

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA, MANAGUA

UNAN-MANAGUA

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍAS

DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN

INGENIERIA CIVIL



Trabajo Monográfico para optar al título de Ingeniero Civil

Tema: Propuesta de red hidrosantaria y planta de tratamiento para aguas servidas en el casco urbano del municipio de Villa El Carmen Managua.

Autores:

✚ **Br. Natahan Abdiel Zamora Herrera**

✚ **Br. Víctor Alfonso Meléndez Delgado**

Tutor: Dr. Ing. Bayardo Altamirano López

Managua, Nicaragua, Marzo de 2017.

AGRADECIMIENTOS

Infinitas gracias al Dios todopoderoso por darnos el don de la vida y habernos permitido llegar hasta éste momento, a nuestras familias quienes caminaron a nuestro lado en todo este largo trayecto brindándonos apoyo moral, espiritual y económico para alcanzar esta meta.

A nuestro tutor **Dr.Ing Ramón Bayardo Altamirano López** por haber compartido sus amplios conocimientos que nos ayudaron a culminar nuestra tesis.

A nuestra asesora metodológica **Msc. Zobeyda Zamora Úbeda** por guiarnos paso a paso en la redacción y elaboración del documento.

A todos nuestros maestros que nos formaron durante los años de nuestra carrera, gracias por todos sus valiosos aportes para nuestra preparación profesional.

A todos nuestros compañeros de la carrera por apoyarnos a la largo de nuestra estancia en la universidad y por habernos servido de mucho ayuda en los momentos más difíciles de la carrera en especial a: Cristhofer Aguilar, Oscar Baltodano, Ronald Bendaña, Samuel Berrios, Allan Castro, Saúl Cardoza, Blanca Cervantes, Edgar Contreras, Osmin Díaz, Jorge Espinoza, Luis García, Wilford Hernández, Cáterin Ledezma, Aquiles Leiva, Joran Lira, Yader Lopez, Reynaldo Mejía, Mario Mendoza, Liuba Mosher, Edgardo Paiz, Jorgen Pérez, Jorge Potoy, Tomas Prado, Wilmer Rivera.

DEDICATORIA

Nathan Abdiel Zamora Herrera.

Dedico el presente trabajo a toda mi familia en especial a mi padre Rubén Zamora y mi madre Ángela Herrera por haberme apoyado a lo largo de mi carrera.

A Mi tía Zobeyda Zamora Por haberme brindado todo apoyo moral, por todo su cariño, confianza y por estar siempre a mi lado.

A mis amigos y compañeros de toda la vida que sin duda han colaborado de alguna manera en mi formación.

Víctor Alfonso Meléndez Delgado.

Dedico este trabajo a Dios primeramente por darme el don de la vida y permitirme alcanzar esta meta.

A mis padres Dina del Socorro Delgado y Julio César Meléndez por brindarme apoyo moral y económico necesario para culminar mis estudios.

A mis hermanos Oswaldo Javier Meléndez, Keylor Meléndez y mi hermanita Génesis Meléndez por estar a mi lado y por darme su cariño.

A mi abuelita María Auxiliadora Álvarez por todo su cariño y comprensión a lo largo de mi vida.

A mis compañeros de la carrera que siempre estuvieron conmigo en los buenos y malos momentos durante el transcurso de nuestros estudios.

Por último pero muy especialmente a mi querido abuelito Manuel Salvador Álvarez Arévalo (Q. E. P.D) por haberme motivado siempre a seguir adelante y nunca rendirme, por darme mucho cariño, motivarme a ser mejor cada día y por demostrarme que puedo alcanzar las metas que desee siempre y cuando ponga a Dios primer lugar y nunca pierda la fé en mí mismo.

Abuelito siempre lo voy a querer y lo voy a recordar por el resto de mi vida tal y cómo usted me enseñó a mí. Me hubiera gustado que usted estuviera conmigo en éste momento mientras escribo esto pero así son las cosas y Dios no lo quiso así. Muchas gracias por todo lo que hizo por mí Chavelo.

INDICE

Tabla de contenido

INTRODUCCIÓN.....	1
ANTECEDENTES	2
JUSTIFICACIÓN	3
OBJETIVOS.....	4
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	5
PREGUNTAS DIRECTRICES	6
CAPÍTULO I: INFORMACION GENERAL DEL ÁREA DEL PROYECTO.....	7
1.1. Extensión	9
1.2. Densidad poblacional	9
1.3. Actividades económicas	10
1.4. Características físicas y naturales del área.....	10
1.4.1. Clima	10
1.4.2. Geomorfología	10
1.4.2. Suelo	10
1.4.3. Servicios básicos.....	11
1.4.4. Aguas pluviales.....	11
1.4.5. Luz eléctrica	11
1.4.6. Estado físico de las calles.....	12
1.4.7. Hospitales.....	13
1.4.8. Escuelas	13
1.4.9. Iglesias	13
1.4.10. Parques.....	14
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	14
2.1. Aguas negras y su relación con el alcantarillado sanitario	14
2.2. Componentes de una red de alcantarillado sanitario.....	15
2.3. Origen de las aguas negras y de los desechos	16
2.4. Tipos de Sistemas de Alcantarillado.	16
2.5. Redes de alcantarillado convencional.....	17

2.5. Las partes de la red de alcantarillado convencional	18
2.5.1. Atarjeas o cabeceros	18
2.5.2. Sub-colectores:	19
2.5.3. Colectores.....	19
2.5.4. Emisor	19
2.5.5. Pozos de visita.....	19
2.5.6. Distancia máxima entre pozos.	20
2.5.7. Estaciones de bombeo	21
2.5.8 Tratamiento.....	21
2.5.10. Disposición final.....	21
2.6. Bombeo de aguas residuales	22
2.7. Rendimiento y potencia absorbida.....	22
2.8. Medición de caudales	23
2.9. Elementos a tomar en cuenta en el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario.	24
2.10.1. Período de diseño	24
2.10.2. Determinación de la población futura.	25
2.11. Cantidad de aguas negras	26
2.11.1. Notas generales	26
2.12. Fluctuaciones de Caudal.....	27
2.12.1. Gasto promedio.....	27
2.12.2. Caudal máximo horario	27
2.12.3. Gasto promedio	27
2.12.4. Gastos máximos y mínimos	28
2.12.5. Gastos de infiltración	28
2.12.6. Caudales de diseño	29
2.13. Hidráulica de alcantarillas	29
2.14. Velocidad de flujo	29
2.14.1. Diámetro mínimo	30
2.14.2. Relación diámetro tirante	30
2.14.3. Pendiente mínima	30

2.14.4. Pendiente Máxima	31
2.15. Fuerza de Tracción	31
2.16. Pérdidas de carga adicional.	31
2.17. Cobertura sobre las tuberías	32
2.18. Pozos de visita	32
2.19. Elementos del diseño de estaciones de bombeo	32
2.19.1. Dispositivos accesorios	33
2.19.2. Equipos	33
2.20. Tipos de aguas negras	33
2.21. Características de las aguas negras	35
2.22. Composición de las aguas residuales domésticas.	35
2.22.1. Materia orgánica.....	37
2.22.2. Materia Inorgánica	37
2.22.3. Gases disueltos	37
2.22.4. Líquidos volátiles.....	38
2.22.5. Medidas del contenido inorgánico	38
2.22.6. Características microbiológicas	39
2.23. Virus.....	40
2.24. Organismos Indicadores.....	40
2.25. Parámetros de calidad permisibles.....	41
2.26. SISTEMA DE TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES	44
2.26.1. Objetivos del sistema de tratamiento	44
2.26.2. Tipos de procesos en el sistema de tratamiento de aguas residuales	45
2.26.2.1. Procesos físicos	45
2.26.2.2 Procesos biológicos.....	45
2.26.2.3. Procesos químicos	46
2.26.3. Tratamiento y Disposición.....	46
2.26.3.1. Tratamiento preliminar	46
2.26.3.2. Tratamiento primario	48
2.26.3.3. Tratamiento secundario	49
2.26.3.4. Lagunas de Estabilización	49

2.26.4. Sistemas de lagunas de estabilización.....	51
2.26.5 Desinfección.....	52
2.26.5.1 Cloración	53
2.27 Manejo, tratamiento y disposición de lodos.....	55
2.26. Problemas de olores	59
2.27. Disposición de las aguas residuales	60
2.28. Disposición por irrigación	60
2.29. Disposición sub superficial.....	61
2.30. Disposición por dilución.....	61
CAPÍTULO III: PROPUESTA DE DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO	62
3.1 CANAL RECTANGULAR	62
3.1.1. Caudal máximo (m ³ /s):	62
3.1.2. Caudal medio (m ³ /s):	63
3.2. DISEÑO DE REJILLAS.....	64
3.2.1. Canal de entrada:.....	64
3.2.3. Rejillas:.....	64
3.2.3. Verificación con Velocidad Media	65
3.2.4. Cálculo de pérdidas:	66
3.2.5. Altura del canal	66
3.2.5. Dimensiones finales:.....	66
3.3. DESARENADOR	67
3.3.1. Zona de sedimentación:	67
3.3.2. Zona de lodos:	69
3.3.3. Dimensiones finales:.....	69
3.4. CANALETA PARSHALL	70
3.4.1. Condiciones hidráulicas de entrada:	70
3.4.2. Condiciones en la garganta:	71
3.4.3. Condiciones de salida.....	71
3.5. TANQUE IMHOFF	72
3.5.1. Dimensionamiento:.....	72
3.5.2. Cámara de digestión (nc):.....	74

3.6. LECHO DE SECADO.....	76
3.6.1. Diseño de lecho de secado.....	76
3.7. LAGUNA FACULTATIVA	78
3.7.1. Diseño de laguna facultativa:	78
3.7.2. Dimensionamiento de laguna:	79
3.7.3. Modelo de Marais Show	80
3.7.4. Modelo CEPIS (Dr. Yanez):.....	80
3.8. REMOCIÓN DE COLIFORMES FECALES.....	81
3.8.1. Modelo de Marais Show	81
3.8.2. Modelo Thirimurty.....	82
3.9. BIOFILTRO	83
3.9.1 Área requerida, tiempo de retención y cargas:.....	83
3.9.2. Temperatura promedio del agua:.....	84
3.9.3 Dimensionamiento de celdas:	85
3.9.4. Remoción:.....	86
CAPÍTULO V: RESULTADOS CAUDAL DE LA RED HIDROSANITARIA	87
5.1 Proyección de población.....	87
5.1.1. Población base	87
5.1.2. Consumo y aporte per cápita de aguas residuales.....	87
5.2. Sistema de Recolección	88
5.2.1 Descripción general.....	88
CONCLUSIONES.....	89
RECOMENDACIONES.....	90
ANEXOS	92
6.1. ESPECIFICACIONES TECNICAS.....	92
6.1.1. Compactación.	92
6.2. Tablas de diseño.....	93
6.3. ESTUDIO SOBRE EL REUSO DE LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS EN LA AGRICULTURA	107
Hidroquímica de Resultados de Calidad del Agua.....	118
Estratigrafía de Villa el Carmen.	130

Geomorfología del terreno	131
Características Hidrogeológicas de Villa el Carmen	132
Hidrología de aguas subterráneas.....	132
Presupuesto de actividades.....	133
BIBLIOGRAFÍA.....	138

Índice de figuras

Fig. 1	Macro localización del municipio de Villa el Carmen	13
Fig. 2	Micro localización del municipio de Villa el Carmen (versión ampliada)	14
Fig. 3	Micro localización del municipio de Villa el Carmen	14
Fig. 4	Estado de las calles	18
Fig. 5	Propuesta para Biofiltro a usar en el proyecto	60

Índice de tablas

Tabla 1	Censo nacional 1995	15
Tabla 2	Censo nacional 1995-2000	15
Tabla 3	Espaciamiento máximo entre PVS con equipo técnicamente avanzado	26
Tabla 4	Espaciamiento máximo entre PVS con equipo tradicional	26
Tabla 5	Dimensiones de garganta para flujo crítico	34
Tabla 6	Coefficiente de estimación de caudal máximo	38
Tabla 7	Pendientes mínimas recomendables para las tuberías de concreto	41
Tabla 8	Composición de las aguas residuales	47
Tabla 9	Parámetros de calidad permisible en el agua	53
Tabla 10	Dosis de cloro para desinfección normal de aguas residuales domésticas	59
Tabla 11	Características de los sólidos y lodos producidos en el tratamiento de aguas residuales	64
Tabla 12	Concentraciones típicas de sólidos y de DBO en procesos de tratamiento de lodos	65
Tabla 13	Proyección de la población beneficiada	93
Tabla 14	Características del colector principal y subcolectores	95
Tabla 15	Información básica del diseño	114
Tabla 16	Canal rectangular	115
Tabla 17	Rejilla del sistema de tratamiento	116
Tabla 18	Desarenador	117
Tabla 19	Características de descarga de canaleta Parshall	118
Tabla 20	Geometría de canaleta Parshall	118
Tabla 21	Canaleta Parshall	119
Tabla 22	Tanque Imhoff	120
Tabla 23	Diseño del taque Imhoff	121
Tabla 24	Lecho de secado	122
Tabla 25	Diseño de laguna facultativa	123
Tabla 26	Diseño de laguna aerobia	124
Tabla 27	Biofiltro	125

INTRODUCCIÓN

En el municipio de Villa el Carmen hay un déficit en servicios básicos, uno de ellos es la necesidad del alcantarillado sanitario, el que ha sido marginado y olvidado por los gobiernos municipales y central dando como resultado una serie de problemáticas de salud y contaminación en el medio ambiente. El acelerado crecimiento urbano en el municipio hace que esta necesidad sea una prioridad, pues en la medida que crece la población aumenta la demanda de este servicio, ya que al aumentar la población crece la contaminación ambiental, debido a la construcción de más letrinas lo que provoca que las aguas de los pozos se vayan contaminando. Además, las aguas negras conllevan microorganismos y bacterias que ponen en peligro la salud de los habitantes.

Los alcantarillados mejoran la condición de vida de las personas, pues permite evacuar los desechos originados por la actividad de la población y las lluvias de una manera limpia y rápida. Las redes de alcantarillado son una necesidad de vivienda, estas evitan inundaciones en los sectores poblados. Además, desde el punto de vista sanitario, es importante que las aguas negras sean procesadas por una planta de tratamiento, lo cual consiste en una separación de los desechos con el fin de estabilizar el agua y quitarle el poder nocivo y poder reutilizarlas de manera segura, sin riesgos para el medio ambiente y la salud humana.

Las áreas urbanas en crecimiento demandan mayor cantidad de bienes y servicios para suplir las necesidades básicas. Managua alberga en su seno el municipio de Villa Carlos Fonseca conocida popularmente como Villa El Carmen. En este municipio, a pesar de su acelerado crecimiento, no cuenta con servicios básicos como el alcantarillado sanitario.

ANTECEDENTES

Villa El Carmen se encuentra ubicada en las coordenadas 11°58'N 86°30'O según el Censo Nacional de 2005, el municipio tiene un área total de 562,01 m² / KM². *Alcaldía de Villa el Carmen abril 2015.*

La historia más reciente del municipio indica que los primeros pobladores del municipio habitaban en la hacienda El Apante, Ingenio azucarero propiedad de don Pablo Hurtado con extensos cañaverales, los dueños de esta hacienda dispusieron donar 400 manzanas de tierra para que sus trabajadores no tuvieran que viajar, naciendo de esta manera lo que hoy es la cabecera municipal VILLA CARLOS FONSECA.

Según Tijerino y Martínez (2002) la ciudad con más alcantarillado y la primera que contó con este servicio en Nicaragua fue Managua. Las ciudades que poseen alcantarillado sanitario son: Boaco, Corinto, Rivas, Estelí, Chinandega, Chichigalpa, Masaya, Granada, León Jinotega, San Marcos, Somoto, Ocotal, Camoapa, entre otras, al tiempo que existen muchos proyectos por desarrollarse en varias de las ciudades que no poseen el servicio. En la actualidad, el sector de alcantarillado sanitario ha crecido, según la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL), ya que en 1998 el 32.8% de la población urbana total contaba con tal servicio.

En lo que respecta al municipio de Villa el Carmen, no se han realizado estudios relacionado con el tratamiento de las aguas residuales, tal vez, por la razón que este localidad no contaba con una gran población como para proponer un proyecto de tan alta importancia y de tan gran inversión; la municipalidad no cuenta con una propuesta de ningún tipo para la construcción de la Red de Alcantarillado Sanitario de la zona.

JUSTIFICACIÓN

En toda la municipalidad no existe sistema de alcantarillado sanitario lo que causa un grave problema para el medio ambiente debido a la contaminación provocada por la infiltración de excretas hacia el manto acuífero, además la proliferación de enfermedades que puede causar el uso de letrinas cuando hay demasiada población concentrada.

Enfermedades de transmisión por el agua como el cólera, la diarrea, el parasitismo, la fiebre tifoidea, la salmonelosis, y la tuberculosis, o enfermedades virales como la hepatitis infecciosa, y la disentería causada por protozoarios, rara vez constituyen un problema en la actualidad en los países desarrollados, sin embargo, todavía son una amenaza donde no se dispone de agua tratada correctamente para uso público.

En el municipio de Villa el Carmen esta contaminación, según el Ministerio de Salud (MINSa), se ha puesto de manifiesto muchas veces como se demuestra a continuación:

Las causas de consulta más frecuente a nivel municipal son las enfermedades diarreicas, producidas por la mala calidad de vida de los barrios pobres de la ciudad o bien por la mala disposición de las aguas usadas. De esta forma el agua servida corren por las calles (en la mayoría faltan las cunetas o están mal construidas) inundando los patios vecinos y causando la proliferación de agentes patógenos causantes de otras muchas enfermedades.

OBJETIVOS

General

Proponer un anteproyecto para la construcción de red hidrosantaria y planta de tratamiento para aguas servidas en el casco urbano del municipio de Villa El Carmen Managua

Específicos:

1. Recopilar datos topográficos y del censo poblacional para ubicar un sistema de tratamiento de aguas residuales en el casco urbano del municipio de Villa el Carmen.
2. Diseñar una red sanitaria en el municipio de Villa el Carmen.
3. Proponer un sistema de tratamiento del agua a base de Biofiltro y tanques IMHOFF.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el municipio en estudio, hasta la fecha no existen redes hidrosanitaria, los medios con los que cuentan son los sumideros y las letrinas. En el área en estudio solamente un 30%, aproximadamente, de la población cuenta con sumideros mientras que el 70% de la comunidad utiliza la letrina tradicional lo que contribuye a la contaminación de las aguas de mantos subterráneos que luego son utilizadas para el consumo.

Villa el Carmen anteriormente era un municipio que contaba con muy poca población, pero debido al gran crecimiento poblacional y la importancia turística que este municipio ha tenido en los últimos años la municipalidad decidió invertir en los servicios básicos tales como el servicio de alcantarillado sanitario.

En el caso de Villa el Carmen que tiene gran extensión territorial y suelo fértil para la producción de pasto, caña y otros arbustos similares se propone el Biofiltro a base de plantas Taiwán.

Por tal razón en esta propuesta se plantea la pregunta siguiente ¿Cómo podría diseñarse una red sanitaria y un sistema de tratamiento del agua a base de biofiltros y tanques IMHOFF en el municipio de Villa el Carmen?

PREGUNTAS DIRECTRICES

- ¿Cuál es la propuesta hidrosanitaria más viable para el municipio Villa El Carmen?

- ¿Por qué es importante incorporar la red hidrosanitaria y la planta de tratamiento de aguas servidas en Villa el Carmen?

- ¿Podría ejecutarse un sistema de tratamiento del agua a base de Biofiltro y tanques IMHOFF en el municipio en estudio?

CAPÍTULO I: INFORMACION GENERAL DEL ÁREA DEL PROYECTO

Villa El Carmen se encuentra ubicado en Nicaragua en el departamento de Managua, localizado a 42 km del suroeste de la capital, en las coordenadas 11°58'N 86°30'O según el Censo Nacional de 2005, el municipio tiene un área total de 562,01 km² (217 m).

Por ley del 15 de septiembre de 1907, emitida por la Asamblea Nacional se le confirió al pueblo de El Carmen el título de Villa.

Sus límites municipales son:

- Al Norte Municipio de Mateare.
- Al Noreste Municipio de Ciudad Sandino.
- Al Sur Municipio de San Rafael del Sur.
- Al Sureste Municipio de El Crucero.
- Al Este Municipio de Managua.
- Al Oeste Municipio de Nagarote (Dpto.de León) y Océano Pacífico.

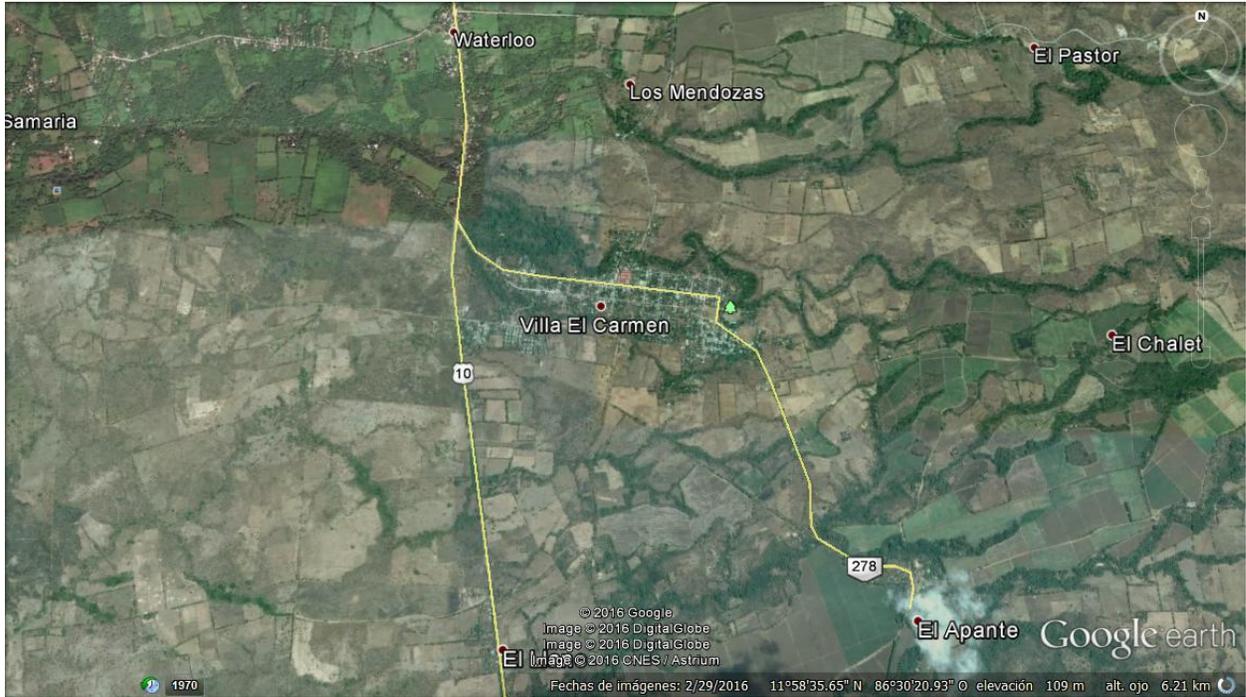


Figura 1 Macro localización del municipio de Villa el Carmen Fuente: Google Earth

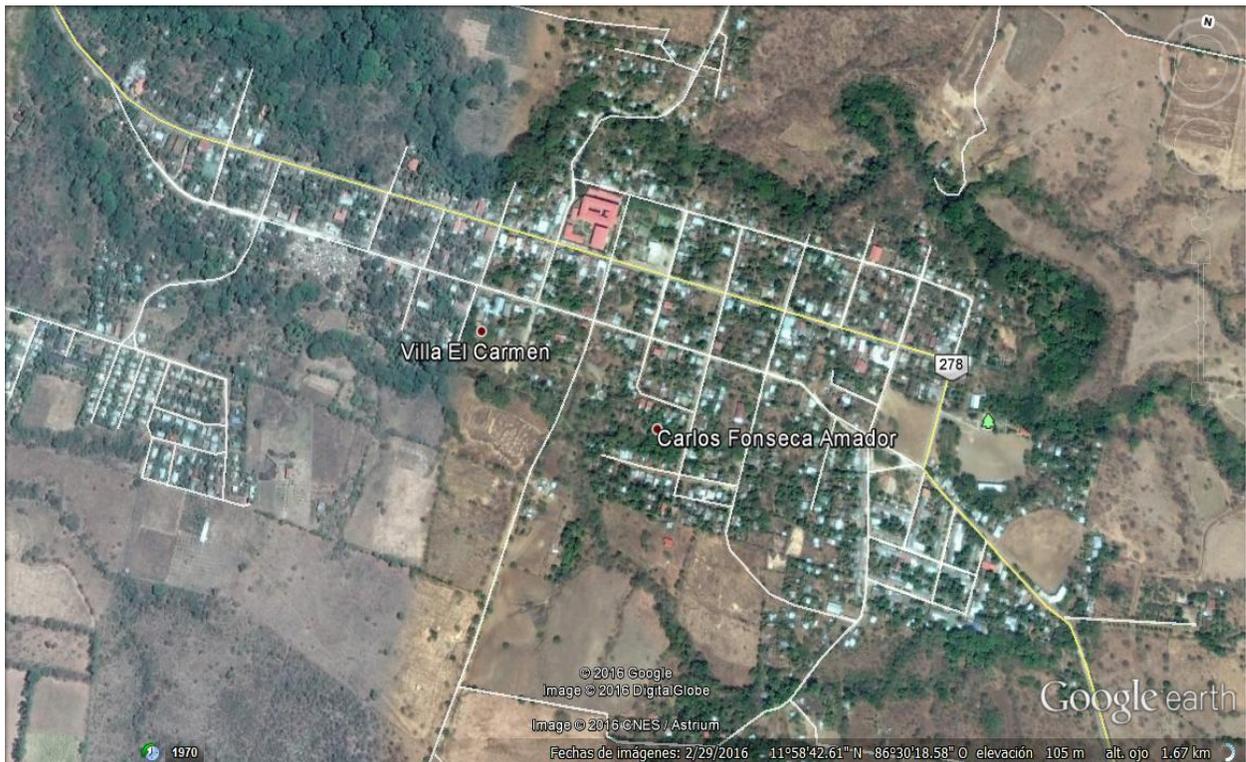


Figura 2 Micro localización del municipio de Villa el Carmen Fuente: Google Earth

1.1. Extensión

Tiene una extensión territorial 562.01 km^2 . Debido a su ubicación es uno de los municipios destacados a nivel del departamento de Managua.

1.2. Densidad poblacional

La población tiene un total: 32,818 Habitantes (100%), desarrollada en urbana y rural: Población urbana: 3,941 Habitantes (12%), Población rural: 28,877 Habitantes (88%)

La población del municipio es de 15929 habitantes (censo de 1995)

- Población urbana: 2290 habitantes (14%)
- Población rural: 13639 (86 %)

El municipio de Villa Carlos Fonseca en 1971 contaba con 6816 habitantes, en 1995 aumento a 15929, lo que representa una tasa anual de crecimiento del último período anual del 5.43 %. En la tabla 1 se muestra la cantidad de hombres y mujeres que tiene el municipio y en la tabla 2 se muestra la distribución por zonas.

