Valor	criterio
Temperatura de agua °C	Ta		25	>25
Factor de Capacidad relativa	fcr		0.5	
tiempo de retencion de lodos	Trc		30	
Pendiente del fondo	a		2	
tuberia de extraccion de lodos	φ		25	20-30 cm, INAA
			0.15	Al fondo del tanque
numero de camaras	Nc		2	

Camara de digetion				
Calculos	simbolos		valor	criterio
Longitu de Camara (m)	Lc	L_s	7.1034	
Volumen por Camara (m3)	Vcu	$\frac{70 * P * fcr}{1000}$	240.8674051	OPS, CEPIS, 05
Base Mayor de Camara de Lodos (m)	BMc	$2B_s + 2A_{ab} + S_{sed}$	6.551693258	
Base Menor de Camara de Lodos (m)	Bmc		1	
Altura en Zona Trapezoidal (m)	Htc	$\frac{BMc - Bmc}{2 * a}$	1.387923315	
Volumen en Zona trapezoidal (m3)	Vtc	$\frac{(H_{tc}/3) * [(BMc * L_c) + Bmc^2 + \sqrt{(BMc * L_c) * Bmc^2}]}{N_c}$	14.67645828	
Volumen en Zona Recta de Camara (m3)	Vrc	$V_{cu} - V_{tc}$	226.1909468	
Altura de lodos en zona recta de camara (m)	Hrc	$\frac{V_{rc}}{L_c * BMc}$	4.860223219	
Distancia libre hasta el nivel de lodos (cm)			60	30-90, INAA
Profundidad total del tanque (m)	HT		8	7.25-9.5, INAA
Lecho de secado				
Datos	Simbolo		Valor	criterio
Densidad de los Lodos (Kg/lt)	ρ_{lodo}		1.04	CEPIS
Solidos continidos en los Lodos (%)	%solidos		10	CEPIS
Altura del Lecho (m)	HI		0.4	0.2-0.4, CEPIS

Calculos	simbolos		valor	criterio
Carga de Solidos que Ingresan al Sedimentador	C	$Q_m * SS$	0.020440203	
Masa de Solidos que Conforman los Solidos	Msd	$0.325 * C$	0.006643066	
Volumen Diario de los Lodos Biodigestores	Vld	$\frac{M_{sd}}{\rho_{lodos} * \left(\frac{\% \text{ Sólidos}}{100}\right)}$	0.063875633	
Volumen de Lodos a Extraerse del Tanque	Vextraccion	$V_{ld} * Trc$	1.916268989	
Area del Lecho de Secado	Als	$V_{extracción} / HI$	0.766507595	
Ancho del Lecho de Secado	Bls		1	asumido
Largo del Lecho de Secado	Lls	Als / Bls	0.766507595	

7.3.6. Tabla del cálculo de las dimensiones de las lagunas facultativas

Laguna facultativa				
datos	Simbolo		Valor	Criterios
Poblacion	p		6882	
Dotacion	Dot		105	
Aporte de agua residual			0.8	
Caudal medio	Qm		0.0070	
DBOs afluente	So		146	
Carga percapita de DBOs en el afluente	q	$S_o * Dot * 0.80$	12264	
Coliformes fecales en el afluente	CFA		1.38E+08	

Calculo	Simbolo		Valor	Criterios
Carga Total Aplicada de DBOs	CTA	$S_o * Q_m$	88.4025912	
Temperatura del Aire en el Mes mas Frio	T _{aire}		27	
Temperatura del Agua en el Mes mas Frio	T _a	$10.443 + (0.688 * T_{aire})$	29.019	
Carga Superficial Maxima	CS _{max}	$357.4 * (1.085^{(T_a - 20^{\circ}c)})$	745.925333	
Carga Superficial Aplicada	CSA	$0.20 * CS_{max}$	223.7775999	
Area Total de Laguna Facultativa	At	CTA/CSA	0.39504665	
Numero de Lagunas	N		2	
Area Requerida por Laguna	Au	A_t/N	1975.23325	

Dimensionamiento				
Calculo	Simbolo		Valor	Criterios
Altura de Agua	H		1.5	
Relacion Largo/Ancho	n		2	
Ancho en superficie de Agua	B		31.42636831	
Longitud en superficie de Agua	L		62.85273662	
Talud Interno de Laguna	z		1/3	
Ancho Interior	b		22.43	
Longitud Interior	l		53.85273662	
Volumen de Laguna	V		2366.965917	
Periodo de Retencion	Pr		7.818255533	

Borde libre				
Calculo	Simbolo		Valor	Criterios
Aumento del Largo y Ancho del Perimetraje superior (L y B)	BL		2	
Ancho Total	Bt		33.42636831	
Longitud Total	Lt		64.85273662	
Altura Total	Ht		2.17	

1. Remocion de materia organica				
Calculo	Simbolo		Valor	Criterios
Constante de Biodegradacion de la Materia Organica a 20	K _{20°C}		0.388979167	
Constante de Reaccion de Primer orden a temperatura ambiente	K _{d(Ta)}		0.811833842	

a. Marais Chow				
Calculo	Simbolo		Valor	Criterios
DBO Remanente en el Efluente	S		19.87172008	<30 mg/l
Porcentaje Remanente de DBOs en el Efluente	%S		13.61076718	
Porcentaje Removido DBOs del Afluente			86.38923282	

c. THIRIMURTY				
Calculo	Simbolo		Valor	Criterios
Factor Geometrico	X		2	
Factor de Dispersion	d		0.464967057	
Factor "a" de DBOs	a		3.578381626	
DBO remanente en el Efluente	S		6.230587774	
Porcentaje Remanente DBO en el Efluente	%S		4.267525872	
porcentaje Removido DBO del Afluente			95.73247413	

2. Remocion de coliformes fecales				
Calculo	Simbolo		Valor	Criterios
Coeficiente de Mortandad de Coliformes Fecales	K _b		1.546292242	
Coliformes Fecales Remanente en el Efluente	CFE		1.33E+07	
Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente en el Efluente	%CFE		9.648274307	
Porcentaje de Coliformes Fecales Removido en el Afluente			90.35172569	

b. THIRIMURTY				
Calculo	Simbolo		Valor	Criterios
Factor "a"	a		4.846082916	
Coliformes Fecales Remanente en el Efluente	CFE		5.88E+06	
Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente en el Efluente	%CFE		4.267525872	
Porcentaje de Coliformes Fecales Removido en el Afluente			95.73247413	