Tabla 1 y 2. Distribución de la población según sexo (Censo de 1995) Alcaldía Villa e Carmen.

<i>Hombres</i>		<i>Mujeres</i>		<i>Total</i>	
<i>Cantidad</i>	<i>Porcentaje %</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Porcentaje %</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Porcentaje %</i>
8196	51.4	7733	48.5	15929	100

Tabla 1. Censo nacional 1995. Fuente: Alcaldía de Villa el Carmen Managua.

Para los períodos de 1995-2000 el crecimiento anual fue de 4.64 % equivalente a 32,818 con una densidad poblacional de 358.49 personas por km^2 . Censo de 1995- 2000.

<i>Urbana</i>		<i>Rural</i>		<i>Total</i>	
<i>Cantidad</i>	<i>Porcentaje %</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Porcentaje %</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Porcentaje %</i>
28877	88	3841	12	32818	100

Tabla 2. Censo nacional 1995-2000. Fuente: Alcaldía de Villa el Carmen Managua.

1.3. Actividades económicas

Este municipio consta de actividades económicas diversas las cuales son usadas para su propio beneficio como son: la ganadería, la agricultura (donde la cosecha de caña de azúcar es el principal rubro, seguida del cultivo de maíz y trigo) extracción de cal, extracción de piedra cantera caliza, los cuales son las fuente de trabajo para sus pobladores.

1.4. Características físicas y naturales del área

1.4.1. Clima

El clima de la región es predominante cálido a caliente durante casi todo el año, a excepción de las zonas altas ubicados al sur y norte de la región.

Según Koppen el clima se define como tropical de sabana en casi toda la región, a excepción de la zona de las sierras de Managua que corresponde a tropical de altura .Las clasifican bioclimática del holdridge, lo define como bosque seco tropical y subtropical, con una variante de pre montano tropical húmedo en los terrenos altos localizados al sur de la región. *Alcaldía de Villa el Carmen 2015*

1.4.2. Geomorfología

Está formado por llanuras volcánicas, planicies aluviales y cráteres. Predominan suelos de origen volcánico con materiales de basalto, relieves ligeramente ondulados e inclinados. Presenta en la parte sur un sistema de montañas y pie de montes con suelos profundos bien drenados de texturas franco-arcillosas. *Alcaldía de Villa el Carmen 2015*

1.4.2. Suelo

Posee suelos de origen volcánico cuaternario, sueltos y de fertilidad variable. La parte más alta o sur del sector, se caracteriza por tener una textura más fina con pendientes fuertes con alto potencial agrícola. *Alcaldía de Villa el Carmen 2015*

1.4.3. Servicios básicos

Villa Carlos Fonseca cuenta con servicio público de agua potable cuya administración está a cargo de la Empresa de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL). En sector en estudio cuenta con este servicio en un 100 % con una cobertura deficiente, donde los principales afectados son los habitantes de las zonas altas. Cabe destacar que en toda el área urbana y rural de Villa El Carmen solo se cuenta con un hidrante, dos tanques y un pozo de abastecimiento. *Alcaldía de Villa el Carmen 2015*

1.4.4. Aguas pluviales

Constituye uno de los problemas más serios sobre todo en el área rural donde las fuertes corrientes escarban los caminos de manera progresiva convirtiendo un camino en un cauce enemigo de la naturaleza y de la población circundante. *Alcaldía de Villa el Carmen 2015*

1.4.5. Luz eléctrica

El municipio cuenta con servicio público de energía domiciliar, cuya administración se encuentra a cargo de UNION FENOSA. Aunque llega al área urbana escasamente llega a la zona rural, sin embargo, la agencia de cobro se encuentra en San Rafael. Entre los problemas de la población figuran principalmente que el suministro de energía es deficiente, el voltaje es muy bajo (oscila entre 95-80 voltios) hay variaciones de energía bruscas, mientras que en el área rural se ha solicitado el servicio pero aún no se tienen respuestas tangibles por parte de la distribuidora. *Alcaldía de Villa el Carmen 2015*

1.4.6. Estado físico de las calles

La principal vía de acceso al municipio de Villa Carlos Fonseca la constituye la carretera vieja a León que cruza la parte norte del municipio. La carretera fue reconstruida y se desvía en el km 31 hacia el sur, hasta llegar a la carretera que cubre San Rafael del Sur y Pochomil, la cual tiene una longitud de 22 kilómetros de carretera adoquinada. En el sector urbano solo existe una calle que tiene unos 1,500 metros lineales, esta es la calle principal del casco urbano de este municipio, las demás son calles transitables todo el tiempo. *Alcaldía de Villa el Carmen 2015*

A lo interno del municipio existen vías de acceso las diferentes comunidades, las que se encuentran en regulares condiciones. Dichos caminos son de tierra y en un 30% son transitables todo el tiempo. El transporte colectivo del municipio funciona a través de una cooperativa de buses con terminal en el mercado Israel Lewites en Managua, y en la comunidad de San Cayetano, en San Rafael del Sur.

La cooperativa, a través de sus unidades brindan servicio a los usuarios de las diferentes comunidades por medio de la ruta central, sin entrar a ninguna de las comunidades del municipio, para poder servirse del transporte los pobladores deben caminar 2,6 y hasta 10 kilómetros, la periodicidad de las rutas es continua, cada unidad de bus pasa a los 45 minutos. *Alcaldía de Villa el Carmen 2015.*

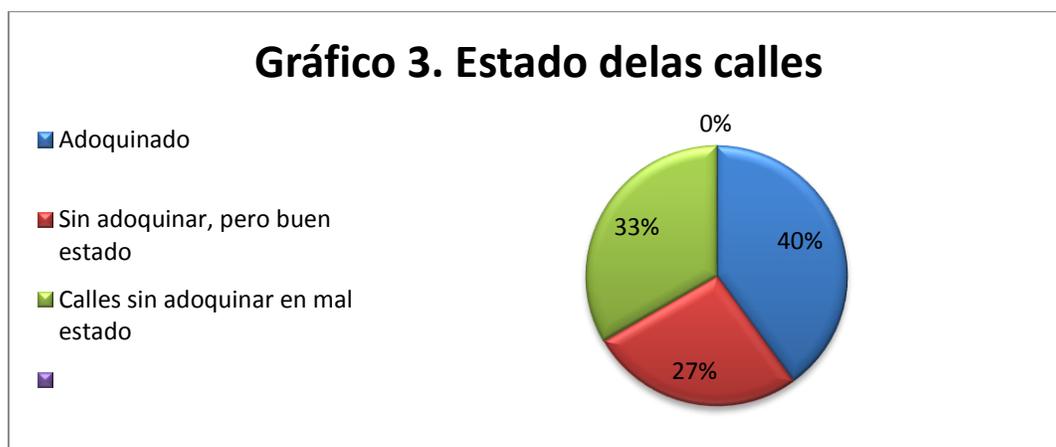


Figura 4: Estado de las calles. Fuente: Alcaldía Municipal de Villa El Carmen. 2015

1.4.7. Hospitales

Según la delegación del Ministerio de Salud, el municipio de Villa El Carmen cuenta con 9 unidades de salud compuesto por 8 centros de salud en los que labora un auxiliar de salud diario y un médico que asiste periódicamente según las necesidades de la población. No hay un hospital en la Villa, ni estación de bomberos ni Cruz Roja.

El centro de salud brinda atención odontológica, laboratorio, farmacia, emergencia, urología, atención de partos, epidemiología (tuberculosis, inmunizaciones), enfermedades transmitidas por vectores, atención general, higiene, educación y otros programas. *Alcaldía de Villa el Carmen 2015*

1.4.8. Escuelas

Según el Ministerio de Educación, en el municipio de Villa El Carmen existe una población estudiantil de 7000 estudiantes que representan el 24% de la población apta para estudiar. Según estudios de la Sociedad Agrícola en preescolar y primaria alcanzó el 5700 alumnos inscritos en 1999 suma que representa el 20% de la población apta para estudiar.

Para entender esta población estudiantil el MED cuenta con 261 maestros, distribuidos en 57 centros escolares. El estado físico del equipamiento es regular en su mayoría, la infraestructura de los centros tiene capacidad para albergar a la población escolar demandante. *Alcaldía de Villa el Carmen 2015*

1.4.9. Iglesias

Representan el 2.47 % del área total del casco urbano aproximadamente. Existen 3 iglesias de las cuales 1 es católica. *Alcaldía de Villa el Carmen 2015*

1.4.10. Parques

En el Municipio existen los siguientes campos deportivos y parques: 6 canchas de basquetbol en regulares condiciones, 28 campos de beisbol en regulares condiciones en los cuales se desarrollan las líneas municipales en las que participan alrededor de 12 equipos del municipio y equipos invitados, incluyen el estadio municipal, un campo de fútbol, 8 parques en regulares, siendo el parque central el que se encuentra en condiciones desmejoradas. *Alcaldía de Villa el Carmen 2015*

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Aguas negras y su relación con el alcantarillado sanitario

Se denomina alcantarillado o red de alcantarillado al sistema de estructuras y tuberías usadas para el transporte de aguas residuales o servidas (alcantarillado sanitario), o aguas de lluvia, (alcantarillado pluvial) desde el lugar en que se generan hasta el sitio en que se vierten a cauce o se tratan.

Es de vital importancia, tanto para la salud humana como para el bienestar de la sociedad en su conjunto, contar con un abastecimiento de agua seguro y conveniente así como un sistema de recolección, evacuación y tratamiento de las aguas servidas que la población de una localidad produce.

La recolección y eliminación sin peligros de la excreta humana plantea los problemas importantes de la salud pública. El desarrollo de zonas urbanas implica la dotación de servicios acordes con la magnitud, importancia y auge que vaya adquiriendo una región, ya sea en forma planificada o espontánea y que en todo proyecto debemos anticipar en un plazo determinado. Esto supone muchos servicios que están interrelacionados de tal manera que la existencia de uno significa la presencia y/o desarrollo de otros.

2.2. Componentes de una red de alcantarillado sanitario

Según Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002 estos componentes son:

- **Colectores terciarios:** Son tuberías de pequeño diámetro (6 a 12 pulgadas de diámetro interno, que pueden estar colocados debajo de las veredas, a los cuales se conectan las acometidas domiciliarias;
- **Colectores secundarios:** Son las tuberías que recogen las aguas del terciario y los conducen a los colectores principales. Se sitúan enterradas, en las vías públicas.
- **Colectores principales:** Son tuberías de gran diámetro, situadas generalmente en las partes más bajas de las ciudades, y transportan las aguas servidas hasta su destino final.
- **Pozos de inspección:** Son cámaras verticales que permiten el acceso a los colectores, para facilitar su mantenimiento.
- **Conexiones domiciliarias:** Son pequeñas cámaras, de hormigón, ladrillo o plástico que conectan el alcantarillado privado, interior a la propiedad, con el público, en las vías.
- **Estaciones de bombeo:** Como la red de alcantarillado trabaja por gravedad, para funcionar correctamente las tuberías deben tener una cierta pendiente, calculada para garantizar al agua una velocidad mínima que no permita la sedimentación de los materiales sólidos transportados. En ciudades con topografía plana, los colectores pueden llegar a tener profundidades superiores a 4 - 6 m, lo que hace difícil y costosa su construcción y complicado su mantenimiento. En estos casos puede ser conveniente intercalar en la red estaciones de bombeo, que permiten elevar el agua servida a una cota próxima a la cota de la vía.
- **Líneas de impulsión:** Tubería en presión que se inicia en una estación de bombeo y se concluye en otro colector o en la estación de tratamiento.

- Estación de tratamiento de las aguas usadas o Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR): Existen varios tipos de estaciones de tratamiento, que por la calidad del agua a la salida de la misma se clasifican en: estaciones de tratamiento primario, secundario o terciario.
- Vertido final de las aguas tratadas: el vertido final del agua tratada puede ser:
 - Llevada a un río o arroyo.
 - Vertida al mar en proximidad de la costa.
 - Vertida al mar mediante un emisario submarino, llevándola a varias centenas de metros de la costa.
 - Reutilizada para riego y otros menesteres apropiados.

2.3. Origen de las aguas negras y de los desechos

Las aguas negras pueden ser originadas por:

- Desechos humanos y animales.
- Desperdicios caseros.
- Aguas de lavado de las calles y corrientes pluviales.
- Infiltraciones de aguas subterráneas.
- Aguas Residuales industriales.

2.4. Tipos de Sistemas de Alcantarillado.

Según *Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002* Existen dos tipos de sistemas de alcantarillado, los de aguas negras o sanitarios y los de aguas de lluvia o pluvial; dependiendo del tipo de agua que lleven pueden ser:

- 1) Sistema unitario: Cuando las aguas negras y las aguas de lluvia se drenan conjuntamente, se diseñan y construyen colectores que denominamos sistema unitario, mixto o combinado.

- 2) Sistema separado: Un Sistema separado contempla una red de alcantarillas para conducir las aguas negras y otra red de tuberías que conjuntamente con las estructuras especiales de recolección conducirán exclusivamente aguas de lluvia.

2.5. Redes de alcantarillado convencional.

Según *Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002*, los alcantarillados convencionales por gravedad 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 (y bombas donde sea necesario).

Este sistema es el más usado debido a su fácil diseño y debido también a 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, debido a lo costoso de su construcción se han venido empleando distintos métodos de transporte de aguas negras en cuanto a diseño y menor costo de construcción se refiere.

El sistema de alcantarillado convencional por Gravedad 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 vivienda).

Los alcantarillados convencionales por gravedad no almacenanamiento de las aguas residuales. Como el desecho no es tratado antes de ser descargado, el alcantarillado debe estar diseñado para mantener la velocidad de auto limpieza (p.ej. flujo que no permite que se acumulen partículas). Una velocidad de auto limpieza es generalmente de 0.6 a 0.75 m/s. Se debe garantizar un gradiente de descenso constante a lo largo del alcantarillado para mantener los flujos de auto limpieza.

Cuando no se puede mantener el gradiente de descenso, se debe instalar una estación de bombeo. Los alcantarillados primarios son instalados debajo de las calles y las avenidas, y deben ser colocados a profundidades de 1.5 a 3 m para evitar daños causados por las cargas del tráfico.

Se colocan pozos de registro a intervalos establecidos a lo largo del alcantarillado, en las intersecciones de las tuberías y en cambios de dirección de la tubería (vertical y horizontal). La red primaria requiere un riguroso diseño de ingeniería para asegurar que se mantenga la velocidad de auto limpieza, que los pozos de registro se coloquen según requerimientos y que la línea de alcantarillado pueda soportar el peso y carga del tráfico. Asimismo, se requiere una construcción extensiva para quitar y remplazar el camino encima. *Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002*

Debido a lo costoso que resulta muchas veces la construcción de estos sistemas convencionales, el espíritu del diseño será el de proveer un sistema netamente por gravedad.

2.5. Las partes de la red de alcantarillado convencional

Según *Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002* los componentes de un sistema de alcantarillado sanitario:

- Conexión domiciliar: Se denominan así a los componentes que recolectan las aportaciones de aguas residuales de una casa o edificio y las entregan a la red municipal.
- Conductos (atarjeas, sub-colectoras, principales, interceptoras y evacuadoras).

2.5.1. Atarjeas 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. *Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002*

2.5.2. Sub-colectores:

Son los conductos que reciben las aportaciones de aguas residuales provenientes de las atarjeas y, por lo tanto, un diámetro mayor. Sirven también como líneas auxiliares de los colectores. *Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002.*

2.5.3. Colectores

Son líneas o conductos que se localizan en las partes bajas de la localidad. Su función es capturar todas las aportaciones provenientes de subcolectores, atarjeas y descargas domiciliarias. *Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002*

2.5.4. Emisor

Es un conducto comprendido entre el final de la zona de una localidad y el sitio de vertido o en este caso, Planta de tratamiento. Su función es transportar la totalidad de las aguas captadas por el resto de la red de alcantarillas.

2.5.5. Pozos de visita

Estructura compuesta de un cono excéntrico y base cilíndrica que permiten acceso a los colectores para labores de mantenimiento. 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*" (cleanout). *Manual de disposición de aguas residuales Perú 1991*

2. Con equipo tradicional

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

Tabla 4. Espaciamiento máximo entre PVS con equipo tradicional. Fuente: Manual de disposición de aguas residuales Perú 1991

2.5.7. Estaciones de bombeo

Estas se requieren cuando se necesita elevar el agua residual que se encuentra en una cota inferior a otra superior, siempre y cuando sea estrictamente necesario, ya que por lo general son muy costosas económicamente hablando. *Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002*

2.5.8 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. *Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002*

2.5.10. Disposición final

Una vez sometidas a tratamiento, quitándole su poder nocivo, las aguas residuales se podrán verter a corrientes naturales (arroyos, ríos, lagos o mar) o en su caso usarlas para riego agrícolas, riego de parques y jardines o canalizarlas hacia industrias. *Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002*

2.6. Bombeo de aguas residuales

La estación de bombeo consiste en un pozo húmedo con dos o más bombas que cuentan con un mecanismo de control. Previo a la ubicación de la bomba debe de existir un dispositivo que evite obstrucciones por parte de cualquier tipo de material. La bomba debe ubicarse en un lugar de fácil acceso de tal manera que su limpieza y mantenimiento. *Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002*

2.7. Rendimiento y potencia absorbida

La eficiencia de la bomba se mide en base al caudal que descarga contra una altura dada y con un rendimiento determinado. La información sobre el diseño de la bomba viene suministrada por medio de una serie de curvas características. El rendimiento se define como el cociente entre la potencia útil y la absorbida por la bomba.

$$(1) Ep = \frac{Pu}{Pi}$$

$$= \frac{\left[\gamma \left(\frac{KN}{m^3} \right) * Q \left(\frac{m^3}{s} \right) * CTD(m) \right]_{(KW)}}{Pi_{(KW)}}$$

$$Ep = \frac{[Q_{(GPM)} * CTD_{(pies)}]_{(CV)}}{3690 * Pi_{(CV)}}$$

Dónde:

Ep: Rendimiento de la bomba, adimensional.

Pi: Potencia absorbida (KW).

γ : Peso específico del agua (KN/m³).

Q: Caudal de diseño (Qmax m³/s).

CTD: Carga total dinámica (m)

2.8. Medición de caudales

Para realizar mediciones directas en corrientes superficiales se utiliza cualquiera de los métodos citados a continuación que se ajuste a las características de la corriente:

- 1.- Medidor Parshall
- 2.- Vertederos
- 3.- Velocidad superficial
- 4.- Correntómetros
- 5.- Estaciones de aforo
- 6.- Trazadores químicos.

Para conocer el caudal que se pasa a las lagunas de estabilización se hará uso de los medidores conocidos con el nombre de Canaletas Parshall. Este dispositivo permite la medición de caudales principalmente en canales. Es un sistema muy práctico debido a su sencillez de construcción y operación, ya que se trata de un elemento de proporciones estandarizadas; con una o dos lecturas es posible obtener el caudal. Por otra parte, debido a su diseño, no es posible la acumulación de sedimentos en ningún punto del medidor que puedan obstaculizar o alterar las mediciones, lo cual lo hace ideal para el caso de aguas con mucho material sedimentable. Existe una gran variedad de materiales de construcción del medidor Parshall, como concreto, mampostería, acrílico y materiales sintéticos. En este caso se hará de concreto. *Tijerino Ramírez y Martínez Cabrera 2002*

Este medidor consiste en una reducción gradual de la sección hasta llegar a la garganta, en donde se debe desarrollar un flujo crítico; posteriormente hay una ampliación gradual hasta llegar al ancho original del canal. La selección del medidor más adecuado se hace teniendo en cuenta el caudal y el ancho del canal. Es recomendable en general tomar el ancho de la garganta como $1/3$ a $1/2$ del ancho del canal. El intervalo de medición de caudales para cada canaleta es el siguiente:

Dimensiones de garganta para flujo crítico.

Ancho de garganta		Q(lps)	
Sis ingles	Centímetros	Mínimo	Máximo
3"	7.6	0.85	53.8
6"	15.2	1.52	110.4
9"	22.9	2.55	251.9
1 ft	30.5	3.11	455.6
1½ ft	45.7	4.25	696.2
2 ft	61.0	11.89	936.7
4 ft	122.0	36.79	1921.5
6 ft	183.0	74.4	2929.0

Tabla 5. Dimensiones de garganta para flujo crítico. Fuente Manual de disposición de aguas negras Perú 1991

2.9. Elementos a tomar en cuenta en el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario.

2.10.1. Período de diseño

Según Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002 el período de diseño se estima en base a factores que inciden en la capacidad y buen funcionamiento del sistema, estos factores son:

- Vida útil de los elementos que componen el sistema
- Tasa de crecimiento de la población
- Capacidad de población del área de estudio.
- Funcionamiento del sistema en sus primeros años de vida.
- Posibilidad de financiamiento y tasas de interés.

2.10.2. Determinación de la población futura.

Según *Tijerino Ramírez Y Martínez Cabrera 2002* existen tres parámetros para determinar la población futura:

- 1.- Conocer la población actual.
- 2.- Ritmo de crecimiento histórico.
- 3.- Nivel socioeconómico.

Para la determinación de la tasa de crecimiento a utilizar se recabó información en el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos INEC-95, pero también se contó con la información que brindó el Censo Poblacional realizado en la ciudad.

Las tasas de crecimiento se determinaron con el Modelo Geométrico. Este se basa en que el crecimiento de la población es proporcional al tamaño de la población en un determinado tiempo.

Se usó este método también debido a que en toda población cada generación brinda individuos que se multiplicarán cada cual por su cuenta y estos a su vez crean generaciones que se reproducen de manera similar, por lo que el crecimiento población se asemeja a una progresión geométrica en la que cada cifra anterior cuenta y a partir de ésta se calcula la siguiente. La fórmula utilizada fue la siguiente:

$$(2) rg = \left(\frac{Pn}{Po} \right)^{1/n} - 1$$

rg= tasa de crecimiento geométrica

Pn=población mayor de último censo

Po= población menor

n = año último censo – año población menor = $t_2 - t_1$

Por otra parte, el crecimiento de la población depende de los factores económicos, políticos y sociológicos. Para su determinación se empleó la siguiente fórmula:

$$(3) Pf = Po(1 + rg)^n$$

Pf= población al final del período de diseño

Po= población actual

n =período de diseño en años

rg= tasa de crecimiento geométrico

2.11. Cantidad de aguas negras

2.11.1. Notas generales

La cantidad de aguas negras, depende de la población servida con agua potable y de la fracción de agua consumida que se vierte en el sistema de saneamiento. Es menor que la cantidad de agua suministrada a causa de: pérdidas en las tuberías, riego de jardines, agua consumida en los procesos industriales y consumo no descargado.

Se considera aproximadamente un 80% de la dotación doméstica de agua potable. La dotación que se considera para el diseño del sistema de alcantarillado Sanitario es un poco mayor a la que se considera en el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable debido a que en el futuro, la población probablemente usará instalaciones sanitarias, tales como inodoros, lavamanos, urinarios, bañeras, y en algunos casos trituradoras de basura y comida, así como lavadoras, las cuales generalmente gastan mucho agua. *Normas Técnicas para el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario ENACAL 1998*

Por otra parte, debemos considerar las aportaciones de los abastos particulares, conexiones ilícitas y aguas de infiltraciones.

2.12. Fluctuaciones de Caudal

2.12.1. Gasto promedio.

Bajo este concepto se consideran los aportes señalados en las Normas Técnicas del ENACAL, reducidos en un 20%. $Q_{prom} = \text{Dotación} * \text{población} * 0.80$

2.12.2. Caudal máximo horario

$$(4) Q_{mh} = k * Q_{prom}$$

K = Coeficiente de flujo máximo.

Dónde:

$K = K_1 * K_2$ Fuente: Norma técnica de diseño para sistema de alcantarillado Bolivia

$K_1=1,2$: Es el coeficiente para estimar el caudal máximo diario con relación al caudal medio diario.

$K_2= 1,5$ a $2,2$: Coeficiente de caudal máximo horario, es la relación entre caudal máximo horario y el caudal medio horario conforme la tabla siguiente:

Coeficiente de estimación de caudal máximo

Cantidad de habitantes	Coeficiente K2
<i>Menores de 2000</i>	2.2
<i>2000 a 10000</i>	2
<i>10000 a 100000</i>	1.8
<i>Mayores a 100000</i>	1.5

Tabla 6. Coeficiente de estimación de caudal máximo. Fuente: Norma técnica de diseño para sistema de alcantarillado Bolivia.

2.12.3. Gasto promedio

Bajo este concepto se consideran los aportes señalados en las Normas Técnicas del ENACAL, reducidos en un 20%.

$$(5) Q_{prom} = \text{Dotación} * \text{población} * 0.80$$

2.12.4. Gastos máximos y mínimos

El máximo y el mínimo son los factores que regulan el cálculo de la capacidad de los conductos, ya que estos deben ser suficientes para conducir el gasto máximo y deben de construirse con una pendiente tal que no halla sedimentación durante los períodos de gastos mínimos. *Normas Técnicas ENACAL 1998*

Puesto que las descargas de aguas negras de viviendas y edificios se pueden producir de forma simultánea, el diseño de las alcantarillas sanitarias debe permitir el manejo del flujo máximo. Para encontrarlo se empleó la relación de Harmon:

$$(6) H = 1 + \left(\frac{14}{4 + \sqrt{p}} \right) p = \text{población en miles}$$

$$(7) Q_{max} = H * Q_{prom}$$

H= factor de Harmon. Es un factor, con base en la población, que relaciona empíricamente el gasto máximo y el promedio, establecido según Normas Técnicas del ENACAL entre 1.5 y 3. El gasto mínimo está representado por la siguiente expresión:

$$(8) Q_{min} = Q_{prom}/3$$

2.12.5. Gastos de infiltración

El gasto de infiltración, justificado por la presencia de agua de origen pluvial que puede introducirse en las tapas de los pozos de visitas así como en las tuberías, tiene el siguiente valor:

$$(9) Q_{inf} = \frac{2500gal}{hab} x dia$$

Se utilizará solo en las tuberías de concreto. Otro gasto que puede influir es el gasto por conexiones ilegales, dándose el siguiente valor:

$$\frac{30gal}{hab} x dia consumido$$

2.12.6. Caudales de diseño

El caudal de diseño se establece con la siguiente ecuación:

$$(10) Q_d = Q_{max} + Q_{inf} + Q_{mh} + Q_{ind} + Q_{inst}$$

2.13. Hidráulica de alcantarillas

Las tuberías donde los caudales fluyen por gravedad se diseñan como conductos sin presión, es decir como canales abiertos. Sin embargo, donde es imposible el drenaje por gravedad, las tuberías se diseñan como tuberías a presión. *Normas Técnicas ENACAL 1998*

Ecuación de continuidad.

$$(11) Q = VxA$$

$V =$ velocidad de escurrimiento a tubo lleno en $\frac{m}{s}$
 $n =$ coeficiente de Manning, para PVC es de 0.010 y para concreto es de 0.013

Formula de Manning.

$$(12) V = \frac{(R^{2/3}S^{1/2})}{n}$$

$A =$ área de la sección transversal en
 $R =$ radio hidráulico $= (A/P)$

$P =$ perímetro mojado;

$S =$ pendiente hidráulica.

$Q =$ caudal a tubo lleno en m^3/s

2.14. Velocidad de flujo

Se refiere a la velocidad media con que fluye el agua bajo condiciones de un canal; esta es aproximadamente el 85% de la máxima y ocurre a 0.20 y 0.80 de la altura de agua.

La velocidad mínima se establece en 0.60 m/s trabajando a sección llena y una velocidad máxima de 3 m/s para sistema convencional. Para sistema simplificado se usa una velocidad mínima de 0.3 m/s y de 4 m/s para la velocidad máxima. *Normas Técnicas para el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario ENACAL 1998*

2.14.1. Diámetro mínimo

El diámetro mínimo es de 6" (150mm) para las alcantarillas de las calles y de 4" (100mm) para las conexiones domiciliarias en el sistema simplificado. Se usan diámetros mínimos de 8" (200mm) para el sistema convencional, sin embargo en casos justificados se puede usar tubos de 6" de diámetro, si las condiciones técnicas lo permiten. *Normas Técnicas para el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario ENACAL 1998*

2.14.2. Relación diámetro tirante

Los tirantes se miden sobre el eje vertical de la tubería, relacionándose con el diámetro de la tubería así:

$$0.20 = d/D, \text{ M\u00ednima y } 0.80 = d/D, \text{ M\u00e1xima para sistema simplificado}$$

$$0.80 = d/D \text{ para sistema convencional.}$$

Donde, d = tirante o profundidad de flujo, medido desde el invert del tubo hasta la superficie del l\u00edquido.

$$D = \text{di\u00e1metro de la tuber\u00eda.}$$

El \u00e1rea no ocupada por el flujo, servir\u00e1 para la ventilaci\u00f3n, movimiento de gases y flujos excepcionales no previsibles. *Normas T\u00e9cnicas para el dise\u00f1o de sistemas de alcantarillado sanitario ENACAL 1998*

2.14.3. Pendiente m\u00ednima

Para el sistema convencional, la pendiente longitudinal m\u00ednima es aquella que sea suficiente para producir una velocidad media de 0.60 m/s a tubo lleno.

Pendientes mínimas recomendables para las tuberías de concreto son:

<i>Diámetro (inc)</i>	<i>Pendiente%</i>
6(150)	1
8(200)	0.5
10(250)	0.28
12(300)	0.22
15(380)	0.15
18(450)	0.12
21(530)	0.10
24(610)	0.08
30(760)	0.05

La pendiente mínima para el sistema simplificado se calcula para la velocidad mínima con la fórmula $I = 0.00004Q^{2/3}$ Según normas de ENACAL.

$$I = \text{Pendiente mínima en } \frac{m}{m} \text{ y } Q = \frac{m^3}{s}$$

Tabla 7. Pendientes mínimas recomendables para las tuberías de concreto. Fuente: Manual CEPIS 1991

2.14.4. Pendiente Máxima

En el sistema convencional es aquella que produzca una velocidad no mayor de $3 \frac{m}{s}$ las pendientes máximas recomendables para tuberías de concreto. *Normas Técnicas para el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario ENACAL 1998*

2.15. Fuerza de Tracción

Para el sistema simplificado, se introduce esta condición de trabajo hidráulico de la tubería, que es la presión física ejercida por el agua sobre la pared del tubo, es tangencial y esto garantiza la auto limpieza de las tuberías cuando es mayor $0.15 \frac{kg}{m^2}$ se calcula con la fórmula:

$$(13) Ft = 1000xRxI. \text{ Donde R=radio hidráulico I= pendiente en m/m.}$$

2.16. Pérdidas de carga adicional.

El empate de las colectoras en los pozos de visita se realizó mediante el criterio de cota clave (cota superior de la tubería o corona); este criterio es empleado para empatar tuberías con diámetros inferiores a 36" (910mm). La pérdida de energía debido al cambio de sección se toma en cuenta dejando una caída en la clave o corona, ΔH_c , según el diámetro del colector de salida (D):

$$(14) D_2 < 24" (610mm) \therefore \Delta Hc = \frac{1}{2}(D_2 - D_1).$$

$$D_2 < 24" < 36" \therefore \Delta Hc = \frac{3}{4}(D_2 - D_1)$$

2.17. Cobertura sobre las tuberías

Se deberá mantener una cobertura mínima de 1.20m para el sistema convencional

2.18. Pozos de visita

En el sistema Convencional se deben usar pozos de visita en los puntos de convergencia de dos o más líneas de tuberías, en el extremo de cada línea, cambios de pendiente, diámetro o alineaciones. Se deberá tener una separación máxima de 100m para alcantarillas de 15" (380mm) y menores y de 120m para alcantarillas de 18" (450mm) de diámetro y mayores la profundidad variaría dependiendo las condiciones del terreno y el diseño de la red.

2.19. Elementos del diseño de estaciones de bombeo

Cuando por condiciones topográficas un sector determinado de la red de aguas servidas no puede ser drenado por gravedad hacia el sistema de tratamiento, es necesario utilizar una estación de Bombeo.

En el presente trabajo se contemplaron las posibles alternativas para que el sistema funcionara todo por gravedad, pero se presentan algunas situaciones que desde el punto de vista técnico y económico eran insalvables, por lo que se decidió la utilización de estaciones de bombeo en los lugares necesarios.

En el diseño de la estación se contempla:

- Accesorios y dispositivos necesarios para el acondicionamiento del líquido, previo a su bombeo.
- Los equipos requeridos (bomba y motor)
- Diseño del pozo colector y accesorios complementarios
- Edificación y su apariencia externa.

2.19.1. Dispositivos accesorios

Las aguas residuales ordinariamente contienen materias en suspensión como papeles, vidrios, hojas, grasas, latas, trapos y en ocasiones objetos metálicos, por lo cual es muy conveniente acondicionar estas aguas antes de su bombeo con el objeto de proteger el equipo. Los accesorios son los siguientes:

- Rejillas
- Trituradores
- Desarenadores
- Válvulas supresoras del golpe de ariete
- Válvulas de retención o válvula de check.

2.19.2. Equipos

2.19.2.1. Pozos colectores

El pozo colector puede ser del tipo húmedo o del tipo que contempla el pozo húmedo y seco. Cualquiera que sea el tipo considerando la determinación de la capacidad depende del caudal y del período de retención recomendado, ya que este debe ser tal que las condiciones se mantengan aeróbicas en las aguas y no se permita la septización. Se recomienda un tiempo de retención < de 30 minutos. Asimismo tomando en cuenta las variaciones de caudal y los inconvenientes que resulta de tener equipos de bombeo y arranques frecuentes. *Normas Técnicas para el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario ENACAL 1998*

La capacidad de la bomba debe cumplir con la condición de máximo caudal $C = Q_{max}$. El pozo recolector debe diseñarse con cierto volumen V capaz de controlar las variaciones de caudal Q . *Normas Técnicas ENACAL 1998*

2.20. Tipos de aguas negras

Según (*Tijerino Ramírez y Martínez Cabrera. Febrero 2002*) los diferentes tipos de aguas negras según su procedencia:

2.20.1. Aguas negras domésticas. Son las que contienen desechos humanos, animales y caseros. También se incluyen las infiltraciones subterráneas. Estas aguas negras son típicas de las zonas residenciales en las que no se efectúan operaciones industriales, o sólo en muy corta escala.

2.20.2. Aguas negras sanitarias. Son las mismas que las domésticas, pero que incluyen no sólo las aguas negras domésticas, sino también gran parte, si no es que todos los desechos industriales de la población.

2.20.3. Aguas pluviales. Formadas por todo el escurrimiento superficial de las lluvias, que fluyen desde los techos, pavimentos y otras superficies naturales del terreno.

2.20.3. Aguas negras combinadas. Son una mezcla de las aguas negras domésticas o sanitarias y de las aguas pluviales, cuando se colectan en las mismas alcantarillas.

2.20.4. Aguas Residuales Industriales.

Son las aguas de desecho provenientes de los procesos industriales. Pueden colectarse y disponerse aisladamente o pueden agregarse y formar parte de las aguas negras sanitarias o combinadas.

2.21. Características de las aguas negras

Existen características físicas como:

- Sólidos totales
- Temperatura
- Color
- Olor

Las características químicas son:

- Materia orgánica
- Medida del contenido orgánico
- Materia inorgánica
- Gases

2.22. Composición de las aguas residuales domésticas.

Las aguas negras consisten de agua, de sólidos disueltos en ella y de los sólidos suspendidos en la misma. La cantidad de sólidos generalmente es muy pequeña, casi siempre menos de 0.1 % en peso, pero es la fracción que presenta el mayor problema para su tratamiento y disposición adecuados. El agua (99.9%), provee solamente el volumen y es el vehículo para el transporte de los sólidos.

Para el ante proyecto de villa el Carmen se tomó como parámetro un estudio realizado para la ciudad de Managua realizado en 1999 el cual se presenta en la siguiente tabla:

Composición de las Aguas residuales

Composición típica de las aguas residuales de la ciudad de Managua	
Parámetro	Magnitud (mg/L)
<i>Sólidos totales</i>	636
<i>Sólidos disueltos</i>	448
<i>Sólidos suspendidos</i>	188
<i>Sólidos sedimentables</i>	51
<i>DBO</i>	306
<i>DQO</i>	614
<i>Nitrógeno total</i>	234
<i>Nitrógeno orgánico</i>	136
<i>Nitrógeno amoniacal</i>	103
<i>Nitritos</i>	0.06
<i>Nitratos</i>	<0.05
<i>Fosforo total</i>	31
<i>Cloruros</i>	56.76

Tabla 8. Composición de las aguas residuales. Fuente: Normas de alcantarillado Sanitario Nicaragua.-Roche search 2000

2.22.1. Materia orgánica

La materia orgánica procede de todos los alimentos de origen animal, vegetal y de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de los compuestos orgánicos. Estos están formados por una combinación de carbono, hidrógeno, oxígeno y nitrógeno en algunos casos. Otros elementos importantes tales como azufre, fósforo y hierro pueden encontrarse presentes.

Los principales grupos de sustancias orgánicas halladas en el agua residual son: proteínas, carbohidratos, grasas y aceites. En pequeñas cantidades, agentes tenso activos, fenoles y pesticidas (provenientes de la agricultura).

2.22.2. Materia Inorgánica

- Ph: concentración de ion de Hidrogeno.
- Alcalinidad: presencia de hidróxidos, carbonatos y bicarbonatos (calcio, sodio, potasio, amoníaco).
- Nitrógeno y fósforo: esenciales para el crecimiento de protistas y plantas.
- Gases: nitrógenos, oxígeno, anhídricos carbónicos, sulfuro de hidrógeno, amoníacos, metanos procedentes de la descomposición de la materia orgánica.
- Oxígeno disuelto: es necesario para la respiración de los microorganismos, aerobios así como anaerobios. (*Tijerino Ramírez y Martínez Cabrera. Febrero 2002*)

2.22.3. Gases disueltos

Las aguas negras contienen pequeñas y variables concentraciones de gases disueltos. Entre los gases más importantes está el oxígeno, presente en el agua original del abastecimiento y disuelto también al ponerse en contacto con el aire. Este oxígeno, que familiarmente se conoce como **oxígeno disuelto**, es un componente sumamente importante de las aguas negras.

Además del oxígeno disuelto, las aguas negras pueden contener otros gases, como el bióxido de carbono, que resulta de la descomposición de la materia orgánica; el nitrógeno disuelto de la atmósfera; el ácido sulfhídrico que se forma por la descomposición de los compuestos orgánicos y ciertos compuestos inorgánicos del azufre.

2.22.4. Líquidos volátiles

Las aguas negras pueden contener líquidos volátiles. Por lo general se trata de líquidos que hierven a menos de 100 grados centígrados, como por ejemplo, la gasolina.

2.22.5. Medidas del contenido inorgánico

Los métodos de laboratorio más usados para medir la cantidad de materia orgánica de las aguas residuales son:

- Demanda bioquímica de oxígeno (DBO): es el parámetro de la polución orgánica más utilizado. Se utiliza para determinar la cantidad aproximada de oxígeno que requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica.
- Demanda química de oxígeno (DQO): valora la cantidad de oxígeno necesario para oxidar la materia orgánica e inorgánica presente en una muestra de agua a través de reacciones y determinaciones químicas.
- Carbono orgánico total (COT): mide también la materia orgánica presente en el agua. Valora el carbono orgánico presente.

Otro ensayo más reciente es la demanda total de oxígeno (DTO)

Nitrógeno total (NT): La demanda de Nitrógeno, valora el oxígeno necesario para oxidar todos los nitrógenos presentes en la muestra.

2.22.6. Características microbiológicas

Muchas formas de vida microbiana pueden existir en agua en tanto se satisfagan las necesidades físicas y nutricionales apropiadas para su crecimiento. Las bacterias aerobias y los protozoarios necesitan oxígeno disuelto para crecer. El nitrógeno y el fósforo, así como la luz, son indispensables para las algas. El número y tipo de microorganismos presentes constituyen un indicio de la calidad del agua.

Estos microorganismos constituyen la parte viva natural de la materia orgánica que se encuentra en estas aguas y su presencia es de suma importancia porque son uno de los motivos para su tratamiento. Paradójicamente son igualmente esenciales en el funcionamiento adecuado de los métodos usuales de tratamiento de aguas negras. De hecho, los organismos biológicos son los que en realidad llevan a cabo el proceso de tratamiento.

Estos organismos microscópicos vivos, como ya se dijo anteriormente, pertenecen a dos tipos generales: bacterias y otros organismos vivos más complejos.

Las bacterias son organismos vivos, de tamaño microscópico, que constan de una sola célula y su proceso vital, así como sus funciones, son similares a los de los vegetales. Algunas son móviles y otras inmóviles. Las bacterias requieren alimentos, oxígeno y agua. Sólo pueden existir cuando en medio ambiente provee a estas necesidades. Como resultado de sus procesos vitales, las bacterias dan origen, a su vez a productos de desecho.

Todas las bacterias, parásitas o saprofitas, necesitan oxígeno para su respiración, además de alimento. Se conocen las *bacterias aerobias*, que sólo pueden usar el oxígeno disuelto, esto se conoce como *oxidación o degradación*. Generalmente en este tipo de proceso no se producen olores ofensivos ni desagradables. Las bacterias anaerobias no pueden existir en presencia de oxígeno disuelto, el proceso que llevan a cabo se conoce como *descomposición anaerobia o putrefacción*. Estos procesos dan origen a olores ofensivos y muy desagradables. Sin embargo existen bacterias que aprenden a vivir en ambas condiciones de oxígeno, a las cuales se les conoce como *bacterias facultativas*.

También existen en las aguas negras otros organismos microscópicos que son de mayor tamaño y de estructuras más complejas que las bacterias, tienden a ser sus depredadores. Asimismo existen organismos macroscópicos muchos más grandes y más complejos que toman parte en la descomposición de la materia orgánica. En éstos se incluyen algunas variedades de gusanos e insectos en diversos estados de desarrollo.

2.23. Virus

Estos son todavía más pequeños que cualquiera de los otros organismos microscópicos, y demasiado pequeños para ser observados al microscopio ordinario que se usa en los trabajos de bacteriología. No tienen un papel importante en el proceso de tratamiento de las aguas negras, su importancia estriba en que, como las bacterias patógenas, son los agentes causales de cierto número de enfermedades en el hombre, por ejemplo como el virus de la hepatitis.

2.24. Organismos Indicadores

La detección de agentes patógenos en el agua es difícil, económicamente costosa y poco práctica en los análisis rutinarios del agua. En su lugar, ésta se valora empleando un sustituto, que actúa como un indicador de contaminación fecal. Puesto que los organismos no patógenos también habitan en gran número en el intestino y están siempre presentes en las heces, junto con los agentes patógenos que pudiera haber, pueden servir como indicadores de contaminación fecal.

Las principales características de un buen organismo indicador son:

1. su ausencia implica la inexistencia de patógenos entéricos.
2. la densidad de los organismos indicadores está relacionada con probabilidad de la presencia de patógenos.

3. en el medio los organismos indicadores sobreviven un poco más que los patógenos. Es evidente que no existe un organismo ideal indicador de esta naturaleza. Sin embargo, la presencia de coliformes totales, coliformes fecales, streptococos fecales y *clostridiumperfringens*, se considera como indicio de contaminación por heces, y por muchos años se ha empleado para valorar la calidad del agua.

El recuento de indicadores bacterianos se lleva a cabo por medio de dos métodos alternativos: la técnica de fermentación en tubos múltiples, también llamada procedimiento del número más probable o NMP, y el método de la membrana filtrante o método MF.

2.25. Parámetros de calidad permisibles

La calidad de las aguas negras que se descarguen al alcantarillado sanitario así como el efluente proveniente de las mismas a los cuerpos receptores no deberá sobrepasar los valores límites que se señalan a continuación:

- De conformidad a lo anterior, queda estrictamente prohibido descargar a la tubería:
- Aguas provenientes de drenajes superficiales (aguas de lluvias provenientes de techos y patios), sub-superficiales y subterráneos.
- Sólidos o sustancias viscosas capaces de obstruir el flujo en las tuberías o causar cualquier interferencia a la adecuada operación del sistema, tales como: arena, cenizas, vidrios, aserrín, lodo, metales, hilazas, plumas, palos, aceites, plásticos, madera, basura, etc.
- Gasolina, benceno, aceite combustible o cualquier líquido o gas inflamable o explosivo.

- Los desarrollos industriales, comerciales y públicos, como: mataderos, textilerías, productos químicos, jabonerías, conservas, etc.; bares, hoteles, restaurantes, etc.; clínicas, dispensarios médicos y hospitales, que descarguen sustancias que puedan resultar perjudiciales a las instalaciones sanitarias y al personal de servicio. Sin embargo, si ello ocurre, deberán presentar anualmente a la División de Operación y Mantenimiento, muestras químicas del efluente realizadas por un laboratorio competente, a fin de regular la calidad de las aguas servidas.

Parámetros de calidad permisible para la disposición final de las aguas residuales.

Parámetro	Valor límite de descarga al Alcantarillado(mg/lit)	Valor límite de descarga al cuerpo receptor
Solidos		
Totales	500	
Volátiles	350	
Fijo	150	
Suspendido	300	30ml/lit máx.
Volátiles	250	
Fijos	50	
Disuelto	200	
Volátiles	100	
Fijos	100	
Sedimentables	8	
DBO a 5 días y 20°C	200	30ml/lit máx.
Oxigeno consumido	75	
Nitrógeno		
Total	50	
Orgánico	20	
Amoniaco	30	
Nitritos NO_2	0.05	
Nitratos NO_3	0.02	
Cloruros	100	
Alcalinidad como $CaCO_3$	100	
Grasas	20	
Temperatura	27°C	
PH (Unidades)	6.5-7.5	
Coliformes Fecales	-----	200mg/100ml máx.

Tabla 9. Parámetros de calidad permisible para la disposición final de las l aguas residuales. Fuente: ENACAL

2.26. SISTEMA DE TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES.

2.26.1. Objetivos del sistema de tratamiento

Los objetivos que hay que tomar en consideración en el tratamiento de aguas negras incluyen:

- 1.- La conservación de las fuentes de abastecimiento de agua para uso doméstico.
- 2.- La prevención de enfermedades.
- 3.- La prevención de molestias tales como los olores provenientes de aguas sucias sin tratar o aquellas de carácter estético.
- 4.- El mantenimiento de aguas limpias para propósitos recreativos.
- 5.- Mantener limpias las aguas que se usan para la propagación y supervivencia de los peces.
- 6.- Conservación del agua para usos industriales y agrícolas.
- 7.- La prevención del azolve de los canales navegables.

Los diversos procesos que se usan para el tratamiento de aguas negras, siguen estrechamente los lineamientos de los de auto purificación de una corriente contaminada (zona de degradación, zona de descomposición, zona de recuperación, zona de agua limpia). En estos procesos se eliminan las cantidades suficientes de sólidos orgánicos e inorgánicos que permiten su disposición sin infringir los objetivos propuestos. (*Tijerino Ramírez y Martínez Cabrera. Febrero 2002*)

Los contaminantes en general se eliminan de las aguas residuales en orden de dificultad creciente. Primero se retienen trapos, palos y diversos objetos grandes en tamices burdos cuando es necesario proteger bombas pequeñas. Después se separa la arenilla, que es una materia que desgasta los equipos, ocupa espacio y se sedimenta de acuerdo con la ley de Stokes, en tanques o cámaras desarenadoras. Finalmente se elige un tipo de tratamiento de acuerdo al efluente que se desee obtener.

El grado hasta el cual sea necesario llevar un tratamiento determinado varía mucho de un lugar a otro. Existen tres factores básicos determinantes:

- 1.- Las características y la cantidad de sólidos acarreados por las aguas negras.
- 2.- Los objetivos que se propongan en el tratamiento.
- 3.- La capacidad o aptitud que tenga el terreno (para la disposición sub-superficial o por irrigación), o el agua receptora (en la disposición por dilución), para verificar la auto purificación o dilución necesaria de los sólidos de las aguas negras, sin violarlos objetivos propuestos. (*Tijerino Ramírez y Martínez Cabrera. Febrero 2002*)

2.26.2. Tipos de procesos en el sistema de tratamiento de aguas residuales

Los procesos que se utilizan para tratar las aguas residuales pueden ser físicos, químicos y biológicos.

2.26.2.1. Procesos físicos

Estos procesos se emplean para separar objetos grandes y clarificar las aguas de alcantarillados que están sin tratar y concentrar los sólidos sedimentados (llamados lodos crudos o primarios), clarificar suspensiones biológicas y concentrar los flocos sedimentados, espesar por gravedad los lodos primarios o secundarios. (*Tijerino Ramírez y Martínez Cabrera. Febrero 2002*)

2.26.2.2 Procesos biológicos

La mayor parte de los componentes orgánicos de las aguas residuales sirven como alimento (sustrato) que proporciona energía para el crecimiento microbiano. En estos procesos, estos microorganismos, principalmente bacterias (con la ayuda de protozoarios), transforman el sustrato orgánico en dióxido de carbono, agua y células nuevas. Los microorganismos pueden ser aerobios, anaerobios o facultativos.

2.26.2.3. Procesos químicos

Muchos procesos químicos, que incluyen oxidación, reducción, precipitación y neutralización, son de uso común para el tratamiento de aguas residuales industriales. Para las aguas residuales municipales la precipitación y la desinfección son los únicos procesos que encuentran amplia aplicación.

2.26.3. Tratamiento y Disposición

A pesar de que son muchos los métodos usados para el tratamiento de las aguas negras, todos pueden incluirse dentro de los cinco procesos siguientes:

2.26.3.1. Tratamiento preliminar

Los dispositivos en el tratamiento preliminar están destinados a eliminar o separarlos sólidos mayores o flotantes, a eliminar los sólidos inorgánicos pesados y eliminar cantidades excesivas de aceites o grasas. Sirven también para minimizar algunos efectos negativos al tratamiento como grandes variaciones de caudal u obstrucciones a los equipos mecánicos y tuberías. Los dispositivos comúnmente usados son:

1. Rejas o barras más finas
2. Desmenuzadores, ya sea molinos, cortadoras o trituradoras.
3. Desarenadores.
4. Tanques de preparación.

El 99 % de los casos de tratamiento primario en desechos domésticos consiste en colocar una rejilla y caja desarenadora y después el tratamiento.

2.26.3.1.1 Las rejas

Son universalmente usadas en la remoción de sólidos y cuerpos flotantes y constituyen la primera unidad de tratamiento. Son un conjunto de barras colocadas una al lado de la otra, éstas pueden ser rectangulares o circulares y con un determinado grado de inclinación.

Se clasifican de acuerdo a la separación entre las barras:

- a) Finas : 1 a 2 cm ($3/8''$ a $3/4''$)
- b) Medianas : 2 a 4 cm ($3/4''$ a $1/2''$)
- c) Gruesas : 4 a 10 cm ($> 1/2''$)

La limpieza de estas rejas puede ser manual o mecanizada. La limpieza manual consiste en meter el rastrillo y extraer la basura o sólidos retenidos, dejar secar y luego incinerarlos o enterrarlos.

Su finalidad es retener sólidos gruesos de dimensiones relativamente grandes que estén en suspensión o flotantes. Los materiales retenidos son principalmente papel, trapos, cáscaras de frutas, pedazos de madera, tapones de botellas, cajas, material plástico, cepillos y otros objetos que pueden penetrar por los inodoros y las aberturas de los pozos de inspección de la red de alcantarillado.

Las rejas son empleadas para proteger contra obstrucciones las válvulas, bombas, equipos, tuberías u otro componente que pueda poseer la planta de tratamiento. También contribuyen a darle una mejor apariencia a la planta pues reducen el volumen de flotantes.

2.26.3.1.1.1 Tipos de rejjas

1.- Rejas sencillas de limpieza manual.

2.- Rejas mecanizadas

Las rejjas sencillas de limpieza manual son empleadas en instalaciones pequeñas; para facilitar la remoción de sólidos retenidos la inclinación deber se menor a los 60° (30 –45°) con la horizontal. El rastríllelo periódicamente deberá limpiar la reja, dependiendo delas características del líquido residual y de las rejjas, debiendo realizase oportunamente su limpieza para evitar un excesiva pérdida de carga.

2.26.3.1.1. Los desarenadores

Un desarenador convencional es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento constituye un tratamiento preliminar y en algunos casos es necesario realizar un tratamiento convencional de purificación de aguas.

El objetivo del desarenador, como tal, es la remoción de partículas hasta el tamaño de arenas. El proceso de sedimentación puede ser ayudado mediante coagulación (empleo de químicos con el fin de remover partículas tamaño arcilla) con lo cual se logra que las partículas más pequeñas se aglomeren y sedimenten a una velocidad mayor. Un desarenador está dividido en varias zonas a saber:

2.26.3.2. Tratamiento primario

El propósito fundamental de los dispositivos para este proceso consiste en disminuir suficientemente la velocidad de las aguas negras para que puedan sedimentarse los sólidos. Debido a la diversidad de diseños de operación, los tanques de sedimentación pueden dividirse en cuatro grupos generales, que son:

- a.- Tanques sépticos
- b.- Tanques de doble acción, como los Imhoff y algunas otras unidades.
- c.- Tanques de sedimentación simple con eliminación mecánica de lodos.
- d.- Clarificadores de flujo ascendente con eliminación mecánica de lodos.

2.26.3.3. Tratamiento secundario

Este tratamiento debe hacerse cuando las aguas negras todavía contienen, después del tratamiento primario, más sólidos orgánicos en suspensión o solución que los que puedan ser asimilados por las aguas receptoras sin oponerse a su uso normal adecuado.

Los dispositivos usados pueden dividirse en cuatro grupos, que son:

- a) Filtros gateadores con tanques de sedimentación secundaria.
- b) Tanques de aeración: con lodos activados o aeración por contacto.
- c) Filtros de arena intermitentes.
- d) Estanques de estabilización.

2.26.3.4. Lagunas de Estabilización

Son estanques muy profundos (1-4 m) con períodos de retención de magnitud considerable (1- 40 días) las cuales son diseñadas para el tratamiento de las aguas residuales. Estas lagunas constituyen un método de tratamiento simple, económico y bastante eficiente. Pueden ser aplicadas:

Tratamiento primario: reciben aguas residuales brutas.

Tratamiento secundario: reciben efluentes de tratamientos primarios.

Tratamiento terciario: reciben efluentes de tratamientos secundarios.

2.26.3.4.1. Tipos de lagunas

Una laguna se puede clasificar atendiendo a los siguientes criterios:

2.26.3.4.1.1 Según las reacciones biológicas:

- **Anaerobias**

Con profundidades de 2-4 m. Reciben aguas residuales brutas es decir sin tratamiento previo, la carga oscila entre 600- 1200 Kg DBO/Ha*día, con gran cantidad de sólidos en suspensión. La carga orgánica es tan grande que toda la masa de agua se encuentra en condiciones anaerobias. Las principales reacciones biológicas que se forman son:

La formación de ácidos y la fermentación metánica (NH), los sólidos sedimentables también se ven sometidos a una intensa digestión anaeróbica a temperaturas mayores de 15° centígrados. Por lo general por su alto rendimiento (45 –70%) de reducción de DBO en un tiempo de retención de aproximadamente 2 días, se utilizan como primer paso en el tratamiento de aguas de elevada carga orgánica. Son especialmente útiles para aguas industriales.

- **Facultativas**

Con una profundidad de 1-2.5 m. Reciben agua residual bruta o bien procedentes de lagunas anaerobias. La carga admitida a temperaturas de 12 a 25° C está en el rango de $150 \frac{kgDBO_5}{Ha} \times dia$ la reducción BDO_5 depende de la temperatura y varía de 75-90% con tiempos de retención de 7 – 15 días. En ellas se distinguen dos zonas; una superficial **aerobia** donde se produce la oxidación de la materia orgánica a expensas del oxígeno procedente de la fotosíntesis y de la re- aereación superficial. La otra zona más profunda **anaerobia** donde tiene lugar la degradación de la materia orgánica así como la de los lodos que se acumulan en esa zona.

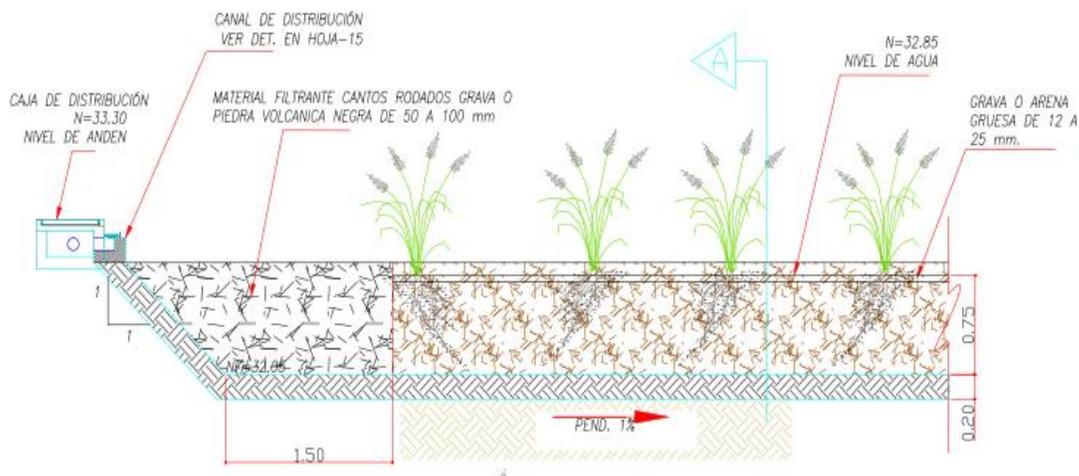


Figura 5: Propuesta para Biofiltro a usar en el proyecto. Fuente: Alcaldía de Villa el Carmen(2015)

- **Aerobias**

Aerobias: son lagunas poco profundas, de 1-1.5 m, la carga orgánica que reciben es pequeña $< 150 \frac{kgDBO_5}{Ha} x dia$ con la cual prevalecen las condiciones aerobias. Las principales reacciones que se dan son: la degradación aerobia y fotosíntesis. Se utilizan principalmente como tratamientos adicionales de efluentes que proceden de otro tipo de tratamiento y contienen pocos sólidos en suspensión.

2.26.3.4.1.2. Según el tratamiento previo

Lagunas primarias: estas reciben el agua residual bruta sin ningún tipo de tratamiento. Pueden actuar como lagunas primarias las anaerobias, facultativas.

- **Lagunas terciarias o de maduración**

El afluente es el efluente de un tratamiento secundario. Son lagunas con poca profundidad (0.90m – 1.5 m) de gran superficie y reciben poca carga, de 15-50 Kg DBO tratamiento por lagunas. Por lo general constituyen el último eslabón del tratamiento de lagunas.

La finalidad de este tratamiento es la reducción de microorganismos indicadores de contaminación fecal, de los patógenos asociados y de nutrientes como nitrógenos y fósforosa los niveles deseados. Las características microbiológicas de los efluentes son importantes desde el punto de vista de reutilización del agua.

2.26.3.4.1.2. Según el tipo de aereación

- **Aerobias**

La aereación es natural.

- **Aireadas**

Aereación es mecánica ya que la cantidad de oxígeno disponible es insuficiente para la oxidación. Este tipo de lagunas disminuyen los tiempos de retención y los requerimientos de terrenos.

2.26.4. Sistemas de lagunas de estabilización

Son combinaciones de los distintos tipos de lagunas antes descritos. Generalmente la unidad básica es la laguna facultativa. Se recomienda que el número de lagunas sea el mayor posible, como mínimo deben de construirse tres. Pueden conectarse en serie o en paralelo.

2.26.5 Desinfección

El proceso de desinfección debe realizarse en el efluente de plantas de tratamiento, cuando éste pueda crear peligros para la salud en las comunidades aguas abajo de la descarga.

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

Cualquiera que sea el proceso de desinfección que se utilice, deberá tomarse en consideración lo siguiente:

- Caudal de aguas residuales a tratar.
- Calidad final deseada del agua residual tratada.
- Tasa de aplicación y demanda.
- El pH del agua residual a desinfectarse.
- Costos del equipo y suministros.
- Disponibilidad.

2.26.5.1 Cloración

1. Equipos

En el caso de que las exigencias de tratamiento así lo requieran, se deberá proveer el equipo adecuado para clorar el efluente.

Para el nivel alto de complejidad, los cloradores deben ser de la capacidad adecuada y tipo automático. Deben proveerse instalaciones adicionales automáticas para regular y registrar gráficamente el cloro residual. El sistema de cloración automática depende del cuerpo de agua receptor, del efluente de la planta y será controlado por el caudal.

La capacidad requerida del clorador variará, dependiendo de los usos y de los puntos de aplicación del desinfectante. Para desinfección, la capacidad instalada debe ser suficiente, para producir una concentración residual de cloro en el efluente de la planta, determinado por un método estándar, de manera que reduzca la concentración de coliformes satisfactoriamente y sea consistente con los valores especificados para el cuerpo de agua receptor.

Debe existir un equipo de reserva disponible, con suficiente capacidad para reemplazar la unidad de mayor tamaño durante paros por averías. Debe haber suficientes repuestos disponibles, para aquellas piezas sujetas a desgastes y roturas, para todos los cloradores.

2. Dosificación

La dosis de cloro para desinfección normal de aguas residuales domésticas se muestran en la tabla de la página siguiente:

DOSIS DE CLORO PARA DESINFECCIÓN NORMAL DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS	
Tratamiento	Dosis de cloro para diseño (mg/L)
Precloración	20 – 25
Agua residual no tratada	
Fresca	6 – 15
Séptica	12 – 30
Efluente primario	8 – 20
Efluente de filtro percolador	3 – 15
Efluente de filtro de arena	1 – 6
Zanjas de oxidación	2 – 8

Tabla 10. Dosis de cloro para desinfección normal de aguas residuales domésticas. Fuente: Normas técnicas del INAA

3. Punto de aplicación

El cloro debe poderse aplicar en dos etapas en caso de ser necesario: antes del tanque de sedimentación secundaria y después de éste.

4. Tiempo de contacto

El período de contacto en la cámara de cloración no será menor de 30 minutos con base en el caudal medio diario.

Después de una mezcla rápida sustancial debe proveerse un tiempo de contacto mínimo de quince minutos en el caudal máximo horario o la tasa máxima de bombeo.

5. Consideraciones hidráulicas

Equipo alimentador

- Debe haber un suministro abundante de agua para la operación del clorador. Cuando la presión del agua en el clorador sea menor 1.76 kg/cm^2 , se requiere una bomba de refuerzo, debe proveerse dos equipos y cuando sea necesario un generador de energía de reserva.

Tubería y conexiones

- Los sistemas de tubería deben ser lo más simples posible, seleccionados y manufacturados especialmente para el servicio de cloro, con un mínimo de juntas y bien sujetos. Deben utilizarse tuberías resistentes a la acción corrosiva del cloro.

Tanque de contacto

- El tanque de contacto debe ser diseñado de manera que reduzca al mínimo los cortos circuitos. Deben proveerse tabiques para encausar y dirigir el flujo. El desagüe, debe estar provisto de válvula. El punto de descarga debe asegurar tratamiento adecuado al agua del desagüe, lo cual puede requerir bombeo. Debe proveerse dos unidades para el contacto de cloro. Se debe instalar unidad de lavado para la limpieza de las cámaras.

2.27 Manejo, tratamiento y disposición de lodos

En todos los procesos de tratamiento de aguas residuales debe contemplarse el manejo de lodos. Para esto, deben presentarse balances de masa de los procesos con el conjunto de operaciones de tratamiento de agua y lodos. Los efluentes líquidos de las diferentes operaciones del proceso de lodos deben integrarse en los balances de masa del proceso de tratamiento de líquidos. Además deberán tenerse en cuenta las consideraciones siguientes:

- Dichos efluentes no deben descargarse a cuerpos de agua superficiales o subterráneos.
- Los lodos primarios deben estabilizarse.
- Se debe establecer un programa de control de olores.
- Se debe establecer un programa de control de vectores.

Todos los lodos crudos tienen un contenido bajo de sólidos (1 – 6%); por eso, la disposición de su pequeño contenido de sólidos requiere el manejo de un gran volumen de lodo.

Las características de los lodos varían mucho dependiendo de su origen, de su edad, del tipo de proceso del cual provienen y de la fuente original de los mismos.

Se deberá hacer, para cada caso particular, una caracterización de los siguientes parámetros en lodos:

- Sólidos totales
- Sólidos suspendidos
- Nitrógeno total Kjeldalh
- Fósforo
- Metales (cromo, plomo, mercurio, cadmio, níquel, cobre y zinc)

La cantidad de lodo producido es muy variable, dependiendo del proceso de tratamiento usado y de la concentración de aguas residuales; en las tablas 13-1 y 13-2 se resumen valores típicos de las cantidades y características de los lodos producidos por diferentes procesos de tratamiento de aguas residuales. En la tabla 13-3 se presentan las concentraciones típicas de DBO y de sólidos suspendidos de los caudales de reciclaje de los procesos de tratamiento de lodos.

El volumen de lodo depende principalmente de su contenido de agua y muy poco del carácter del material sólido. El contenido de agua se expresa normalmente como porcentaje en masa. Mediante evaporación de la humedad e ignición del residuo se determina la fracción volátil y fija de los sólidos (porción orgánica y mineral).

Para el cálculo de las cantidades máxicas y volumétricas de los lodos se utilizan las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned}
 V_L &= V_a + V_s \\
 M_L &= M_s/P_s \\
 V_L &= M_s/\rho S_L P_s \\
 M_s &= M_f + M_v \\
 V_s &= V_f + V_v \\
 M_s/S_s \rho &= M_f/S_f \rho + M_v/S_v \rho \\
 1/S_s &= P_f/S_f + P_v/S_v \\
 1/S_L &= P_s/S_s + P_a/S_a
 \end{aligned}$$

Dónde:

V_L = volumen del lodo, m³

V_a = volumen del agua, m³

V_s = volumen de sólidos, m³

M_L = masa del lodo, kg

S_L = densidad relativa del lodo

M_s = masa de sólidos, kg

S_a = densidad relativa del agua, igual a 1.0

M_f = masa de sólidos fijos, kg

P_f = % de sólidos fijos, en fracción decimal

M_v = masa de sólidos volátiles, kg

P_v = % de sólidos volátiles, en fracción

S_s = densidad relativa de los sólidos

P_s = % de sólidos del lodo, en fracción

S_f = densidad relativa de los sólidos fijos

P_a = % de agua del lodo, en fracción

S_v = Densidad relativa de los sólidos ρ = densidad del agua, kg/m³

Para cálculos aproximados del volumen de lodo en función de su contenido de sólidos se utiliza la ecuación siguiente:

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{P_2}{P_1}$$

V_1, V_2 = volúmenes de lodo

P_1, P_2 = porcentaje de sólidos

Dónde:

CARACTERÍSTICAS DE LOS SÓLIDOS Y LODOS PRODUCIDOS EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Sólidos o lodo	Descripción
Sólidos gruesos del cribado	Incluye material orgánico e inorgánico grueso retenido sobre la rejilla.
Arena y material del desarenador	Incluye arena y sólidos pesados de sedimentación rápida; pueden contener materia orgánica, especialmente grasas.
Espuma y grasa	Incluye el material flotable desnatado, de la superficie de tanques de sedimentación; pueden contener grasas y aceites, residuos de origen vegetal y mineral, en general materiales de densidad relativa menor de 1.0
Lodo primario	Lodo gris pegajoso, de olor ofensivo, proveniente de los sedimentadores primarios, generalmente fácil de digerir.
Lodo químico	Lodo precipitado químicamente con sales metálicas, de color oscuro, a veces rojo superficialmente cuando hay mucho hierro. El lodo de cal es carmelita grisoso. Su olor no es tan desagradable como el del lodo primario, generalmente gelatinoso por los hidróxidos de hierro o aluminio. Se puede descomponer como los lodos primarios, pero a menor velocidad, con producción de gas e incremento de su densidad para tiempos prolongados de retención.

Sólidos o lodo	Descripción
Lodo activado	De color carmelita y floculento. Si es oscuro puede ser séptico. Si el color es claro puede estar subaireado y sedimentar lentamente. En buenas condiciones no tiene olor ofensivo y huele a tierra. Se vuelve séptico muy rápido. Digerible solo o combinado con lodo primario.
Lodo de filtros percoladores	Lodo carmelita floculento, relativamente inofensivo cuando está fresco. Generalmente de descomposición más lenta que otros lodos crudos. Cuando contiene muchos gusanos se hace inofensivo rápidamente. De digestión fácil.
Lodo digerido aerobiamente	De color carmelita a carmelita oscuro y de apariencia floculenta. Olor inofensivo a moho. De secado fácil sobre lechos de arena.
Lodo digerido anaerobiamente	De color carmelita oscuro a negro, con contenido alto de gas. Bien digerido no es ofensivo, huele a alquitrán, caucho quemado o cera sellante. Al colocarlo sobre lechos de secado, el gas, inicialmente, levanta sus sólidos dejando un manto de agua clara que drena rápidamente y asienta los sólidos sobre el lecho. A medida que se va secando, los gases se pierden y se obtiene una pasta agrietada con olor semejante al de tierra de jardinería.
Lodo compostado	El lodo compostado es carmelita oscuro o negro, aunque su color puede depender del llenante usado, aserrín, tamo u otro. De olor inofensivo, se parece al suelo o tierra de jardinería.
Lodo de tanques sépticos	Lodo negro, ofensivo si no está bien digerido, de mal olor por la presencia de gases como el ácido sulfhídrico. Se puede secar sobre lechos de arena, colocándolos en capas delgadas.

Tabla 11. Características de los sólidos y lodos producidos en el tratamiento de aguas residuales. Fuente: Normas técnicas del INAA

CONCENTRACIONES TÍPICAS DE SÓLIDOS Y DE DBO EN PROCESOS DE TRATAMIENTO DE LODOS						
Proceso	% de sólidos del lodo		Flujo recirculado			
			DBO, mg/L		SS, mg/L	
	Intervalo	Típico	Intervalo	Típico	Intervalo	Típico
Espesamiento por gravedad						
Lodo primario	4 – 10	6	100 – 400	250	80 – 300	200
Lodo primario + lodo activado	2 – 6	4	60 – 400	300	100 – 350	250
Espesamiento por FAD						
Con acondicionamiento	3 – 6	4	50 – 400	250	100 – 600	300
Sin acondicionamiento	3 – 6	4	-	-	-	-
Espesamiento por centrifugación						
Con acondicionamiento	4 – 8	5	-	-	-	-
Sin acondicionamiento	3 – 6	4	-	-	-	-
Con lodo activado de aire	-	-	400 – 1,200	800	500 – 1,500	800
Con lodo activado de oxígeno	-	-	1,200 – 1,600	1,400	1,500 – 2,000	1,600
Con lodo crudo	-	-	1,000 – 10,000	5,000	2,000 – 10,000	5,000
Con lodo digerido	-	-	1,000 – 10,000	5,000	2,000 – 15,000	5,000
Filtración al vacío						
Con acondicionamiento	15 – 30	20	-	-	-	-
Con lodo crudo	-	-	500 – 5,000	1,000	1,000 – 5,000	2,000
Con lodo digerido	-	-	500 – 5,000	2,000	1,000 – 20,000	4,000
Filtro prensa de correa						
Con acondicionamiento	15 – 30	22	-	-	-	-
Con lodo crudo	-	-	50 – 500	300	200 – 2,000	1,000
Con lodo digerido	-	-	50 – 500	300	200 – 2,000	1,000
Filtro prensa de placas						
Con acondicionamiento	20 – 50	36	-	-	-	-
Secado con centrifuga						
Con acondicionamiento	10 – 35	22	-	-	-	-
Sin acondicionamiento	10 – 30	18	-	-	-	-
Digestión anaerobia						
Tasa estándar	-	-	500 – 1,000	800	1,000 – 5,000	3,000
Tasa alta	-	-	2,000 – 5,000	4,000	1,000 – 10,000	6,000
Digestión aerobia						
	-	-	200 – 5,000	500	1,000 – 10,000	3,400

Tabla 12. Concentraciones típicas de sólidos y de DBO en procesos de tratamiento de lodos. Fuente: Normas técnicas del INAA

2.26. Problemas de olores

Prácticamente todos los procesos de tratamiento de residuos domésticos e industriales en un momento dado desprenden olores desagradables, e incluso las plantas que operan correctamente no escapan del todo a este problema. En la mayor parte de los casos los olores están confinados a las inmediaciones de las unidades de proceso, y los operadores deben preocuparse sólo por los olores que escapan fuera de los límites de la planta. En muchos casos eso depende de la topografía y de los vientos predominantes.

Probablemente la causa más común de olores es la formación de condiciones anaeróbicas. A excepción del proceso de digestión anaerobia y de las zonas anaeróbicas necesarias para la desnitrificación, se deben evitar condiciones anaeróbicas. Los depósitos de lodos y las capas de lama, ricas en bacterias anaerobias reductoras de sulfatos, son la causa principal de producción de H_2S en las alcantarillas. Esta clase de depósitos, si se permite su formación, producen olores en cualquier tanque, incluso en los de aireación, donde se pueden presentar condiciones anaeróbicas debido a un mezclado ineficiente.

El prolongado tiempo de retención de las alcantarillas interceptoras, en especial las que tienen pendiente llana, permite que comience la degradación anaerobia de la materia orgánica antes que las aguas residuales lleguen a la planta de tratamiento; este es el olor característico de las aguas residuales “sépticas”.

Las autoridades locales presentan cada vez más presión para reducir o eliminar los olores de sus plantas de tratamiento. Las soluciones casi nunca son obvias, y pueden ir desde sencillos cambios de operación y proceso, adiciones químicas, hasta costosos dispositivos para el control de olores, como depuradores de aire y equipos de adsorción.

2.27. Disposición de las aguas residuales

Hay tres métodos a seguir para llevar a cabo la disposición final de las aguas negras:

2.28. Disposición por irrigación

Consiste en derramar las aguas negras sobre la superficie del terreno, lo cual se hace generalmente mediante zanjas de regadío. Excluyendo una pequeña parte que se evapora, el resto se resume en la tierra y suministra humedad, así como pequeñas cantidades de ingredientes fertilizantes para la vida vegetal. Sin embargo, ya que siempre existe la posibilidad de que las aguas negras contengan organismos patógenos, no es conveniente la producción de alimentos para consumo humano que hayan de ser ingeridos sin cocimiento.

2.29. Disposición sub superficial

Este método consiste en hacer llegar las aguas negras a la tierra por debajo de su superficie, a través de excavaciones o enlozados. Usualmente así sólo se eliminan las aguas negras sedimentadas provenientes de instituciones o residencias en las que su volumen es muy limitado.

2.30. Disposición por dilución

Este método consiste en simplemente descargar las aguas negras en aguas superficiales como las de un río, un lago o un mar. Esto da lugar a la contaminación del agua receptora. El grado de contaminación depende de la dilución, o sea del volumen de las aguas negras y de su composición, en comparación con el volumen de agua con que se mezclan. Sin embargo, el factor determinante del grado de contaminación es el oxígeno disuelto que contenga el agua receptora. Por eso es siempre recomendado analizar el agua del cuerpo receptor y establecer, con base en los resultados de tales análisis, parámetros que especifiquen claramente la calidad del efluente a verter en dichos receptores.

CAPÍTULO III: PROPUESTA DE DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO

3.1 CANAL RECTANGULAR

3.1.1. Caudal máximo (m³/s):

Ancho :	0.350	m
Borde Libre :	0.266	m
Tirante :	0.085	m
Pendiente :	0.003	m/m
C. Rugosidad :	0.013	s/d
Caudal máximo	27.05	l/s

$$\begin{aligned}\text{Área} &= 0.350\text{m} \times 0.085\text{m} \\ \text{Área} &= 0.030 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\text{Velocidad (V)} = \frac{(R^{2/3} S^{1/2})}{n}$$

$$\text{Velocidad (V)} = \frac{(0.0577^{2/3} 0.003^{1/2})}{0.013}$$

$$\text{Velocidad (V)} = 0.62 \text{ m/s}$$

$$\text{Caudal (Q)} = A * V$$

$$\text{Caudal (Q)} = 0.030 \text{ m}^2 * 0.062 \text{ m/s} * 1000$$

$$\text{Caudal (Q)} = 18.45 \text{ l/s}$$

$$\text{Caudal (Q buscado)} = Q_{\text{max}} - Q$$

$$\text{Caudal (Q buscado)} = 27.05 \text{ l/s} - 18.45 \text{ l/s}$$

$$\text{Caudal (Q buscado)} = 8.60 \text{ l/s}$$

3.1.2. Caudal medio (m³/s):

Ancho : 0.350 m
Borde Libre : 0.309 m
Tirante : 0.041 m
Pendiente : 0.003 m/m
C. Rugosidad : 0.013 s/d
Caudal medio: 9.06 l/s

Área = 0.350m x 0.041m
Área = 0.014 m²

$$\text{Velocidad (V)} = \frac{(R^{2/3} S^{1/2})}{n}$$

$$\text{Velocidad (V)} = \frac{(0.0324^{2/3} 0.003^{1/2})}{0.013}$$

$$\text{Velocidad (V)} = 0.44 \text{ m/s}$$

$$\text{Caudal (Q)} = A * V$$

$$\text{Caudal (Q)} = 0.014 \text{ m}^2 * 0.44 \text{ m/s} * 1000$$

$$\text{Caudal (Q)} = 6.16 \text{ l/s}$$

$$\text{Caudal (Q buscado)} = Q_{\text{medio}} - Q$$

$$\text{Caudal (Q buscado)} = 9.06 \text{ l/s} - 6.16 \text{ l/s}$$

$$\text{Caudal (Q buscado)} = 2.90 \text{ l/s}$$

3.2. DISEÑO DE REJILLAS

3.2.1. Canal de entrada:

Altura Máxima (Hmáx)	0.085	m
Altura Media (Hmed)	0.041	m
Qdis = Qmáx	0.0185	m ³ /s
Qmed	0.0062	m ³ /s
Pendiente longitudinal del canal	0.003	m/m
Inclinación de rejilla (q)	45	°
Coeficiente de Manning (n) para concreto	0.013	-
Factor de forma de barras (b)	1.79	-
Separación entre barras (a)	4	cm
Espesor de barras (t)	0.938	cm
Proyección vertical libre del canal (BL)	0.25	m
Ancho de canal (Bc)	0.35	m

$$\text{Velocidad máxima (Vmax)} = Q_{\text{max}} / (B_c \cdot H_{\text{máx}})$$

$$\text{Velocidad máxima (Vmax)} = 0.0185 \text{ m}^3/\text{s} / (0.35 \text{ m} \cdot 0.085 \text{ m})$$

$$\text{Velocidad máxima (Vmax)} = 0.6218 \text{ m/s}$$

$$\text{Velocidad media (Vmed)} = Q_{\text{med}} / (B_c \cdot H_{\text{med}})$$

$$\text{Velocidad media (Vmed)} = 0.0062 \text{ m}^3/\text{s} / (0.35 \text{ m} \cdot 0.041 \text{ m})$$

$$\text{Velocidad media (Vmed)} = 0.4321 \text{ m/s}$$

$$\text{Longitud del Canal de Entrada} = 3.5 \cdot B_c$$

$$\text{Longitud del Canal de Entrada} = 3.5 \cdot 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Longitud del Canal de Entrada} = 1.2250 \text{ m} \approx 1.23 \text{ m}$$

3.2.3. Rejillas:

$$\text{Área total mojada (At)} = B_c \cdot H_{\text{máx}}$$

$$\text{Área total mojada (At)} = 0.35 \text{ m} \cdot 0.085 \text{ m}$$

$$\text{Área total mojada (At)} = 0.0296 \text{ m}^2$$

$$\text{Eficiencia (E)} = a/(a+t)$$

$$\text{Eficiencia (E)} = 4 \text{ cm} / (4\text{cm} + 0.938 \text{ cm})$$

$$\text{Eficiencia (E)} = 0.81$$

$$\text{Área útil (Au)} = At * E$$

$$\text{Área útil (Au)} = 0.0296 \text{ m}^2 * 0.81$$

$$\text{Área útil (Au)} = 0.0240 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad de paso (Vp)} = Q_{\text{máx}} / Au$$

$$\text{Velocidad de paso (Vp)} = 0.0185 \text{ m}^3/\text{s} / 0.0240 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad de paso (Vp)} = 0.7708 \text{ m/s}$$

3.2.3. Verificación con Velocidad Media

$$\text{Área total con Velocidad Media (At')} = H_{\text{med}} * B_c$$

$$\text{Área total con Velocidad Media (At')} = 0.041 \text{ m} * 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Área total con Velocidad Media (At')} = 0.0144 \text{ m}^2$$

$$\text{Área útil con Velocidad Media (Au')} = At' * E$$

$$\text{Área útil con Velocidad Media (Au')} = 0.0144 \text{ m}^2 * 0.81$$

$$\text{Área útil con Velocidad Media (Au')} = 0.0116 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad Media (Vm')} = Q_{\text{med}} / Au'$$

$$\text{Velocidad Media (Vm')} = 0.0062 \text{ m}^3/\text{s} / 0.0116 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad Media (Vm')} = 0.5345 \text{ m/s}$$

3.2.4. Cálculo de pérdidas:

$$\text{Pérdida de carga en rejas limpias (Hf)} = b \left((t/a)^{2/3} * \left(\frac{Vmed^2}{2*9.81} \right) \right) * sen\phi$$

$$\text{Pérdida de carga en rejas limpias (Hf)} = 1.79 \left((0.938/4)^{2/3} * \left(\frac{0.43^2}{2*9.81} \right) \right) * sen45^\circ$$

Pérdida de carga en rejas limpias (Hf) = 0.0017 m; Pérdida Admisible < 0.15 m

$$\text{Pérdida de carga con rejas parcialmente obstruidas al 50\% (Hfo)} = \left(\frac{E}{0.5*E} \right)^2 * Hf$$

$$\text{Pérdida de carga con rejas parcialmente obs. al 50\% (Hfo)} = \left(\frac{0.81}{0.5*0.81} \right)^2 * 0.0017m$$

(Hfo) = 0.0068 m; Pérdida Admisible < 0.15 m

3.2.5. Altura del canal

$$\text{Altura calculada del canal (Hcanal)} = Hmáx + Hfo + BL$$

$$\text{Altura calculada del canal (Hcanal)} = 0.085 \text{ m} + 0.0068 \text{ m} + 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Altura calculada del canal (Hcanal)} = 0.3418 \text{ m}$$

3.2.5. Dimensiones finales:

Altura del canal (H)	0.35	m
Ancho del canal (ancho de rejilla) (B)	0.35	m
Longitud del canal (Lc)	1.23	m
Longitud de las barras (Lb)	0.49	m
Cantidad de barras	7	unidades

3.3. DESARENADOR

3.3.1. Zona de sedimentación:

No. de desarenadores	2	und
Caudal de diseño (Qd)	0.0185	m ³ /s
Diámetro de partículas (Ø)	0.20	mm
Velocidad horizontal de flujo (Vh)	0.30	m/s
Carga superficial (Cs)	1300	m ³ /m ² /día
Coeficiente de Manning (n) para concreto	0.013	-
Proyección vertical libre del canal (BL)	0.25	m
Tiempo de retención de sedimentos en la tolva (tr)	15	días
Ancho del desarenador (B)	0.35	m
Cantidad de material retenido	0.029	lts/m ³
Altura de tolva (Htolva)	0.80	m

$$\text{Área superficial (As)} = Qd * 86400 / Cs$$

$$\text{Área superficial (As)} = 0.0185 \text{ m}^3/\text{s} * 86400 / 1300 \text{ m/s}$$

$$\text{Área superficial (As)} = 1.22 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud teórica del desarenador (L)} = As/B$$

$$\text{Longitud teórica del desarenador (L)} = 1.22 \text{ m}^2 / 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Longitud teórica del desarenador (L)} = 3.4857 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad de sedimentación (Vs)} = Qd/As$$

$$\text{Velocidad de sedimentación (Vs)} = 0.0185 \text{ m}^3/\text{s} * 1.22 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad de sedimentación (Vs)} = 0.0226 \text{ m/s}$$

$$\text{Altura del agua en zona de sedim. (Hagua)} = (L * Vs) / Vh$$

$$\text{Altura del agua en zona de sedim. (Hagua)} = (3.5 \text{ m} * 0.022 \text{ m/s}) / 0.30 \text{ m/s}$$

$$\text{Altura del agua en zona de sedim. (Hagua)} = 0.18 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de transición (Lt)} = (2B - Bc) / (2(\tan 12.5^\circ))$$

$$\text{Longitud de transición (Lt)} = (2 * 0.35 \text{ m} - 0.35 \text{ m}) / 2(\tan 12.5^\circ)$$

$$\text{Longitud de transición (Lt)} = 0.7894 \text{ m}$$

$$\text{Incremento de long. por turb. en la entrada y salida (Lturb)} = 2*(H_{cal} - BL) - 1/2L$$

$$\text{Incre de long. por turb. en la entr y sal (Lturb)} = 2*(1.23\text{m} - 0.25\text{m}) - (0.5 * 3.5\text{m})$$

$$\text{Incremento de longitud por turbulencia en la entrada y salida (Lturb)} = 0.21\text{m}$$

$$\text{Radio hidráulico (Rh)} = (B * H_{agua}) / (B + 2H_{agua})$$

$$\text{Radio hidráulico (Rh)} = (0.35 \text{ m} * 0.18 \text{ m}) / (0.35 \text{ m} + 2 * 0.18 \text{ m})$$

$$\text{Radio hidráulico (Rh)} = 0.0887 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente long. Del desarenador (S)} = \frac{n * Vh}{\left(\frac{2}{Rh^3}\right)^2} * 100$$

$$\text{Pendiente long. Del desarenador (S)} = \frac{(0.013 * 0.30)^2}{\left(\frac{2}{0.09^3}\right)^2} * 100$$

$$\text{Pendiente long. Del desarenador (S)} = 0.0377 \%$$

$$\text{Pérdidas en el desarenador (Hf)} = (S * 100) / L$$

$$\text{Pérdidas en el desarenador (Hf)} = (0.04) / 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas en el desarenador (Hf)} = 0.0114 \text{ m}$$

3.3.2. Zona de lodos:

$$\text{Volumen retenido de arena (Varena)} = ((Qd \cdot 86400 \cdot tr) \cdot Mret) / 1000$$

$$\text{Volumen retenido de arena (Varena)} = (0.0185 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 86400 \cdot 15) \cdot 0.029 \text{ lt}/\text{m}^3 / 1000$$

$$\text{Volumen retenido de arena (Varena)} = 0.6953 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen mínimo requerido de tolva (Vreq)} = \text{Varena}$$

$$\text{Volumen mínimo requerido de tolva (Vreq)} = 0.6953 \text{ m}^3$$

$$\text{Ancho de tova (Btolva)} = \text{B de desarenador} = \text{B}$$

$$\text{Ancho de tova (Btolva)} = \text{B de desarenador} = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Long. de tolva (Ltolva)} = \text{Long. de desarenador} = \text{L}$$

$$\text{Long. de tolva (Ltolva)} = \text{Long. de desarenador} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Volumen propuesto de tolva (Vtolva)} = \text{Btolva} \cdot \text{Htolva} \cdot \text{Ltolva}$$

$$\text{Volumen propuesto de tolva (Vtolva)} = 0.35 \text{ m} \cdot 0.80 \text{ m} \cdot 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Volumen propuesto de tolva (Vtolva)} = 0.980 \text{ m}^3$$

3.3.3. Dimensiones finales:

Ancho del desarenador (B)	0.35	m
Altura calculada del desarenador (Hc)	1.23	m
Altura propuesta del desarenador (H)	1.30	m
Longitud teórica del desarenador (L)	3.50	m
Longitud real del desarenador (Lr)	3.70	m
Elección de ancho de garganta (W)	76.200	mm
Velocidad antes del resalto (V1)	1.806	m/s

3.4. CANALETA PARSHALL

3.4.1. Condiciones hidráulicas de entrada:

$$\text{Cálculo de } h_1 = (Q_{\max}/0.177)^{1/1.550}$$

$$\text{Cálculo de } h_1 = (0.0185 / 0.177)^{1/1.550}$$

$$\text{Cálculo de } h_1 = 0.2329 \text{ m}$$

$$\text{Cálculo de } h_w = (Q_{\min}/0.177)^{1/1.550}$$

$$\text{Cálculo de } h_w = (0.002/0.177)^{1/1.550}$$

$$\text{Cálculo de } h_w = 0.046 \text{ m}$$

$$\text{Límite modular (S)} = h_w/h_1$$

$$\text{Límite modular (S)} = 0.046 \text{ m} / 0.2329 \text{ m}$$

$$\text{Límite modular (S)} = 0.1978$$

$$\text{Ancho de la canaleta en la sección de medida (D')} = 2(D - W)/3 + W$$

$$\text{Ancho de la canaleta en la sección de medida (D')} = (2(259\text{mm}-76.2\text{mm})/3+76.2\text{mm})/1000$$

$$\text{Ancho de la canaleta en la sección de medida (D')} = 0.1981 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad en la sección D' (Vo)} = Q / (D' * h_1)$$

$$\text{Velocidad en la sección D' (Vo)} = 0.0185 \text{ m}^3/\text{s} / (0.1981 \text{ m} * 0.2329 \text{ m})$$

$$\text{Velocidad en la sección D' (Vo)} = 0.4010 \text{ m/s}$$

$$\text{Energía específica (E)} = (V_o^2/ 2g) + h_1 + N$$

$$\text{Energía específica (E)} = (0.4010 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} / 2*9.81 \text{ m/s}^2) + 0.2329 \text{ m} + (57/1000) \text{ m}$$

$$\text{Energía específica (E)} = 0.3094 \text{ m}$$

3.4.2. Condiciones en la garganta:

$$\text{Altura antes del salto hidráulico } (h_{AR}) = Q / (V_1 * W)$$

$$\text{Altura antes del salto hidráulico } (h_{AR}) = 0.0185 \text{ m}^3/\text{s} / (1.806 \text{ m/s} * (76.20/1000))$$

$$\text{Altura antes del salto hidráulico } (h_{AR}) = 0.1344 \text{ m}$$

$$\text{Número de Froude } (Nf) = V_1 / (g * h_{AR})^{0.5}$$

$$\text{Número de Froude } (Nf) = 1.806 \text{ m/s} / (9.81 \text{ m/s}^2 * 0.1344 \text{ m})^{0.5}$$

$$\text{Número de Froude } (Nf) = 1.579$$

3.4.3. Condiciones de salida.

$$\text{Altura después del resalto } (h_{DR}) = (h_{AR} / 2) [(1 + 8 Nf^2)^{0.5} - 1]$$

$$\text{Altura después del resalto } (h_{DR}) = (0.1344 \text{ m} / 2) [(1 + 8 * 1.579^2)^{0.5} - 1]$$

$$\text{Altura después del resalto } (h_{DR}) = 0.239 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida de carga} = h_1 + N - h_{DR}$$

$$\text{Pérdida de carga} = 0.2329 \text{ m} + (57/1000) \text{ m} - 0.239 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida de carga} = 0.050 \text{ m}$$

- Diseño de canaleta Parshall:

Elección de ancho de garganta (w)	76.2	mm
A	467	mm
B	457	mm
C	178	mm
D	259	mm
E	457	mm
L	152	mm
G	305	mm
K	25	mm
M	-	mm
N	57	mm
P	-	mm
X	25	mm
Y	38	mm

3.5. TANQUE IMHOFF

3.5.1. Dimensionamiento:

Temperatura media anual	26	°C
Población total a servir (P)	9,321	hab
Número de unidades (N)	2	c/u
Población servida (Pn)	4,661	hab
Aporte per cápita de aguas residuales (Apa)	84.0	lpd
Gasto (Qm)	391,482	lpd
Cámara de Sedimentación (n)	2	c/u
Carga superficial (Cs)	1.00	m ³ /m ² *h
Carga sobre el vertedero del efluente	24.0	m ³ /m ² *h
Tiempo de retención (Tr)	2.0	h
Longitud - Anchura (L <= 30 m) (Rel)	4.0	-
Pendiente del fondo (V/H) (Pf)	1 1/4	-
Abertura de comunicación entre compartimentos	0.25	m
Longitud del saliente	0.25	m
Velocidad del flujo	30.0	cm/min
Proyección horizontal del saliente	0.25	m
Por debajo de la superficie	0.30	m
Por encima de la superficie	0.30	m
Borde Libre	0.60	m
Ancho de abertura (bi)	0.75	m
Separación entre sedimentadores (s)	1.00	m
Porcentaje	21%	-
Factor de capacidad relativa (Fcr)	0.50	-
Cámara de digestión (nc)	2	c/u
Base menor de cámara de digestión (Bm)	1.00	m
Distancia libre hasta el nivel de lodos (DI)	0.40	m
Área superficial mínima total (Ast) = Qm/Cs		

$$\text{Área superficial mínima total (Ast)} = 391\,482 \text{ lpd} / (1.00 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h} * 1000 * 24)$$

$$\text{Área superficial mínima total (Ast)} = 16.3118 \text{ m}^2$$

$$\text{Área superficial mínima por sedimentador (Asu)} = \text{Ast}/n$$

$$\text{Área superficial mínima por sedimentador (Asu)} = 16.3118 \text{ m}^2 / 2$$

$$\text{Área superficial mínima por sedimentador (Asu)} = 8.1559 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen total de sedimentación (Vst)} = \text{Qm} \cdot \text{Tr}$$

$$\text{Volumen total de sedimentación (Vst)} = (391\,482 \text{ lpd} / 1000) \cdot (2 \text{ h} / 24)$$

$$\text{Volumen total de sedimentación (Vst)} = 32.6235 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen por sedimentador (Vsu)} = \text{Vst}/n$$

$$\text{Volumen por sedimentador (Vsu)} = 32.6235 \text{ m}^3 / 2$$

$$\text{Volumen por sedimentador (Vsu)} = 16.3118 \text{ m}^3$$

$$\text{Ancho del sedimentador (Bs)} = \left(\frac{\text{Asu}}{\text{Rel}} \right)^{0.5}$$

$$\text{Ancho del sedimentador (Bs)} = \left(\frac{8.1559}{4.0} \right)^{0.5}$$

$$\text{Ancho del sedimentador (Bs)} = 1.4279 \text{ m}$$

$$\text{Longitud del sedimentador (Ls)} = \text{Bs} \cdot \text{Rel}$$

$$\text{Longitud del sedimentador (Ls)} = 1.4279 \text{ m} \cdot 4.0$$

$$\text{Longitud del sedimentador (Ls)} = 5.7117 \text{ m}$$

$$\text{Altura triangular del sedimentador (Htrs)} = (\text{Bs}/2) \cdot \text{Pf}$$

$$\text{Altura triangular del sedimentador (Htrs)} = (1.4279 \text{ m} / 2) \cdot (1 \frac{1}{4})$$

$$\text{Altura triangular del sedimentador (Htrs)} = 0.8924 \text{ m}$$

$$\text{Área triangular del sedimentador (Transversal-Ats)} = \text{Bs} \cdot \text{Htrs} / 2$$

$$\text{Área triangular del sedimentador (Transversal-Ats)} = 1.4279 \text{ m} \cdot (0.8924 \text{ m} / 2)$$

$$\text{Área triangular del sedimentador (Transversal-Ats)} = 0.6371 \text{ m}^2$$

$$\text{Área rectangular del sedimentador (Transversal-Ars)} = (V_{su} \cdot \text{Ats} \cdot L_s) / L_s$$

$$\text{Área rectangular del sedimentador (Transversal-Ars)} = (16.3118 \text{ m}^3 - 0.6371 \text{ m}^2 \cdot 5.7117 \text{ m}) / 5.7117 \text{ m}$$

$$\text{Área rectangular del sedimentador (Transversal-Ars)} = 2.2188 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura rectangular del sedimentador (Hrs)} = \text{Ars} / B_s \cdot 1.15$$

$$\text{Altura rectangular del sedimentador (Hrs)} = 2.2188 \text{ m} / 1.4279 \text{ m} \cdot 1.15$$

$$\text{Altura rectangular del sedimentador (Hrs)} = 1.7853 \text{ m}$$

$$\text{Altura total del sedimentador (HTs)} = \text{Hrs} + \text{Htrs}$$

$$\text{Altura total del sedimentador (HTs)} = 1.7853 \text{ m} + 0.8924 \text{ m}$$

$$\text{Altura total del sedimentador (HTs)} = 2.6777 \text{ m}$$

$$\text{Área total del sedimentador (Transversal-AT)} = \text{Ats} + \text{Ars}$$

$$\text{Área total del sedimentador (Transversal-AT)} = 0.6371 \text{ m}^2 + 2.2188 \text{ m}^2$$

$$\text{Área total del sedimentador (Transversal-AT)} = 2.8559 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad de flujo horizontal (Vs)} = Q_m / (n \cdot \text{AT})$$

$$\text{Velocidad de flujo horizontal (Vs)} = (391\,482 \text{ lps} / 1000 \cdot 24) / (2 \cdot 2.8559 \text{ m}^2)$$

$$\text{Velocidad de flujo horizontal (Vs)} = 2.8558 \text{ cm/min}$$

3.5.2. Cámara de digestión (nc):

$$\text{Volumen de almacenamiento total (Vdt)} = 70 \cdot P_n \cdot F_{cr} / 1000$$

$$\text{Volumen de almacenamiento total (Vdt)} = 70 \cdot 4\,661 \text{ hab} \cdot 0.50 / 1000$$

$$\text{Volumen de almacenamiento total (Vdt)} = 163.1350 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de almacenamiento por cámara (Vdc)} = Vdt/nc$$

$$\text{Volumen de almacenamiento por cámara (Vdc)} = 163.1350 \text{ m}^3 * 2$$

$$\text{Volumen de almacenamiento por cámara (Vdc)} = 81.5675 \text{ m}^3$$

$$\text{Base mayor de cámara de digestión (BM)} = (Bs+2bi+s)+2*n*0.15$$

$$\text{Base mayor de cámara de digestión (BM)} = (1.4279\text{m}+2(0.75\text{m})+1\text{m})+2*2*0.15$$

$$\text{Base mayor de cámara de digestión (BM)} = 4.5279 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de la cámara (Lc)} = Ls/2$$

$$\text{Longitud de la cámara (Lc)} = 5.7117 \text{ m} / 2$$

$$\text{Longitud de la cámara (Lc)} = 2.8559 \text{ m}$$

$$\text{Altura trapezoidal (Htc)} = [(BM-Bm)/2]*Pfc$$

$$\text{Altura trapezoidal (Htc)} = [(4.5279 \text{ m} - 1 \text{ m})/ 2] * 1/2$$

$$\text{Altura trapezoidal (Htc)} = 0.8820 \text{ m}$$

$$\text{Volumen trapezoidal (Vt)} = (Htc/3) (Lc*BM+Bm^2) + (Lc*BM+Bm^2)^{(1/2)}$$

$$\text{Volumen trapezoidal (Vt)} = (0.882\text{m}/3)(2.86\text{m}*4.53\text{m}+(1\text{m})^2) + ((2.86\text{m}*4.53\text{m}+(1\text{m})^2)^{0.5})$$

$$\text{Volumen trapezoidal (Vt)} = 6.2397 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen rectangular (Vr)} = Vdc-Vt$$

$$\text{Volumen rectangular (Vr)} = 81.5675 \text{ m}^3 / 6.2397 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen rectangular (Vr)} = 13.0723 \text{ m}^3$$

$$\text{Altura de lodos en zona rectangular (Hrc)} = Vr/(Lc*BM)$$

$$\text{Altura de lodos en zona rectangular (Hrc)} = 13.0723 \text{ m}^3 / (2.8556 \text{ m} * 4.5279 \text{ m})$$

Altura de lodos en zona rectangular (Hrc) = 5.3192 m

Altura total de la cámara de digestión (HTc) = Htc+Hrc+DI

Altura total de la cámara de digestión (HTc) = 0.8820m + 5.3192 m 0.40 m

Altura total de la cámara de digestión (HTc) = 6.7058 m

Altura total del tanque = HTs+HTc+0.60m

Altura total del tanque = 2.6777 m + 6.7058 m + 0.60 m

Altura total del tanque = 9.9835 m

3.6. LECHO DE SECADO

3.6.1. Diseño de lecho de secado

% de humedad del sólido (Pr)	90%	%
Densidad relativa de lodos (Dr)	1.04	-
Área requerida	0.09	m ² /hab
Población servida (P)	9321	hab
Carga de sólidos secos (Cs)	134	kg/m ² /año
Sólidos suspendidos (SS)	253	mg/l
Período de limpieza del tanque (T)	1.0	meses
Sólidos suspendidos (SS)	253	mg/l
Caudal (Q)	783.0	m ³ /d
Sólidos Suspendidos	253	mg/l
DBO5 en el afluente	270	mg/l
Coliformes fecales en el afluente	1.6E+07	NMP/100ml
% de remoción de DBO5	50%	-
DBO5 en el efluente	135	mg/l
% de remoción de coliformes fecales	20%	-
Coliformes fecales en el efluente	1.28E+07	NMP/100ml
Espesor de la capa (E)	0.20	m
Ancho (B)	6.0	m
Número de unidades (N)	1	c/u

Carga de sólidos en el sedimentador (C) = Q*SS

Carga de sólidos en el sedimentador (C) = 783 m³/d * 1000 * (253 mg/l / 10⁶)

Carga de sólidos en el sedimentador (C) = 198.0763 kgSSdía

Masa de sólidos totales desechados al día (Px) = (0.5*0.7*0.5*C) + (0.5*0.3*C)

Masa de sólidos totales desechados al día (Px) = (0.5*0.7*0.5*198.0763 kgSSdía) + (0.5*0.3*198.0763 kgSSdía)

Masa de sólidos totales desechados al día (Px) = 64.4312 kgSSdía

Masa de sólidos totales desechados al año (Pa) = Px*365

Masa de sólidos totales desechados al año (Pa) = 64.4312 kgSSdía * 365

Masa de sólidos totales desechados al año (Pa) = 23 517.3880 kg/año

Volumen de lodos por día (Vd) = Px/(1000*Dr*(1-Pr))

Volumen de lodos por día (Vd) = 64.4312 kgSSdía/(1000*1.04*(1-0.90))

Volumen de lodos por día (Vd) = 0.6195 m³/día

Volumen de lodos a evacuar (Vt) = Vd*T*30

Volumen de lodos a evacuar (Vt) = 0.62 m³/día * 1 * 30

Volumen de lodos a evacuar (Vt) = 18.60 m³

Área requerida (Ar) = Vt/E

Área requerida (Ar) = 18.60 m³ / 0.20 m

Área requerida (Ar) = 93.00 m²

Longitud (L) = Ar/B ≤ 60 m según Guía INAA

Longitud (L) = 93 m² / 6 m

Longitud (L) = 15.50 m

Carga de sólidos secos (Cs) = Pa/Ar ≈ Cs de Guía INAA

Carga de sólidos secos (Cs) = 23 517.3880 kg/año / 93 m²

Carga de sólidos secos (Cs) = 252.8751 kg/m²/año

Área per cápita (Ap) = (N*L*B)/P

Área per cápita (Ap) = (1 * 15.50 m * 6.0 m) / 9321 hab

Área per cápita (Ap) = 0.01 m²/hab

3.7. LAGUNA FACULTATIVA

3.7.1. Diseño de laguna facultativa:

Población total a servir (P)	9321.00	hab
Caudal (Qm)	782.96	m ³ /d
Temperatura crítica del aire en invierno (Tai)	26.00	°C
Temperatura crítica del agua al entrar (Ta)	28.33	°C
DBO5 en el afluente (So)	135.00	mg/l
Coliforme fecales en el afluente (CFA)	1.28E+07	NMP/100 ml
Número de lagunas (N)	1.00	Unid.
Altura de laguna (h)	2.50	m
Relación largo/ancho (L/B)	3.50	-
Talud Interno de Laguna (z)	0.33	m
Constante de Biodegradación de la Materia Orgánica a 20°C (K20°C)	0.28	día-1
Constante de Reacción de Primer Orden a Temperatura Ambiente (Kd)	0.56	día-1
Coefficiente de Mortandad de Coliformes Fecales (Kb)	1.48	-
Factor "a"	3.39	-

Carga Total Aplicada (CTA) = So*Qm

Carga Total Aplicada (CTA) = (135.00 mg/l * 782.96 m³/día*1000)/10⁶

Carga Total Aplicada (CTA) = 105.6996 Kg DBO/día

Caraga Superficial Máxima (CSmax) = 357.4*1.085^(Ta-20°C)

Caraga Superficial Máxima (CSmax) = 357.4*1.085^(28.33-20°C)

Caraga Superficial Máxima (CSmax) = 705.21 KgDBO/Ha*día

Carga Superficial Aplicada (CSA) = Csmax*0.8

Carga Superficial Aplicada (CSA) = 705.21 KgDBO/Ha*día * 0.8

Carga Superficial Aplicada (CSA) = 166.6764 KgDBO/Ha*día

3.7.2. Dimensionamiento de laguna:

Área total de laguna (AT) = CTA/CSA

Área total de laguna (AT) = 105.6996 Kg DBO/día / 166.6764 KgDBO/Ha*día

Área total de laguna (AT) = 0.6342 Ha

Área total de laguna (AT) = 6341.6063 m²

Ancho (B) = (A/(L/B))^(1/2)

Ancho (B) = ((6341.6063 m²)/(3.50))^{0.5}

Ancho (B) = 42.5663 m

Longitud (L) = L/B*B

Longitud (L) = 3.5 * 42.5363 m

Longitud (L) = 148.9820 m

Ancho Interior (b) = B-(2*h/z)

Ancho Interior (b) = 42.5663 m – (2 *1/0.33m)

Ancho Interior (b) = 27.4148 m

Longitud Interior (l) = L-(2*h/z)

Longitud Interior (l) = 148.9820 m – (2*2.5m/0.33m)

Longitud Interior (l) = 133.9789 m

$$\text{Volumen de laguna (V)} = h/6 * (B(2L+l)+b(2l+L))$$

$$\text{Volumen de laguna (V)} = 2.5\text{m}/6 * (42.53\text{m} (2*148.982\text{m}+133.98\text{m})+27.42\text{m} (2*133.98\text{m}+148.982\text{m}))$$

$$\text{Volumen de laguna (V)} = 12\,450.0198 \text{ m}^3$$

$$\text{Período de retención (Pr)} = V/(Q_m/N)$$

$$\text{Período de retención (Pr)} = 12\,450.0198 \text{ m}^3 / (782.96 \text{ m}^3/\text{d})$$

$$\text{Período de retención (Pr)} = 15.90 \text{ días}$$

3.7.3. Modelo de Marais Show

$$\text{DBO Remanente en el Efluente (S)} = S_0 / (1 + K_d * Pr)$$

$$\text{DBO Remanente en el Efluente (S)} = 135.00 \text{ mg/l} / (1 + 0.56 * 15.90)$$

$$\text{DBO Remanente en el Efluente (S)} = 13.66 \text{ mg/l}$$

$$\text{Porcentaje Remanente de DBO5 en el Efluente (\%S)} = S/S_0 * 100$$

$$\text{Porcentaje Remanente de DBO5 en el Efluente (\%S)} = 13.66 / 135 * 100$$

$$\text{Porcentaje Remanente de DBO5 en el Efluente (\%S)} = 10.12$$

$$\text{Porcentaje Removido DBO5 del Afluente} = 100 - \%S$$

$$\text{Porcentaje Removido DBO5 del Afluente} = 100 - 10.12$$

$$\text{Porcentaje Removido DBO5 del Afluente} = 89.98 \%$$

3.7.4. Modelo CEPIS (Dr. Yanez):

$$\text{Carga Superficial Removida (CSremov)} = 7.67 + 0.806 * C_{SA}$$

$$\text{Carga Superficial Removida (CSremov)} = 7.67 + 0.806 * 166.6764$$

Carga Superficial Removida (CSremov) = 142.0123 KgDBO/Ha*día

Carga Superficial Remanente (CSreman) = CSA-CSremov

Carga Superficial Remanente (CSreman) = 166.6764 - 142.0123

Carga Superficial Remanente (CSreman) = 24.67 KgDBO/Ha*día

Carga Total Aplicada en el Efluente (CTefluente) = CSreman * AT

Carga Total Aplicada en el Efluente (CTefluente) = 24.67*0.63 Ha

Carga Total Aplicada en el Efluente (CTefluente) = 15.64 Ha

Concentración DBO5 en el Efluente (Sefluente) = CTefluente/Qm

Concentración DBO5 en el Efluente (Sefluente) = 15.64Ha*1000 / 782.96m³/día

Concentración DBO5 en el Efluente (Sefluente) = 19.98 mg/l

3.8. REMOCIÓN DE COLIFORMES FECALES

3.8.1. Modelo de Marais Show

Coliformes Fecales Remanente en el Efluente (CFRE) = CFA/(1+Kb+Pr)

Coliformes Fecales Remanente en el Efluente (CFRE) = 1.28E+07 / (1+1.48+15.90)

Coliformes Fecales Remanente en el Efluente (CFRE) = 6.97 * 10⁵ NMP/100 ml

Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente (%CFRE) = CFRE/CFA*100

Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente (%CFRE) = 6.97 * 10⁵ / 1.28*10⁷*100

Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente (%CFRE) = 5.4399 %

Porcentaje de Coliformes Fecales Removido = 100 - %CFRE

Porcentaje de Coliformes Fecales Removido = 100 - 5.44

Porcentaje de Coliformes Fecales Removido = 94.56 %

3.8.2. Modelo Thirimurty

$$\text{Coliformes Fecales Remanente en el Efluente (CFRE)} = (\text{CFA} * 4 * a * e^{((1a)/2d)}) / (1+a)^2$$

$$\text{Coliformes Fecales Remanente en el Efluente (CFRE)} = (1.28 * 10^7 * 4 * 3.39 * e^{((1-3.39)/2 * 0.27)}) / (1+3.39)^2$$

$$\text{Coliformes Fecales Remanente en el Efluente (CFRE)} = 1.40 * 10^5 \text{ NMP/100 ml}$$

$$\text{Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente (\%CFRE)} = \text{CFRE} / \text{CFA} * 100$$

$$\text{Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente (\%CFRE)} = 1.40 * 10^5 / 1.28 * 10^7 * 100$$

$$\text{Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente (\%CFRE)} = 1.10 \%$$

$$\text{Porcentaje de Coliformes Fecales Removido} = 100 - \%CFRE$$

$$\text{Porcentaje de Coliformes Fecales Removido} = 100 - 1.10$$

$$\text{Porcentaje de Coliformes Fecales Removido} = 98.90 \%$$

3.9. BIOFILTRO

3.9.1 Área requerida, tiempo de retención y cargas:

Caudal medio (Q)	783.0	m ³ /d
Temperatura crítica del aire en invierno (T _{ai})	26.0	°C
Temperatura crítica del agua al entrar (T _a)	28.3	°C
Constante de biodegradación de la materia orgánica a 20°C (K ₂₀)	1.500	d ⁻¹
Constante de reacción de 1 ^{er} orden a temperatura ambiente (K _t)	2.438	d ⁻¹
DBO ₅ en el afluente (D _a)	135	mg/l
DBO ₅ esperado en el efluente (D _e)	5	mg/l
Coliformes fecales en el afluente (C _a)	1.28E+07	NMP/100ml
Coliformes fecales en el efluente (C _e)	9.00E+02	NMP/100ml
Profundidad promedio del agua(Y)	0.65	m
Constante óptima de remoción para medio con zona de raíces completamente desarrollada (K _o)	1.839	d ⁻¹
Medio Filtrante: Grava Media		
Tamaño efectivo (TE)	32	mm
Porosidad (p)	0.40	-
Conductividad hidráulica (K _s)	10000	m ³ /m ² /día
Espesor de capa (Y ₁)	0.12	m
Conductividad térmica (K ₁)	0.05	K (W/m*°C)
Espesor de capa (Y ₂)	0.10	m
Conductividad térmica (K ₂)	1.50	K (W/m*°C)
Espesor de capa (Y ₃)	0.65	m
Conductividad térmica (K ₃)	2.00	K (W/m*°C)
Capacidad de calor específico del agua (C _p)	4,187	J/Kg*°C
Densidad del agua (d)	1,000	Kg/m ³
Número de celdas (N)	3	c/u
Pendiente de fondo del lecho (S)	0.006	m/m
Cant. de coliformes fecales en el afluente	1.28E+07	NMP/100ml
Cant. de coliformes fecales en el efluente	9.00E+02	NMP/100ml
Cant. de DBO en el afluente	135	mg/l
Cant. esperada de DBO en el efluente	0.009	mg/l

Área requerida para remover DBO (A_{req1}) = Q*ln(D_a/D_e)/(Y*p*K_t)

Área requerida para remover DBO (A_{req1}) = 783*ln(135/5)/(0.65*0.40*2.438)

Nathan Zamora

Victor Meléndez

Área requerida para remover DBO (Areq1) = 4071.08 m²

Área requerida para remover coliformes (Areq2) = $Q \cdot \ln(Ca/Ce) / (Y \cdot p \cdot Kt)$

Área requerida para remover coliformes (Areq2) = $783 \cdot \ln(1.28 \cdot 10^7 / 9 \cdot 10^2) / (0.65 \cdot 0.40 \cdot 2.438)$

Área requerida para remover coliformes (Areq2) = 11 811.86 m²

Área superficial requerida (As) = Mayor (Areq1, Areq2)

Área superficial requerida (As) = Mayor (4071.08 m², 11 811.86 m²)

Área superficial requerida (As) = 11 811.86 m²

Tiempo de retención hidráulica (TRH) = $(As \cdot Y \cdot p) / Q$, 3 – 4

Tiempo de retención hidráulica (TRH) = $(11\ 811.86 \text{ m}^2 \cdot 0.65 \cdot 0.40) / 783$

Tiempo de retención hidráulica (TRH) = 3.92 días

Carga orgánica (Corg) = $(Da \cdot Y \cdot p) / TRH \cdot 10$; < 112 KgDBO/ha.día

Carga orgánica (Corg) = $(135 \cdot 0.65 \cdot 0.40) / 3.92 \cdot 10$

Carga orgánica (Corg) = 89.5102 KgDBO/ha.día < 112 KgDBO/ha.día

Carga hidráulica (Ch) = $(Q / As) \cdot 10000$

Carga hidráulica (Ch) = $(783 / 11\ 811.86 \text{ m}^2) \cdot 10000$

Carga hidráulica (Ch) = 662.9014 m³/ha.día

3.9.2. Temperatura promedio del agua:

Coeficiente de transferencia de calor (U) = $1 / [(y1/k1) + (y2/k2) + (y3/k3)]$

Coeficiente de transferencia de calor (U) = $1 / [(0.12/0.05) + (0.10/1.50) + (0.65/2.00)]$

Coeficiente de transferencia de calor (U) = 0.36

$$\text{Energía perdida vía conducción a la atmósfera (qL)} = (T_a - T_{ai}) \cdot U \cdot A_s \cdot TRH$$

$$\text{Energía perdida vía conducción a la atmósfera (qL)} = (28.3 - 26) \cdot 0.36 \cdot 11\,811.86 \cdot 3.92$$

$$\text{Energía perdida vía conducción a la atmósfera (qL)} = 3.34 \cdot 10^9 \text{ J}$$

$$\text{Energía ganada por el agua (qG)} = C_p \cdot d \cdot A_s \cdot Y \cdot p$$

$$\text{Energía ganada por el agua (qG)} = 4\,187 \cdot 1000 \cdot 11\,811.86 \cdot 0.65 \cdot 0.40$$

$$\text{Energía ganada por el agua (qG)} = 1.298 \cdot 10^{10} \text{ J/}^\circ\text{C}$$

$$\text{Cambio de temperatura proveniente de pérdidas y ganancias (Tc)} = qG/qL$$

$$\text{Cambio de temperatura proveniente de pérdidas y ganancias (Tc)} = 3.34 \cdot 10^9 / 1.298 \cdot 10^{10}$$

$$\text{Cambio de temperatura proveniente de pérdidas y ganancias (Tc)} = 0.26 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\text{Temperatura del efluente (Te)} = T_a - T_c$$

$$\text{Temperatura del efluente (Te)} = 28.3 - 0.26$$

$$\text{Temperatura del efluente (Te)} = 28.04 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\text{Temperatura promedio del agua en el humedal (Tm)} = (T_a - T_e)/2$$

$$\text{Temperatura promedio del agua en el humedal (Tm)} = (28.3 - 0.26)/2$$

$$\text{Temperatura promedio del agua en el humedal (Tm)} = 14.02 \text{ }^\circ\text{C}$$

3.9.3 Dimensionamiento de celdas:

$$\text{Área superficial de cada celda (Asunit)} = A_s/N$$

$$\text{Área superficial de cada celda (Asunit)} = 11\,811.86 / 3$$

$$\text{Área superficial de cada celda (Asunit)} = 3937.2867 \text{ m}^2$$

$$\text{Caudal de cada celda (Qunit)} = Q/N$$

$$\text{Caudal de cada celda (Qunit)} = 783 / 3$$

$$\text{Caudal de cada celda (Qunit)} = 261 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Área de la sección transversal (At)} = Q_{\text{unit}}/(s \cdot K_s \cdot 0.1)$$

$$\text{Área de la sección transversal (At)} = 261/(0.006 \cdot 10000 \cdot 0.1)$$

$$\text{Área de la sección transversal (At)} = 43.5111 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho unitario (B)} = A_t/Y$$

$$\text{Ancho unitario (B)} = 43.5111 / 0.65$$

$$\text{Ancho unitario (B)} = 66.92 \text{ m}$$

$$\text{Longitud unitaria (L)} = A_{\text{sunit}}/B$$

$$\text{Longitud unitaria (L)} = 3937.2867 \text{ m}^2 / 66.92 \text{ m}$$

$$\text{Longitud unitaria (L)} = 58.8051 \text{ m}$$

$$\text{Altura total (H)} = Y_1 + Y_2 + Y_3$$

$$\text{Altura total (H)} = 0.12 + 0.10 + 0.65$$

$$\text{Altura total (H)} = 0.87 \text{ m}$$

3.9.4. Remoción:

$$\text{Remoción de coliformes fecales del biofiltro} = (1.28 \cdot 10^7 - 9.0 \cdot 10^2) / 1.28 \cdot 10^7$$

$$\text{Remoción de coliformes fecales del biofiltro} = 99.9999\%$$

$$\text{Remoción de DBO del biofiltro} = (135 - 0.009) / 135$$

$$\text{Remoción de DBO del biofiltro} = 99.9999 \%$$

CAPÍTULO V: RESULTADOS CAUDAL DE LA RED HIDROSANITARIA

5.1 Proyección de población

5.1.1. Población base

La población base utilizada fue la que se obtuvo del Censo Poblacional realizado en la ciudad.

Población base = 4,684 habitantes

Total de casas = 781

Índice Poblacional directo = 5.9974 hab/casa

Índice Poblacional utilizado = 6 hab/casa

Proyección de la población

Año	Tasa de crecimiento	Proyección (habitantes)
2016	3	4684
2036	3	9321

Tabla 13. Proyección de la población beneficiada. Fuente: Elaboración propia de los autores

Densidad poblacional a 20 años = 68 hab/ha

Densidad poblacional actual = 69 hab/ha

Densidad poblacional utilizada = 100 hab/ha

5.1.2. Consumo y aporte per cápita de aguas residuales

La dotación de agua potable para el municipio es de 100 gppd .La dotación para el diseño del alcantarillado se estableció en 618gppd por ser la población a 9321 habitantes; el factor de retorno se dejó en 80% y por ende la aportación se calculada fue de 19.57 gppd. Según datos de ENACAL **ver en anexos Tabla de cálculo de caudal pag 112.**

5.2. Sistema de Recolección

5.2.1 Descripción general

A continuación se detallan las características constructivas y técnicas de la propuesta. El área de estudio considerada fue de 137 hectáreas (Ha).

A.) Propuesta Sistema de Tratamiento Convencional

En este diseño se utilizaron diámetros que van desde 4"(100mm) hasta 12"(300mm). El coeficiente de rugosidad de Manning se estableció en 0.013 para las tuberías de concreto y para las tuberías PVC se utilizó un coeficiente de 0. Las excavaciones promedio varían entre 3 y 4 metros con una excavación mínima de 1.5m; la cobertura mínima es de 1.20m para el Sistema Convencional (SC).

El área a drenar es de 137 Ha con cobertura del 85.87 % (8 004 hab) sobre la población total proyectada para el final del período de diseño. Se espera un caudal de diseño de 14.68 litros por segundo (979 m³/día) al final de 20 años.

Físicamente la red cubre la mayor parte del área urbana y una parte del área rural, sin embargo, existen algunos barrios dentro de los micros – regiones que no fueron considerados para la cobertura ni se tomaron en cuenta para el diseño de las alcantarillas.

CONCLUSIONES

Podemos decir que con el presente trabajo se obtuvo datos sobre el crecimiento poblacional mediante un censo realizado en el municipio lo que nos ayudó conocer los datos de la población futura, también; el levantamiento topográfico nos reveló datos sobre el relieve de la zona, lo que nos condujo al análisis de diferentes propuestas de diseño y la escogencia de la mejor alternativa. La planta de tratamiento de las aguas negras del municipio de Villa el Carmen está ubicada a una distancia 1km de fuera de municipio en dirección noroeste, se ubicó de manera que el agua tratada que saliera de la planta fuera vertida a un riachuelo que pasa por el lugar, asimismo se prevé que los olores que provengan de la planta de tratamiento sean disipado por las ráfagas de viento y no sean un perjuicio para la población.

La alternativa propuesta es un sistema de alcantarillado convencional simplificado que para el caso de Villa el Carmen es la mejor alternativa ya que el ordenamiento del municipio lo permite, además es una de las vías más económicas de poder evacuar las aguas negras ya que se reduce los diámetros de las tuberías y los equipamientos para el mantenimiento de la red.

Se propuso y diseñó como Sistema de tratamiento un arreglo de Lagunas de Estabilización a base de Biofiltro de planta Taiwán debido a la eficiencia de remoción de elementos nocivos para la salud, además por el rápido crecimiento de su follaje y su utilización final. En el caso del tanque Imhoff es el mejor método para lograr una buena recepción y sedimentación de sólidos para que sean procesados anaeróbicamente gracias a su geometría las diferentes recamaras de captación que posee que permiten separar con eficacia los sólidos, líquidos y gases los cuales serán liberados al exterior sin mucho riesgo para la vida. Por esas razones los tanques Imhoff han sido utilizados en muchas de las opciones de tratamiento de aguas residuales desde que se inventó en 1925 por Karl Imhoff según las *Guías para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización. OPS/OMS*.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda elaborar un plan de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento, así como, elaborar una guía de trabajo para los períodos de mantenimiento.
2. Se recomienda realizar estudios de la calidad de la purificación del agua que será depositada al río, para saber el grado de toxicidad en ella y descartar posibles afectaciones al ecosistema local.
3. Se recomienda la realización detallada de un estudio de infiltración del agua a la alcaldía de Villa el Carmen para poder conocer los efectos que se producirán en las aguas subterráneas en el área circundante.
4. Se recomienda hacer un estudio para lo que es el manejo de los lodos para descubrir su nivel y calidad de químicos presentes en ellos, ya que se pretende venderlo como abono orgánico a los agricultores locales.
5. Realizar estudios de suelo en el sitio donde quedarán las bases de la estructura aérea propuesta. Para la eliminación de lodos, se recomienda construir una laguna de secado cercana al sitio.
6. Se recomienda la realización detallada de un presupuesto total del proyecto previo a su construcción, pues nosotros no elaboramos un presupuesto dado a que la alcaldía nos informaron que ellos se encargarían ese trabajo. Se debe dar una educación previa a la población que utilizará el sistema para evitar que por desconocimiento obstruyan las alcantarillas.

7. Se recomienda al ENACAL como institución rectora de Acueductos y Alcantarillados, gestionar fondos (con ONG's o el gobierno) para que se utilicen en la compra de accesorios sanitarios (inodoros y lavaderos principalmente) para los pobladores de escasos recursos (dinero que puede ser en calidad de préstamo), ya que muchas veces no es posible conectarse a la red debido a este problema. De esta forma ENACAL garantizaría verdaderamente la cobertura y accesibilidad al servicio de alcantarillado sanitario, que muchos beneficios trae a una comunidad.

8. Se recomienda el uso del agua residual para fines agrícolas, ya que se ha demostrado en un estudio en el departamento de Carazo que su uso en el riego de las siembras promueve y mejora de un 40% hasta un 60% la producción de los cultivos.

ANEXOS

6.1. ESPECIFICACIONES TECNICAS

6.1.1. Compactación.

Cada capa de relleno se compactará a un peso volumétrico seco no menor del 85% del peso máximo obtenido de la manera recomendada en las especificaciones ASTM D69858T.

En zanjas donde se requiera el reemplazo del pavimento o adoquinado, estas se compactarán a un peso volumétrico seco no menor del 95% del peso volumétrico seco máximo.

6.2. Tablas de diseño

Villa "El Carmen"

$$H = 1 + (14 / (4 + P^{0.75}))$$

Población*	CPD			Factor Harmon	Caudales de Aguas Residuales					
					Caudal Medio			Caudal Máximo		
	lpd	m ³ /d	l/s		lpd	m ³ /d	l/s	lpd	m ³ /d	l/s
9,321	978,705	979	11.33	2.98	782,964	783	9.06	2,337,118	2,337	27.05

* Población de saturación

Dotación (lppd) 105.00 GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (Tabla 3.2)

Coefficiente de Retorno 80%

INFORMACION BASICA DE DISEÑO

Concentración de mat. orgán. producida	270 mg DBO ₅ /l
Coliformes Fecales	1.6E+07 NMP/100ml
Sólidos suspendidos	253 mg/l

DBO5 (mg/l)
 DBO5 (Kg/d)
 Coliformes Fecales (NMP/100ml)
 Temp Promedio Mensual
 Mínima

Localidades Semejantes

Parámetro	Rivas	Masaya	Managua
DBO5 (mg/l)	152	270	306
Coliformes fecales (NMP/100ml)	-	1.6E+07	2.06E+07
Sólidos suspendidos (mg/l)		253	188

Tabla 4: Promedio de los análisis efectuados en la planta piloto de Masaya

Parámetro	Afluente	Salida T. Imhoff	BF I	BF II	BF III	BF IV	% de remoción*
DBO5, (mg/l)	270	80	8	6	5	5	97.4
DQO, (mg/l)	653	239	46	34	28	34	94.5
N-total, (mg/l)	34	33	27	22	20	20	34.5
Fósforo total, (mg/l)	6.1	5.4	4.7	4.3	4.5	4.4	26.6
Sólidos Suspendidos, (mg/l)	253	56	6	7	8	7	97.2
E. Coli, (NMP/100 ml)	1.6E+07	3.4E+06	1.3E+05	4.15E+04	1.5E+04	1.2E+05	99.52

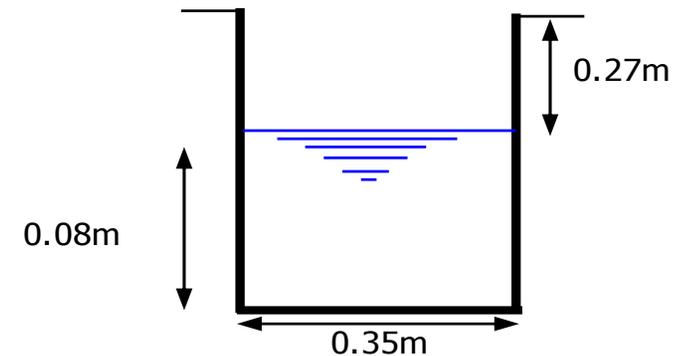
AÑO	POBLACION (HAB)	DOTACION (l/p-d)	CONSUMO (M ³ /D)		DEMANDA PROMEDIO		Factor Retorno	Agua Residual (l/s)			Factor Harmon		Q Máximo (l/s)	Q Mínimo (l/s)
			DOMICILIAR	INSTITUCIONAL	(m ³ /d)	(l/s)		Doméstica	Otros	Total	Calculado	Selecciona do		
2005	3,037	100	303.7	49	352	4.08	0.80	2.81	0.45	3.26	3.44	3.00	8.89	0.65
2006	3,113	100	311.3	50	361	4.18	0.80	2.88	0.46	3.34	3.43	3.00	9.11	0.67
2007	3,191	100	319.1	51	370	4.28	0.80	2.95	0.47	3.43	3.42	3.00	9.34	0.69
2008	3,271	100	327.1	52	379	4.39	0.80	3.03	0.48	3.51	3.41	3.00	9.57	0.70
2009	3,352	100	335.2	54	389	4.50	0.80	3.10	0.50	3.60	3.40	3.00	9.81	0.72
2010	3,436	100	343.6	55	399	4.61	0.80	3.18	0.51	3.69	3.39	3.00	10.05	0.74
2011	3,522	100	352.2	56	409	4.73	0.80	3.26	0.52	3.78	3.38	3.00	10.31	0.76
2012	3,610	100	361.0	58	419	4.85	0.80	3.34	0.53	3.88	3.37	3.00	10.56	0.78
2013	3,700	100	370.0	59	429	4.97	0.80	3.43	0.55	3.97	3.36	3.00	10.83	0.79
2014	3,793	100	379.3	61	440	5.09	0.80	3.51	0.56	4.07	3.35	3.00	11.10	0.81
2015	3,888	100	388.8	62	451	5.22	0.80	3.60	0.58	4.18	3.34	3.00	11.37	0.84
2016	3,985	100	398.5	64	462	5.35	0.80	3.69	0.59	4.28	3.33	3.00	11.66	0.86
2017	4,084	100	408.4	65	474	5.48	0.80	3.78	0.61	4.39	3.33	3.00	11.95	0.88
2018	4,187	100	418.7	67	486	5.62	0.80	3.88	0.62	4.50	3.32	3.00	12.25	0.90
2019	4,291	100	429.1	69	498	5.76	0.80	3.97	0.64	4.61	3.31	3.00	12.56	0.92
2020	4,398	100	439.8	70	510	5.91	0.80	4.07	0.65	4.72	3.30	3.00	12.87	0.94
2021	4,508	100	450.8	72	523	6.05	0.80	4.17	0.67	4.84	3.29	3.00	13.19	0.97
2022	4,621	100	462.1	74	536	6.20	0.80	4.28	0.68	4.96	3.28	3.00	13.52	0.99
2023	4,737	100	473.7	76	549	6.36	0.80	4.39	0.70	5.09	3.27	3.00	13.86	1.02
2024	4,855	100	485.5	78	563	6.52	0.80	4.50	0.72	5.21	3.26	3.00	14.21	1.04
2025	4,976	100	497.6	80	577	6.68	0.80	4.61	0.74	5.35	3.25	3.00	14.56	1.07
2026	5,101	105	535.6	86	621	7.19	0.80	4.96	0.79	5.75	3.24	3.00	15.67	1.15
2027	5,228	105	549.0	88	637	7.37	0.80	5.08	0.81	5.90	3.23	3.00	16.06	1.18
2028	5,359	105	562.7	90	653	7.55	0.80	5.21	0.83	6.04	3.22	3.00	16.46	1.21
2029	5,493	105	576.8	92	669	7.74	0.80	5.34	0.85	6.19	3.21	3.00	16.88	1.24
2030	5,630	105	591.2	95	686	7.94	0.80	5.47	0.88	6.35	3.20	3.00	17.30	1.27
2031	5,771	105	606.0	97	703	8.14	0.80	5.61	0.90	6.51	3.19	3.00	17.73	1.30
2032	5,915	105	621.1	99	721	8.34	0.80	5.75	0.92	6.67	3.18	3.00	18.17	1.33
2033	6,063	105	636.7	102	739	8.55	0.80	5.89	0.94	6.84	3.17	3.00	18.63	1.37
2034	6,215	105	652.6	104	757	8.76	0.80	6.04	0.97	7.01	3.16	3.00	19.09	1.40
2035	6,370	105	668.9	107	776	8.98	0.80	6.19	0.99	7.18	3.15	3.00	19.57	1.44

Tabla de Cálculo de Caudal. Autoría propia

CANAL RECTANGULAR

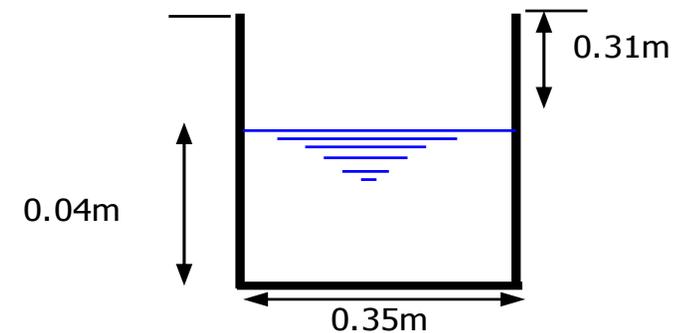
Caudal Máximo

Datos :			Cálculo :		
Ancho :	0.350	m	Área :	0.030	m ²
Borde Libre	0.266	m	Velocidad	0.62	m/s
Tirante :	0.085	m	Caudal :	18.45	l/s
Pendiente :	0.003	m/m	b/y :	4.14	s/d
C. Rugosida	0.013	s/d	h total :	0.350	m
			Q buscado:	27.05 lps	-8.60 lps



Caudal Medio

Ancho :	0.350	m	Área :	0.014	m ²
Borde Libre	0.309	m	Velocidad	0.44	m/s
Tirante :	0.041	m	Caudal :	6.25	l/s
Pendiente :	0.003	m/m	b/y :	8.54	s/d
C. Rugosida	0.013	s/d	h total :	0.350	m
			Q buscado:	9.06 lps	-2.81 lps



REJILLA DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

CRITERIOS DE DISEÑO

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio Aplicado
Qdis	18.360	l/s	Qdis=Qmed*H	Qdis=Qmáx
	0.01836	m ³ /s		
Qmed	6.120	l/s	Qmed=CPD*80%	
	0.00612	m ³ /s		
Pendiente longitudinal del canal	0.003	m/m	-	Propuesta
Inclinación de rejilla (q)	45	°	-	Entre 45° y 60° con la horizontal
Coefficiente de Manning (n) para concreto	0.013	-	-	
Factor de forma de barras (b)	1.79	-	-	Para barras circulares = 1.79
Separación entre barras (a)	4	cm	-	Entre 2.5 y 5 cm
Espesor de barras (t)	0.938	cm	-	Entre 0.5 y 1.5 cm
Proyección vertical libre del canal (BL)	0.25	m	-	≥ a 25 cm
Ancho de canal (Bc)	0.35	m	-	Propuesto

DISEÑO DE REJILLA

Cálculo	Valor	Unidad	Criterio Aplicado/Comentario
CANAL DE ENTRADA			
Altura Máxima (Hmáx)	0.085	m	Tirante max de rejillas
Altura Media (Hmed)	0.041	m	Tirante med de rejillas
Velocidades aguas arriba de la rejilla			
Velocidad máxima (Vmáx)	0.62	m/s	Vmáx=Qmáx/(Bc*Hmáx) Entre 0.40 y 0.75 m/s
Velocidad media (Vmed)	0.43	m/s	Vmed=Qmed/(Bc*Hmed) Entre 0.40 y 0.75 m/s
Longitud del Canal de Entrada	1.23	m	3.5*Bc Propuesta. Aproximadamente L=3.5B

REJILLA

Área total mojada (At)	0.0296	m ²	At=Bc*Hmax	
Eficiencia (E)	0.81	-	E=a/(a+t)	Entre 0.60 y 0.85
Área útil (Au)	0.0240	m ²	Au=At*E	
Velocidad de paso (Vp)	0.77	m/s	Vp=Qmáx/Au	Entre 0.40 y 0.90 m/s

Verificación con Velocidad Media

Área total con Velocidad Media (At')	0.01435	m ²	At'=Hmed*Bc	
Área útil con Velocidad Media (Au')	0.0116	m ²	Au'=At'*E	
Velocidad Media (Vm')	0.53	m/s	Vm'=Qmed/Au'	Entre 0.40 y 0.75 m/s

Cálculo de Pérdidas

Pérdida de carga en rejas limpias (Hf)	0.0017	m	Hf=b((t/a) ² /3)*((Vmed ²)/(2*9.81))*(senφ)	Pérdida Admisible < 0.15 m
Pérdida de carga con rejas parcialmente obstruidas al 50% (Hfo)	0.0068	m	Hfo=((E/0.5E) ²)*Hf	Pérdida Admisible < 0.15 m

Altura del Canal

Altura calculada del canal	0.34	m	Hcanal=Hmax+Hfo+BL
----------------------------	------	---	--------------------

DIMENSIONES FINALES

Altura del canal (H)	0.35	m
Ancho del canal (ancho de rejilla) (B)	0.35	m
Longitud del canal (Lc)	1.23	m
Longitud de las barras (Lb)	0.49	m
Cantidad de barras	7	und

DESARENADOR

CRITERIOS DE DISEÑO

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio Aplicado
No. de desarenadores	2	und		
Caudal de diseño (Qd)	0.018	m ³ /s		
Diámetro de partículas (Ø)	0.20	mm		≥ 0.2 mm. Desarenador de flujo hz
Velocidad horizontal de flujo (Vh)	0.30	m/s		Entre 0.24 y 0.40. Típico de 0.30
Carga superficial (Cs)	1,300	m ³ /m ² /día		Propuesta. Entre 700 y 1,600
Coefficiente de Manning (n) para concreto	0.013	-		
Proyección vertical libre del canal (BL)	0.25	m		Propuesto
Tiempo de retención de sedimentos en la tolva (tr)	15	días		Propuesto por mantenimiento

DISEÑO DEL DESARENADOR

Cálculo	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio Aplicado
A. ZONA DE SEDIMENTACIÓN				
Área superficial (As)	1.22	m ²	$As = Qd * 86400 / Cs$	
Ancho del desarenador (B)	0.35	m	-	Propuesto
Longitud teórica del desarenador (L)	3.50	m	$L = As / B$	10-20 veces B, CEPIS
Velocidad de sedimentación (Vs)	0.02	m/s	$Vs = Qd / As$	Del orden de 2 cm/s
Altura del agua en zona de sedim. (Hagua)	0.18	m	$Hagua = (L * Vs) / Vh$	
Longitud de transición (Lt)	0.79	m	$Lt = (2B - Bc) / (2 \tan 12.5^\circ)$	
Incremento de long. por turbulencia en la entrada y salida (L _{turb})	0.20	m	$L_{turb} = 2 * (HcaI - BL) - 1/2L$	
Radio hidráulico (Rh)	0.09	m	$Rh = (B * Hagua) / (B + 2Hagua)$	
Pendiente long. del desarenador (S)	0.04	%	$S = (((n * Vh) / (Rh^{2/3}))^2) * 100$	
Pérdidas en el desarenador (Hf)	0.001	m	$Hf = (S * 100) / L$	

B. ZONA DE LODOS

Cantidad de material retenido	0.029	lts/m ³	-	CEPIS. Valor para zona residencial
Volumen retenido de arena (Varena)	0.690	m ³	$Varena = ((Qd * 86400 * tr) * Mret) / 1000$	
Volumen mínimo requerido de tolva (Vreq)	0.690	m ³	$Vreq = Varena$	
Ancho de tova (Btolva = B de desarenador)	0.35	m	$Btolva = B$	
Altura de tolva (Htolva)	0.80	m	-	Propuesta
Long. de tolva (Ltolva = Long. de desarenador)	3.50	m	$Ltolva = L$	
Volumen propuesto de tolva (Vtolva)	0.980	m ³	$Vtolva = Btolva * Htolva * Ltolva$	> Vreq

C. DIMENSIONES FINALES

Ancho del desarenador (B)	0.35	m
Altura calculada del desarenador (Hc)	1.23	m
Altura propuesta del desarenador (H)	1.30	m
Longitud teórica del desarenador (L)	3.50	m
Longitud real del desarenador (Lr)	3.70	m

CARACTERÍSTICAS DE DESCARGA DE CANALETAS PARSHALL						
Ancho de garganta w (mm)	Intervalo de descarga		Ecuación del gasto $Q(m^3/s)$	Intervalo de carga hidráulica		Límite modular
	Qmin (mm)	Qmax (l/s)		min	máx	
76.2	0.77	32.1	$0.177h_1^{1.550}$	0.03	0.33	0.5
152.4	1.5	111.1	$0.3812h_1^{1.580}$	0.03	0.45	0.6
228.6	2.5	251	$0.5354h_1^{1.530}$	0.03	0.61	0.6
304.8	3.32	457	$0.6990h_1^{1.520}$	0.03	0.76	0.7
457.2	4.8	695	$1.0560h_1^{1.538}$	0.03	0.76	0.7
609.6	12.1	937	$1.4280h_1^{1.550}$	0.046	0.76	0.7
914.4	17.6	1427	$2.1840h_1^{1.566}$	0.046	0.76	0.7
1219.2	35.8	1923	$2.9530h_1^{1.578}$	0.06	0.76	0.7
1524	44.1	2424	$3.7320h_1^{1.587}$	0.076	0.76	0.7
1828.8	74.1	2929	$4.5190h_1^{1.595}$	0.076	0.76	0.7
2133.6	85.8	3438	$5.3120h_1^{1.601}$	0.076	0.76	0.7
2438.4	97.2	3949	$6.1120h_1^{1.607}$	0.076	0.76	0.7

I.

GEOMETRÍA DE LAS CANALETAS PARSHALL													
w	A	B	C	D	E	L	G	K	M	N	P	X	Y
76.2	467	457	178	259	457	152	305	25	-	57	-	25	38
152.4	621	610	394	397	610	305	610	76	305	114	902	51	76
228.6	879	864	381	575	762	305	457	76	305	114	1080	51	76
304.8	1372	1343	610	845	914	610	914	76	381	229	1492	51	76
457.2	1448	1419	762	1026	914	610	914	76	381	229	1676	51	76
609.6	1524	1495	914	1206	914	610	914	76	381	229	1854	51	76
914.4	1676	1645	1219	1572	914	610	914	76	381	229	2222	51	76
1219.2	1829	1794	1524	1937	914	610	914	76	457	229	2711	51	76
1524	1981	1943	1829	2302	914	610	914	76	457	229	3080	51	76
1828.8	2134	2092	2134	2667	914	610	914	76	457	229	3442	51	76
2133.6	2286	2242	2438	3032	914	610	914	76	457	229	3810	51	76
2438.4	2438	2391	2743	3397	914	610	914	76	457	229	4172	51	76

Nota: medidas en mm

CANALETA PARSHALL

CRITERIOS DE DISEÑO

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio Aplicado
Caudal Máximo	18.360	l/s	$Q_{\max} = Q_{\text{dis}} = Q_{\text{med}} * H$	
	0.018	m ³ /s		
Caudal Medio	6.120	l/s	$Q_{\text{med}} = \text{CPD} * 80\%$	80% es el coef. de retorno
	0.006	m ³ /s		
Caudal Mínimo	1.500	l/s	$Q_{\text{min}} = Q_{\text{med}} / 5$	Se recomienda un min de 1.5l/s
	0.002	m ³ /s		

CALCULOS

Elección de ancho de garganta (W)	76.200	mm		De acuerdo al Q _{máx}
Ecuación de Q	-	m ³ /s	$Q = 0.177h^{1.550}$	Según criterios para el diseño de canaleta Parshall
Cálculo de h ₁	0.232	m	$h_1 = (Q_{\max} / 0.177)^{1/1.550}$	Despejando de ecuación para Q
Cálculo de h _w	0.046	m	$h_w = (Q_{\min} / 0.177)^{1/1.550}$	
Límite modular (S)	0.199		$S = h_w / h_1$	<0.5 Según criterios para diseño de canaleta Parshall

Condiciones hidráulicas de entrada

Ancho de la canaleta en la sección de medida (D')	0.198	m	$D' = 2(D - W) / 3 + W$	
Velocidad en la sección D' (V ₀)	0.400	m/s	$V_0 = Q / (D' * h_1)$	
Energía específica (E)	0.297	m	$E = (V_0^2 / 2g) + h_1 + N$	

Condiciones en la garganta

Velocidad antes del resalto (V ₁)	1.806	m/s	$V_1^3 - 2g * V_1 * E_0 = - 2 Q * g / W$	
Altura antes del salto hidráulico (h _{AR})	0.133	m	$h_{AR} = Q / (V_1 * W)$	
Número de Froude (Nf)	1.579		$Nf = V_1 / (g * h_{AR})^{0.5}$	>1 Régimen súper crítico

Condiciones de salida

Altura después del resalto (h _{DR})	0.239	m	$h_{DR} = (h_{AR} / 2) [(1 + 8 Nf^2)^{0.5} - 1]$	
Pérdida de carga	0.050	m	$hf = h_1 + N - h_{DR}$	

DISEÑO DE CANALETA PARSHALL

Elección de ancho de garganta (w)	76.2	mm		
A	467	mm		
B	457	mm		
C	178	mm		
D	259	mm		
E	457	mm		
L	152	mm		
G	305	mm		
K	25	mm		
M	-	mm		
N	57	mm		
P	-	mm		
X	25	mm		
Y	38	mm		

TANQUE IMHOFF

CRITERIOS DE DISEÑO

Parámetro	Valor	Unidad	Criterio Aplicado
CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN			
Volumen	-	m ³ /hab	-
Carga superficial (Cs)	1.00	m ³ /m ² *h	1.0 - 1.7
Carga sobre el vertedero del efluente	24.0	m ³ /m*h	7 - 25
Tiempo de retención (Tr)	2.0	h	2 - 4
Longitud - Anchura (L <= 30 m) (Rel)	4.0	-	2/1 - 5/1
Pendiente del fondo (V/H) (Pf)	1 1/4	-	5/4 - 7/4
Abertura de comunicación entre compartimentos	0.25	m	0.15 - 0.30
Longitud del saliente	0.25	m	0.15 - 0.30
Velocidad del flujo	30.0	cm/min	-
Proyección horizontal del saliente	0.25	m	0.15 - 0.30
DEFLECTOR DE ESPUMAS			
Por debajo de la superficie	0.30	m	0.25 - 0.40
Por encima de la superficie	0.30	m	0.30
Borde Libre	0.60	m	0.45 - 0.60
ZONA DE VENTILACIÓN DE GASES			
Superficie	30.00	% de la	15 - 30
Anchura de la abertura	0.60	m	0.45 - 0.75
COMPARTIMENTO DE DIGESTIÓN			
Volumen	-	m ³ /hab	0.05 - 0.1
Pendiente mínima del fondo (V/H) (Pfc)	1/2	-	1/2
Tubería de extracción de fangos	250	mm	200 - 300
Distancia libre hasta el nivel del fango	0.60	m	0.30 - 0.90
PROFUNDIDAD DEL TANQUE			
Altura desde la superficie libre del líquido hasta el fondo del tanque	-	m	7.25 - 9.50

DISEÑO DEL TANQUE IMHOFF

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación/Criterio
DATOS INICIALES			
Temperatura media anual	26	°C	INETER
Población total a servir (P)	9,321	hab	-
Número de unidades (N)	2	c/u	-
Población servida (Pn)	4,661	hab	$Pn=P/N$
Aporte per cápita de aguas residuales (Apa)	84.0	lpd	-
Gasto (Qm)	391,482	lpd	$Qm=Pn*Apa$
DIMENSIONAMIENTO			
Cámara de Sedimentación (n)	2	c/u	
Área superficial mínima total (Ast)	16.31	m ²	$Ast=Qm/Cs$
Área superficial mínima por sedimentador (Asu)	8.16	m ²	$Asu=Ast/n$
Volumen total de sedimentación (Vst)	32.62	m ³	$Vst=Qm*Tr$
Volumen por sedimentador (Vsu)	16.31	m ³	$Vsu=Vst/n$
Ancho del sedimentador (Bs)	1.43	m	$Bs=(Asu/Rel)^{(1/2)}$
Longitud del sedimentador (Ls)	5.71	m	$Ls=Bs*Rel$
Altura triangular del sedimentador (Htrs)	0.89	m	$Htrs=(Bs/2)*Pf$
Área triangular del sedimentador (Transversal-Ats)	0.64	m ²	$Ats=Bs*Htrs/2$
Área rectangular del sedimentador (Transversal-Ars)	2.22	m ²	$Ars=(Vsu-Ats*Ls)/Ls$
Altura rectangular del sedimentador (Hrs)	1.79	m	$Hrs=Bs/Ars$
Altura total del sedimentador (HTs)	2.68	m	$HTs=Hrs+Htrs$
Área total del sedimentador (Transversal-AT)	2.86	m ²	$AT=Ats+Ars$
Velocidad de flujo horizontal (Vs)	4.76 < 30	cm/min	$Vs=Qm/(n*AT)$
Deflector de Espuma			
Por debajo de la superficie	0.30	m	0.25 - 0.40
Por encima de la superficie	0.30	m	0.30
Borde Libre	0.60	m	0.45 - 0.60
Zona de ventilación de gases			
Ancho de abertura (bi)	0.75	m	0.45-0.75
Separación entre sedimentadores (s)	1.00	m	-
Porcentaje	21%	-	15 - 30
Cámara de digestión (nc)	2	c/u	
Factor de capacidad relativa (Fcr)	0.50	-	CEPIS
Volumen de almacenamiento total (Vdt)	163.12	m ³	$Vdt=70*Pn*Fcr/1000$
Volumen de almacenamiento por cámara (Vdc)	81.56	m ³	$Vdc=Vdt/nc$
Base mayor de cámara de digestión (BM)	5.96	m	$BM=(Bs+2bi+s)+2*n*0.15$
Base menor de cámara de digestión (Bm)	1.00	m	Asumido
Longitud de la cámara (Lc)	2.86	m	$Lc=Ls/2$
Altura trapezoidal (Htc)	1.24	m	$Htc=[(BM-Bm)/2]*Pfc$
Volumen trapezoidal (Vt)	9.14	m ³	$Vt=(Htc/3)(Lc*BM+Bm^2+(Lc*BM+Bm^2)^{(1/2)})$
Volumen rectangular (Vr)	72.42	m ³	$Vr=Vdc-Vt$
Altura de lodos en zona rectangular (Hrc)	4.26	m	$Hrc=Vr/(Lc*BM)$
Distancia libre hasta el nivel de lodos (DI)	0.40	m	Asumido
Altura total de la cámara de digestión (HTc)	5.90	m	$HTc=Htc+Hrc+DI$
Altura total del tanque	9.18	m	7.25-9.5
REMOCIÓN			
Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación/Criterio
Sólidos Suspendidos	253	mg/l	Ptar Masaya
DBO ₅ en el afluente	270	mg/l	Ptar Masaya
Coliformes fecales en el afluente	1.6E+07	NMP/100ml	Ptar Masaya
% de remoción de DBO ₅	50%	-	40-60% (Cuadro 3 La Gaceta 10-05-06)
DBO ₅ en el efluente	135	mg/l	-
% de remoción de coliformes fecales	20%	-	10-90% (Cuadro 3 La Gaceta 10-05-06)
Coliformes fecales en el efluente	1.28E+07	NMP/100ml	-

LECHO DE SECADO

CRITERIOS DE DISEÑO

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación/Criterio
% de humedad del sólido (Pr)	90%	%	Tabla 13-1 Guía INAA
Densidad relativa de lodos (Dr)	1.04	-	Tabla 13-1 Guía INAA
Área requerida	0.09	m ² /hab	0.09 - 0.15 (Guía INAA)
Población servida (P)	9321	hab	-
Carga de sólidos secos (Cs)	134	kg/m ² /año	Guía INAA
Sólidos suspendidos (SS)	253	mg/l	-

DISEÑO DEL LECHO DE SECADO

DISEÑO SEGÚN CEPIS

Datos iniciales

Período de limpieza del tanque (T)	1.0	meses	Asumido
Sólidos suspendidos (SS)	253	mg/l	-
Caudal (Q)	783.0	m ³ /d	-

Resultados

Carga de sólidos en el sedimentador (C)	198.1	Kg SS/día	$C=Q*SS$
Masa de sólidos totales desechados al día (Px)	64.4	Kg SS/día	$Px=(0.5*0.7*0.5*C)+(0.5*0.3*C)$
Masa de sólidos totales desechados al año (Pa)	23498.41	Kg/año	$Pa=Px*365$
Volumen de lodos por día (Vd)	0.62	m ³ /d	$Vd=Px/(1000*Dr*(1-Pr))$
Volumen de lodos a evacuar (Vt)	18.6	m ³	$Vt=Vd*T*30$
Espesor de la capa (E)	0.20	m	Asumido
Área requerida (Ar)	92.9	m ²	$Ar=Vt/E$
Ancho (B)	6.0	m	Asumido
Longitud (L)	15.5	m	$L=Ar/B \leq 60$ m según Guía INAA
Número de unidades (N)	1	c/u	
Carga de sólidos secos (Cs)	253.1	kg/m ² /año	$Cs=Pa/Ar \approx Cs$ de Guía INAA
Área per cápita (Ap)	0.01	m ² /hab	$Ap=(N*L*B)/P$

DISEÑO DE LAGUNA FACULTATIVA

CRITERIOS DE DISEÑO

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio
DATOS INICIALES				
Población total a servir (P)	9321.00	hab		-
Caudal (Qm)	782964.00	lpd	$Qm = P \cdot \text{Dot} \cdot 0.8$	
	782.96	m ³ /d		
	9.06	l/s		
Temperatura crítica del aire en invierno (T _{ai})	26.00	°C		Temperatura media del mes de enero
Temperatura crítica del agua al entrar (T _a)	28.33	°C	$T_a = 10.443 + 0.688^{T_{ai}}$	Estimada
DBO ₅ en el afluente (S ₀)	135.00	mg/l		Ver tanque Imhoff
Coliforme fecales en el afluente (CFA)	1.28E+07	NMP/100 ml		Ver tanque Imhoff

CÁLCULOS

Carga Total Aplicada (CTA)	105.70	Kg DBO/día	$CTA = S_0 \cdot Qm$	
Carga Superficial Máxima (CSmax)	705.21	Kg DBO/Ha * día	$CS_{max} = 357.4 \cdot 1.085^{(T_a - 20^\circ C)}$	CEPIS
Carga Superficial Aplicada (CSA)	166.68	Kg DBO/Ha * día	$CSA = CS_{max} \cdot 0.8$	70% - 90% CSmax según CEPIS

DIMENSIONAMIENTO DE LAGUNA

Área total de laguna (A _T)	0.63	Ha	$A_T = CTA / CSA$	
	6341.62	m ²		
Número de lagunas (N)	1.00	unid.		
Área de cada laguna (A _C)	6341.62	m ²	$A_C = A_T / N$	
Altura de laguna (h)	2.50	m		Según CEPIS 1.50m - 2.50m
Relación largo/ancho (L/B)	3.50	-		2:1 - 4:1
Ancho (B)	42.57	m	$B = (A_C / (L/B))^{(1/2)}$	
Longitud (L)	148.98	m	2B	
Talud Interno de Laguna (z)	0.33	m		
Ancho Interior (b)	27.57	m	$b = B - (2 \cdot H / z)$	
Longitud Interior (l)	133.98	m	$l = L - (2 \cdot H / z)$	
Volumen de laguna (V)	12450.02	m	$V = H / 6 \cdot (B(2L+l) + b(2L+l))$	
Período de retención (Pr)	15.90	día	$Pr = V / (Qm / N)$	7 - 15 días

REMOCIÓN DE MATERIA ORGÁNICA DBO₅

Constante de Biodegradación de la Materia Orgánica a 20°C (K _{20°C})	0.28	día ⁻¹	$K_{20^\circ C} = Pr / (-14.77 + 4.46 \cdot Pr)$	
Constante de Reacción de Primer Orden a Temperatura Ambiente (K _d)	0.56	día ⁻¹	$K_d = K_{20^\circ C} \cdot 1.085^{(T_a - 20^\circ C)}$	

Modelo de Marais Show

DBO Remanente en el Efluente (S)	13.66	mg/l	$S = S_0 / (1 + K_d \cdot Pr)$	< 30mg/l SI cumple
Porcentaje Remanente de DBO5 en el Efluente (%S)	10.12	%	$\%S = S / S_0 \cdot 100$	
Porcentaje Removido DBO5 del Afluente	89.88	%	100-%S	

Modelo CEPIS (Dr. Yanez)

Carga Superficial Removida (CSremov)	142.01	Kg DBO/Ha * día	$CS_{remov} = 7.67 + 0.806 \cdot CSA$	
Carga Superficial Remanente (CSreman)	24.67	Kg DBO/Ha * día	$CS_{reman} = CSA - CS_{remov}$	
Carga Total Aplicada en el Efluente (CTefluente)	15.64	Kg DBO/día	$CT_{efluente} = CS_{reman} \cdot A_T$	
Concentración DBO5 en el Efluente (Sefluente)	19.98	mg/l	$S_{efluente} = CT_{efluente} / Qm$	< 30mg/l SI cumple

Modelo Thirimurty

Factor geométrico (x)	3.50	-		Igual que relación L/B
Factor de Dispersión (d)	0.27	-	$d = x / (-0.26118 + 0.25392x + 1.01368x^2)$	
Factor "a" de DBO5	3.25	-	$a = (1 + (4 \cdot K_d \cdot d \cdot Pr))^{(1/2)}$	
DBO Remanente en el Efluente (S)	1.48	mg/l	$S = (S_0 \cdot 4 \cdot a \cdot e^{((1-a)/2d)}) / (1+a)^2$	< 30 mg/l SI CUMPLE

REMOCIÓN DE COLIFORMES FECALES

Modelo de Marais Show

Coefficiente de Mortandad de Coliformes Fecales (Kb)	1.48	-	$K_b = 0.84 \cdot 1.07^{(T_a - 20^\circ C)}$	
Coliformes Fecales Remanente en el Efluente (CFRE)	6.97E+05	NMP/100 ml	$CFRE = CFA / (1 + K_b \cdot Pr)$	1.00E+03
Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente (%CFRE)	5.44	%	$\%CFRE = CFRE / CFE \cdot 100$	
Porcentaje de Coliformes Fecales Removido	94.56	%	100 - %CFRE	

Modelo Thirimurty

Factor "a"	3.39	-	$a = (1 + (4 \cdot K_d \cdot d \cdot Pr))^{(1/2)}$	
Coliformes Fecales Remanente en el Efluente (CFRE)	1.40E+05	NMP/100 ml	$CFRE = (CFA \cdot 4 \cdot a \cdot e^{((1-a)/2d)}) / (1+a)^2$	1.00E+03
Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente (%CFRE)	1.10	%	$\%CFRE = CFRE / CFE \cdot 100$	
Porcentaje de Coliformes Fecales Removido	98.90	%	100 - %CFRE	

DISEÑO DE LAGUNA AEROBIA

CRITERIOS DE DISEÑO

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio
DATOS INICIALES				
Población total a servir (P)	9321.00	hab		-
Caudal (Qm)	782964.00	lpd	$Q_m = \text{Pob} \cdot \text{Dot} \cdot 0.8$	
	782.96	m ³ /d		
	9.06	l/s		
DBO ₅ Afluente (Efluente de Lag. Fac. Sec.) (S ₀)	13.66	mg/l	$S = S_0 / (1 + K_d \cdot \text{Pr})$	Modelo Marais Show
	19.98	mg/l	$S_{\text{efluente}} = C \cdot \text{Efluente} / Q_m$	Modelo CEPIS (Dr. Yanez)
	1.48	mg/l	$S = (S_0 \cdot 4 \cdot a \cdot e^{(1-a)/2d}) / (1+a)^2$	Modelo Thirimurty
Coliformes Fecales Afluentes (Efluente de Lag. Fac. Sec.) (CFA)	696519.00	NMP/100 ml	$\text{CFRE} = \text{CFA} / (1 + K_b \cdot \text{Pr})$	Modelo Marais Show
	140268.02	NMP/100 ml	$\text{CFRE} = (\text{CFA} \cdot 4 \cdot a \cdot e^{(1-a)/2d}) / (1+a)^2$	Modelo Thirimurty
Carga Total Aplicada (CTA)	10.69	Kg/día	$\text{CTA} = S_0 \cdot Q_m$	Modelo Marais Show
	15.64	Kg/día		Modelo CEPIS (Dr. Yanez)
	1.16	Kg/día		Modelo Thirimurty
Área Total de Lagunas Aeróbias (A _T)	0.63	Ha		Misma dimensión que Lg. Fac. Sec.
	6341.62	m ²		
Número de Lagunas (N)	1.00	unid.		
Área Requerida por Laguna (A _L)	0.63	Ha		Misma dimensión que Lg. Fac. Sec.
Carga Superficial Aplicada (CSA)	16.86	Kg DBO/Ha*d	$\text{CSA} = \text{CTA} / A_T$	Modelo Marais Show
	1.83	Kg DBO/Ha*d		Modelo Thirimurty

DIMENSIONAMIENTO DE LAGUNA

Altura de laguna (h)	1.50	m		entre 1- 1.5m
Relación largo/ancho (L/B)	2.50	-		
Ancho (B)	50.37	m	$B = (A_L / 2)^{1/2}$	
Longitud (L)	125.91	m	2B	
Volumen de laguna (V)	9512.43	m ³	$V = A_L \cdot h$	
Período de retención (Pr)	12.15	día	$\text{Pr} = V / (Q_m / N)$	7 - 15 días

REMOCIÓN DE MATERIA ORGÁNICA DBO₅

Temperatura crítica del aire en invierno (T _{ai})	26.00	°C		Temperatura media del mes de enero
Temperatura crítica del agua al entrar (T _a)	28.33	°C	$T_a = 10.443 + 0.688 T_{ai}$	Estimada
Constante de Biodegradación de la Materia Orgánica a 20°C (K _{20°C})	0.31	día ⁻¹	$K_{20°C} = \text{Pr} / (-14.77 + 4.46 \cdot \text{Pr})$	
Constante de Reacción de Primer Orden a Temperatura Ambiente (K _d)	0.61	día ⁻¹	$K_d = K_{20°C} \cdot 1.085^{(T_a - 20°C)}$	

Modelo de Marais Show

DBO Remanente en el Efluente (S)	2.38	mg/l	$S = S_0 / (1 + K_d \cdot \text{Pr})$	<30mg/l, SI CUMPLE
Porcentaje Remanente de DBO5 en el Efluente (%S)	11.92%	%	$\%S = S / S_0 \cdot 100$	
Porcentaje Removido DBO5 del Afluente	99.88	%	100-%S	

Modelo CEPIS (Dr. Yanez)

Carga Superficial Aplicada de Lag. Facultativa Secundaria	166.68	KgDBO/Ha*d	-	Ver laguna Fac. Sec.
Relación DBO _{total} /DBO _{soluble}	1.95	-	$\text{DBO}_{\text{total}} / \text{DBO}_{\text{soluble}}$	Ver cuadro de relacion
Carga Superficial Remanente en Lag. Facultativa Secundaria	24.67	KgDBO/Ha*d	-	Ver laguna Fac. Sec.
Carga Superficial Aplicada (según CEPIS) (CSA)	48.10	KgDBO/Ha*d	$\text{CSA} = (\text{DBO}_{\text{total}} / \text{DBO}_{\text{soluble}}) \cdot \text{CS}_{\text{rem. Lag. Fac. Prim}}$	Según CEPIS <150, SI CUMPLE
Carga Superficial Removida (Csrem)	35.99	KgDBO/Ha*d	$\text{Csrem} = 0.765 \cdot \text{CSA}_{\text{CEPIS}} - 0.8$	
Carga Superficial Remanente (Csremant)	12.10	KgDBO/Ha*d	$\text{Csremant} = \text{CSA}_{\text{CEPIS}} - \text{CS}_{\text{remov}}$	
Carga Total en el Efluente (CTE)	7.68	KgDBO/día	$\text{CTE} = \text{CS}_{\text{remant}} \cdot A_L$	
Concentración de DBO5 en el Efluente (S)	9.80	mg/l	$S = \text{CTE}_{\text{efluente}} / Q_m$	<30mg/l, SI CUMPLE

CSA	DBO _{total} /DBO _{soluble}
50	2.60
100	2.30
150	2.10
200	2.00
250	1.95
300	1.90
350	1.82

Modelo Thirimurty

Factor Geométrico (x)	2.50	-	$x = L/B$	
Factor de dispersión (d)	0.40	-	$d = x / (-0.26118 + 0.25392x + 1.01368x^2)$	
Factor "a" de DBO5	3.56	-	$a = (1 + (4 \cdot K_d \cdot d \cdot \text{Pr}))^{1/2}$	
DBO Remanente en el Efluente (S)	0.04	mg/l	$S = (S_0 \cdot 4 \cdot a \cdot e^{(1-a)/2d}) / (1+a)^2$	<30mg/l SI CUMPLE
Porcentaje Remanente DBO en el Efluente (%S)	2.68%	%	$\%S = S / S_0 \cdot 100$	
Porcentaje Removido DBO del Afluente	99.97	%	100-%S	

REMOCIÓN DE COLIFORMES FECALES

Modelo de Marais Show

Coefficiente de Mortandad de Coliformes Fecales (Kb)	1.48	-	$K_b = 0.84 \cdot 1.07^{(T_a - 20°C)}$	
Coliformes Fecales Remanente en el Efluente (CFRE)	4.76E+04	NMP/100ml	$\text{CFRE} = \text{CFA} / (1 + K_b \cdot \text{Pr})$	1.00E+03
Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente en el Efluente	6.84%			
Porcentaje de Coliformes Fecales Removido del Afluente	99.93			

Modelo Thirimurty

Factor "a"	3.56	-	$a = (1 + (4 \cdot K_d \cdot d \cdot \text{Pr}))^{1/2}$	
Coliformes Fecales Remanente en el Efluente	3.76E+03	NMP/100 ml	$\text{CFRE} = (\text{CFA} \cdot 4 \cdot a \cdot e^{(1-a)/2d}) / (1+a)^2$	1.00E+03
Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente en el Efluente	2.68%	%		
Porcentaje de Coliformes Fecales Removido del Afluente	99.97	%		

BIOFILTRO

CRITERIOS DE DISEÑO

Parámetro	Valor	Unidad	Criterio Aplicado
Período de retención (Remoción de DBO)	-	día	3 - 4 Tabla 11.6 Guía INAA
Carga hidráulica	-	m ³ /ha/d	470 - 1870 Tabla 11.6 Guía INAA
Profundidad promedio del agua (Y)	0.65	m	0.30 - 0.60 Tabla 11.6 Guía INAA
Profundidad promedio del sistema	-	m	0.45 - 0.75
Constante óptima de remoción para medio con zona de raíces completamente desarrollada (K _o)	1.839	d ⁻¹	Para aguas residuales municipales, Guía INAA
Medio Filtrante: Grava Media			
Tamaño efectivo (TE)	32	mm	Tabla 11.5 Guía INAA
Porosidad (p)	0.40	-	Tabla 11.5 Guía INAA
Conductividad hidráulica (K _s)	10000	m ³ /m ² /día	Tabla 11.5 Guía INAA

DISEÑO DEL BIOFILTRO

Parámetro	Valor	Unidad	Criterio/Ecuación
DATOS INICIALES			
Caudal medio (Q)	783.0	m ³ /d	-
Temperatura crítica del aire en invierno (T _{ai})	26.0	°C	Temperatura media del mes de enero
Temperatura crítica del agua al entrar (T _a)	28.3	°C	T _a =10.443+0.688 ^{T_{ai}}
Constante de biodegradación de la materia orgánica a 20°C (K ₂₀)	1.500	d ⁻¹	K ₂₀ =K _o (37.31*P ^{0.172})
Constante de reacción de 1 ^{er} orden a temperatura ambiente (K _t)	2.438	d ⁻¹	K _t =K ₂₀ *1.06 ^(T_a-20)
DBO ₅ en el afluente (D _a)	135	mg/l	Ver IMHOFF
DBO ₅ esperado en el efluente (D _e)	5	mg/l	Según UNI 2005
Coliformes fecales en el afluente (C _a)	1.28E+07	NMP/100ml	Ver IMHOFF
Coliformes fecales en el efluente (C _e)	9.00E+02	NMP/100ml	Decreto 3395

ÁREA REQUERIDA, TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA Y CARGAS

Área requerida para remover DBO (Areq1)	4071.08	m ²	Areq1=Q*ln(D _a /D _e)/(Y*p*K _t)
Área requerida para remover coliformes (Areq2)	11811.86	m ²	Areq2=Q*ln(C _a /C _e)/(Y*p*K _t)
Área superficial requerida (A _s)	11811.86	m ²	A _s =Mayor(Areq1,Areq2)
Tiempo de retención hidráulica (TRH)	3.92	días	TRH=(A _s *Y*P)/Q, 3 - 4
Carga orgánica (Corg)	89.5	KgDBO/ha.día	< 112 KgDBO/ha.día
Carga hidráulica (Ch)	662.9	m ³ /ha.día	470 - 1870

CAPAS DEL BIOFILTRO

1 ^{era} Capa (Residuo vegetal del biofiltro) (Vegetación = Carrizos)			
Espesor de capa (Y ₁)	0.12	m	Asumido
Conductividad térmica (K ₁)	0.05	K (W/m*°C)	Lara, Jaime: Depuración de AR mediante humedales artificiales
2da capa (Grava gruesa de 80mm)			
Espesor de capa (Y ₂)	0.10	m	Asumido
Conductividad térmica (K ₂)	1.50	K (W/m*°C)	Lara, Jaime: Depuración de AR mediante humedales artificiales
3ra capa (Grava media)			
Espesor de capa (Y ₃)	0.65	m	Asumido
Conductividad térmica (K ₃)	2.00	K (W/m*°C)	Lara, Jaime: Depuración de AR mediante humedales artificiales

TEMPERATURA PROMEDIO DEL AGUA

Coefficiente de transferencia de calor (U)	0.36	-	U= 1/[(y1/k1)+(y2/k2)+(y3/k3)]
Capacidad de calor específico del agua (C _p)	4,187	J/Kg*°C	-
Densidad del agua (d)	1,000	Kg/m ³	-
Energía ganada por el agua (q _G)	1.29E+10	J/°C	q _G =C _p *d*As*Y*p
Energía perdida vía conducción a la atmósfera (q _L)	3.34E+09	J	q _L =(T _a -T _{ai})*U*As*TRH
Cambio de temperatura proveniente de pérdidas y ganancias (T _c)	0.26	°C	T _c =q _G /q _L
Temperatura del efluente (T _e)	28.07	°C	T _e =T _a -T _c
Temperatura promedio del agua en el humedal (T _m)	28.20	°C	T _m =(T _a -T _e)/2

DIMENSIONAMIENTO DE LAS CELDAS

Número de celdas (N)	3	c/u	Asumido
Área superficial de cada celda (A _{Sunit})	3,937.29	m ²	A _{Sunit} =A _s /N
Caudal de cada celda (Q _{unit})	260.99	m ³ /d	Q _{unit} =Q/N
Pendiente de fondo del lecho (S)	0.006	m/m	Asumida (< 5%)
Área de la sección transversal (A _t)	43.5	m ²	A _t =Q _{unit} /(s*K _s *0.1)
Ancho unitario (B)	66.9	m	B=A _t /Y
Longitud unitaria (L)	58.8	m	L=A _{Sunit} /B
Relación largo-ancho (L/B)	0.9	-	1 ≤ L/B ≤ 4
Altura total (H)	0.75	m	H=Y ₁ +Y ₂ +Y ₃

REMOCIÓN

Cant. de coliformes fecales en el afluente	1.28E+07	NMP/100ml	
Cant. de coliformes fecales en el efluente	9.00E+02	NMP/100ml	< 1,000 NMP/100ml
Remoción de coliformes fecales del biofiltro	99.99%	%	
Cant. de DBO en el afluente	135	mg/l	
Cant. esperada de DBO en el efluente	0.009	mg/l	< 30 mg/l
Remoción de DBO del biofiltro	99.99%	%	

6.3. ESTUDIO SOBRE EL REUSO DE LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS EN LA AGRICULTURA

EL REUSO DE AGUAS RESIDUALES PARA RIEGO EN UN CULTIVO DE MAÍZ (*Zea mays* L.) UNA ALTERNATIVA AMBIENTAL Y PRODUCTIVA

Edmundo Umaña Gómez Departamento de Gestión Ambiental, Universidad Nacional Agraria UNA Managua, Nicaragua



RESUMEN

Un estudio de reúso de aguas para el riego de una parcela de cultivo de maíz (*Zea mays* L.) se realizó en la comunidad de El Aguacate municipio de Jinotepe aprovechando los efluentes de la planta de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Jinotepe, con el objetivo de evaluar los efectos de esta práctica sobre las características físicas y químicas del suelo y los rendimientos obtenidos con respecto a una parcela de referencia. El manejo que se dio al cultivo fue el que tradicionalmente realizan los agricultores de la zona excepto que no se aplicó ningún fertilizante para aprovechar los nutrientes contenidos en el agua residual tratada. El monitoreo de las características del suelo se realizaron en una etapa inicial, una etapa intermedia y una etapa final del ciclo del cultivo. Los resultados obtenidos indican que estadísticamente las variaciones experimentadas en las características del suelo en la parcela de estudio no fueron significativas. Por otro lado, la calidad del efluente en cuanto al contenido de nutrientes, compensa el no uso de fertilizantes por cuanto los rendimientos obtenidos en el estudio superaron hasta en un 60 % la media de rendimientos de maíz en la zona reportados que es de 1.61 t/ha

Palabras claves: reúso, efluente, nutrientes, rendimientos.

Nicaragua es un país que basa su economía en el sector agropecuario. Sin embargo, los fenómenos climáticos asociados a la alta vulnerabilidad de sus recursos entre otras cosas, no han contribuido a potenciar este sector que se ve afectado año con año por la irregularidad del período lluvioso.

El aprovechamiento de las aguas residuales para la agricultura una vez tratadas, representa una alternativa viable ya que no solo contribuiría a asegurar las cosechas en algunas zonas ante la variabilidad climática, sino que se tendría un destino provechoso para los efluentes evitando con ello la contaminación de las fuentes de agua.

Un estudio para implementar el riego de una pequeña zona con el cultivo del maíz (*Zea mays* L.) usando los efluentes de la planta de tratamiento de la ciudad de Jinotepe, cobra mucha importancia no solo por el aprovechamiento del recurso y protección al medio ambiente sino también para contribuir a crear una cultura diferente en el sector urbano y rural con respecto a los desechos.

Este estudio tiene por objetivo determinar y evaluar los efectos sobre el suelo por el uso del riego con aguas correspondientes a los efluentes de la planta de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Jinotepe para el cultivo de maíz (*Zea Mays* L.) considerando además, el aprovechamiento de los nutrientes, los rendimientos y la percepción de los potenciales usuarios del agua residual para la irrigación.

REVISION DE LITERATURA

En los últimos años se han realizado en la Comunidad Valenciana algunos estudios sobre el empleo de aguas residuales para el riego. En uno de ellos (Ramos, 1997) se comparó la producción y calidad de la uva de mesa cuando se regaba con agua normal o con agua residual (diluida al 50 % con agua normal), en la cuenca media del río Vinalopó (Alicante).

Los resultados indicaron que el riego con agua residual dio producciones ligeramente superiores al riego con agua normal; no se observó ningún efecto negativo sobre la calidad de la uva en el riego con agua residual. Tampoco se detectó la presencia de microorganismos patógenos presentes en el agua residual en la uva regada con estas aguas (Amorós *et al.* 1989; citado por Ramos, 1997)

En otra investigación, en la provincia de Castellón, Cerezo et al. (1995) citado por Ramos (1997), estudiaron el efecto del riego con aguas residuales en naranjos jóvenes. Después de tres años de riego con estas aguas, las diferencias del contenido foliar de N, P y K fueron pequeñas cuando se compararon con las obtenidas con riego con agua subterránea, y no se observaron problemas de fototoxicidad por Na, Cl y B.

Estudios generales realizados en el año 2001 en 18 lugares y 14 países latinoamericanos incluido Nicaragua, dirigidos a evaluar los principales aspectos técnicos y económicos del tratamiento y uso de las aguas residuales revelan dos situaciones en común: la primera establece que el manejo de las aguas residuales constituye un problema de primer orden por sus implicaciones sobre la salud humana y la segunda expone que los aspectos legales, sociales y económicos del adecuado manejo del agua residual se encuentra aún en proceso de concertación en muchos países de la región (CEPIS, 2002).

Existe información acerca del menor requerimiento de agroquímicos y de mayores rendimientos en los cultivos irrigados con aguas residuales en México, Argentina, Perú, Venezuela y Colombia, entre otros, pero no se cuenta con mayor información respecto al aporte de materia orgánica al suelo. En algunos casos se reporta que el suelo está constituido hasta con 20 % de materia orgánica, mientras que en las zonas aledañas y no regadas con aguas residuales el contenido de materia orgánica del suelo es menor de 5 %, lo que constituiría una valiosa contribución a la calidad del suelo (CEPIS, 2002).

En Masaya, Nicaragua se han implementado ensayos de riego en parcelas con carácter investigativo irrigadas con el efluente de la Planta Piloto del Biofiltro instalada desde 1996. Los resultados de estos ensayos reportados por el CIEMA-UNI (1999) demostraron que en todos los casos, el rendimiento obtenido en los diferentes cultivos fue mayor que el rendimiento promedio obtenido por los agricultores de la zona.

El riego agrícola con aguas residuales tratadas representa la mayor fracción del total de la demanda mundial de agua para el reúso. El éxito del reúso agrícola depende de una correcta estrategia. Básicamente, depende de una correcta selección del cultivo y de los métodos de riegos, así como del apropiado manejo integrado de todo el sistema, donde el impacto a la salud es clave (Gutiérrez, 1998).

MATERIALES Y METODOS

Descripción general de la zona de estudio. El estudio se realizó en el Municipio de Carazo, en la comunidad de El Aguacate situada entre la ciudad de Jinotepe y el poblado de Güisquiliapa a una altitud de 529 msnm entre las coordenadas 11° 49´ 40" latitud Norte y a los 86° 11´ 12" longitud Oeste (INETER, 1988). En este sector está ubicada la planta de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Jinotepe y en ella se estableció una parcela de maíz (*Zea mays* L.) para ser regada con los efluentes de la misma planta.

Esta zona posee un clima semi-húmedo, de sabana tropical; con temperaturas entre los 18 y 25 °C, en la época fría y 25 – 37 °C, en la época calurosa. La precipitación oscila entre los 1,200 a 1,800 mm durante el año.

Las fuentes de aguas superficiales en la zona son escasas y el agua subterránea se encuentra a grandes profundidades con niveles dinámicos de más 200 m lo que significa una limitante para el desarrollo de esta zona (POSAF-MARENA, 2002). La planta de tratamiento de aguas residuales es del tipo Fosa Filtro y recoge las aguas servidas de aproximadamente un tercio de la población de Jinotepe y con un área agrícola cercana potencialmente regable.

Metodología del estudio. Es estudio consistió en el monitoreo de las características físicas y químicas del suelo en una etapa inicial, intermedio y final del ciclo vegetativo en una parcela de 1096.31 m² sembrada del cultivo de maíz (*Zea mays* L.) bajoun régimen de riego utilizando para ello el efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Jinotepe.

El manejo agronómico del cultivo durante el período del estudio, fue exactamente igual al que comúnmente se le da a este cultivo en la zona, excepto la fertilización que en este caso se suprimió totalmente para aprovechar y evaluar los nutrientes contenidos en las aguas residuales. Para evaluar los rendimientos se tomó como testigo una parcela cercana cultivada en el período lluvioso y aplicando fertilizantes químicos.

Se tomaron muestras de suelo en cada una de las etapas considerando profundidades de 20 a 40 cm en sitios escogidos al azar dentro de la parcela y mediante una calicata se establecieron las características del perfil del suelo. Se hicieron los análisis estadísticos y comparación de medias para establecer el grado de significancia de los parámetros evaluados considerando las fases inicial, intermedia y final del estudio.

Basado en la información climática y edáfica de la zona se estimaron las necesidades de agua del cultivo y la correspondiente lámina de riego que se aplicó con intervalo de 3 días utilizando la técnica de riego por surcos.

Se establecieron las características químicas y bacteriológicas del efluente así como su caudal medio para establecer su calidad de acuerdo a lo que señala la legislación nicaragüense en el decreto 33-95 y las normativas de la FAO para las aguas para riego.

Se tomaron muestras del follaje para hacer análisis del contenido de nutrientes en la planta específicamente del contenido de nitrógeno, fósforo y potasio y una vez concluido el ciclo del cultivo se cuantificaron los rendimientos tomando como referencia los rendimientos promedios de la zona y de la parcela testigo. Como uno de los aspectos más importantes en este estudio, se hicieron consultas con agricultores de la zona que pudieron observar el desarrollo de la práctica y basados en su experiencia brindaron su opinión principalmente relacionado a:

- a) Desarrollo del cultivo
- b) economía por el no uso de insumos
- c) aprovechamiento de terrenos ociosos en período seco
- d) posibilidades de repetir esta práctica.

RESULTADOS

Características químicas y físicas del suelo. En la comparación de medias de los parámetros químicos del suelo analizados, no se reflejan, en la mayoría de los casos, diferencias significativas en los valores obtenidos con respecto a las tres fases estudiadas (inicial, intermedia y final) en la mayoría de estos parámetros.

Lo anterior refleja que el riego con aguas residuales no alteraría significativamente en principio las características químicas de los suelos cultivables, sin embargo, existen variaciones propias de la práctica ya que se ha desarrollado un cultivo únicamente con los nutrientes contenidos en el agua residual.

Las Figuras 1 y 2, muestran los valores comparativos de algunos de los parámetros más importantes desde el punto de vista edafológico como son: materia orgánica y el nitrógeno.

Los valores obtenidos de Materia Orgánica y Nitrógeno en el suelo, no reflejan diferencias significativas entre una fase inicial intermedia y final del ciclo por lo que se establece que no se tuvieron efectos sobre el suelo con respecto a estos importantes parámetros por el uso del agua residual en el riego del cultivo de maíz en ese suelo.

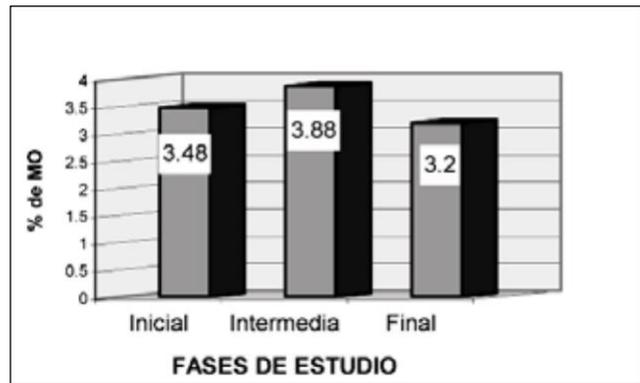


Figura 1. Materia orgánica contenida en el suelo

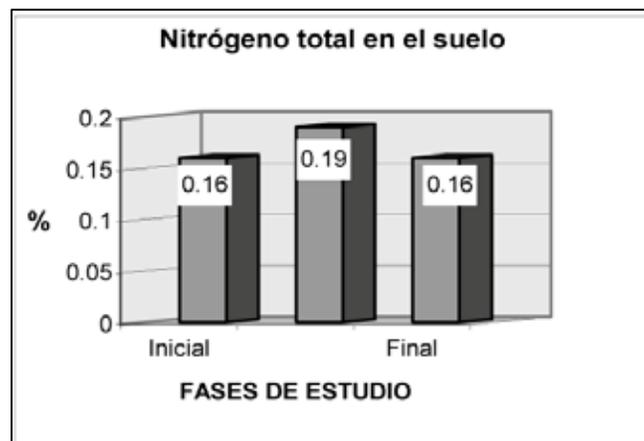


Figura 2. Contenido de nitrógeno total en el suelo

Lo anterior sugiere que la aplicación al suelo de una solución conteniendo nutrientes, puede ser una de las prácticas más eficientes y seguras para el aprovechamiento oportuno y efectivo de estos nutrientes.

En el caso del fósforo y potasio se reflejan incrementos en la fase intermedia con valores de hasta 6.33 ppm y 1.63 meq/100g respectivamente lo cual indica el aporte de nutrientes al suelo durante el estudio y el aprovechamiento por la planta ya que estos parámetros disminuyendo nuevamente en la fase final a valores de 0.27 ppm y 0.49 meq/100g menores aún a los reportados en la fase inicial.

Los valores de la Capacidad de Intercambio Catiónico del suelo regado con aguas residuales tratadas varía de 27.8 meq/100g en la fase inicial, a 25.3 meq/100g en la fase final que son valores altos según Quintana *et al*, 1992. Por lo que se desprende que la práctica no altera negativamente las características del suelo.

En cuanto a propiedades físicas, como se observa en la Figura 3, y 4, la densidad aparente como una de las propiedades más importantes y útiles del suelo, no presenta diferencias significativas entre una fase inicial y final del estudio con valores que van de 1.31 a 1.28 g/cm³ en tanto la Capacidad de Campo tiene un comportamiento coincidente con el de la Materia orgánica y no refleja variación por el uso de aguas tratadas para riego.

El caudal máximo del efluente durante un día típico corresponde a 14.8 l/s y se presenta alrededor de las 10:30 AM en un período de medición de las 7:30 AM a las 3:30 PM.

Características químicas y bacteriológicas del efluente. Los valores que reflejan los parámetros químicos y bacteriológicos del efluente analizado no cumplen en su totalidad los requerimientos especificados para vertidos a los cuerpos de aguas superficiales establecidas en las normativas nicaragüenses. Sin embargo de acuerdo a lo que señalan las Directrices sanitarias de la Organización Mundial de la Salud (1989) estos efluentes son aptos para el reúso para riego restringido a plantaciones forestales, cereales, cultivos industriales, frutales y forrajes, excepto por la concentración de huevos de helminto.

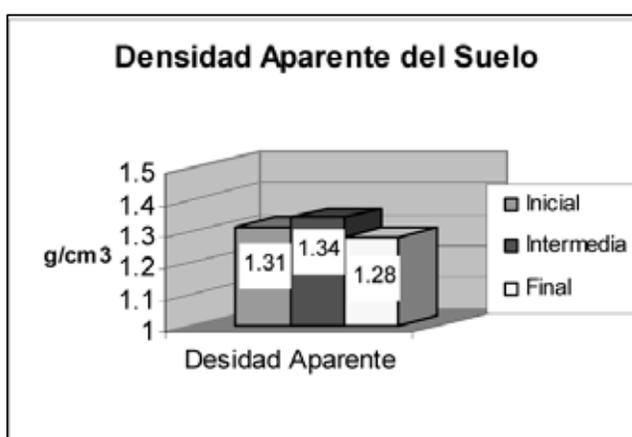


Figura 3. Densidad Aparente del suelo

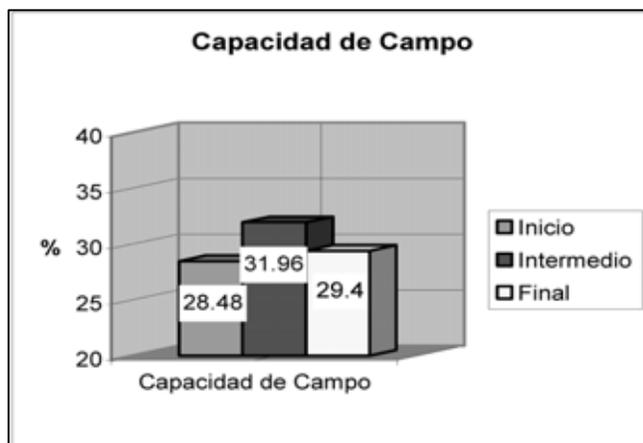


Figura 4. Capacidad de campo del suelo

Por otro lado, los nutrientes contenidos en el agua residual tratada como el nitrógeno, el fósforo y potasio, calcio, magnesio y sodio, reflejan valores que están dentro de los rangos de valores normales en aguas de riego que ha establecido la FAO (1984) y es una evidencia de que estos nutrientes pueden ser aprovechados por los cultivos.

Contenido de nutrientes en la planta. En la Figura 5 se presentan los resultados de análisis de plantas (específicamente en el follaje) que fueron regadas con agua residual y plantas que no fueron regadas con agua residual pero sí fertilizadas con el tratamiento que tradicionalmente hacen los agricultores de la zona con el cultivo de maíz que se siembra en la época lluviosa. Los nutrientes analizados corresponden al nitrógeno, fósforo y potasio, por cuanto son los elementos comúnmente contenidos en los fertilizantes que aplican los agricultores de la zona.

Como se observa en la Figura 5, el porcentaje correspondiente al contenido de nitrógeno en las plantas regadas con agua residual supera en un 153 % al contenido en el follaje de plantas que no se regaron con agua residual tratada.

En cuanto al fósforo hay una diferencia muy pequeña en la que la planta regada con agua residual es ligeramente inferior con respecto a la plantación fertilizada y en el caso del potasio nuevamente se tienen valores superiores en las plantas regadas con agua residual correspondientes a un 35 % con respecto a las plantas fertilizadas.

Reuter y Robinson (1986), reportan rangos de nitrógeno en plantas que van de 2.6 a 4.0 % en la etapa final del cultivo y valores de fósforo en rango de 0.25 a 0.4 % en algunos sitios y

hasta de 0.41 a 0.5 % en otros. Con ello se demuestra el aprovechamiento de los nutrientes contenido en el agua residual tratada y también refleja el ahorro económico que significa la no aplicación de fertilizantes si se riega con aguas residuales.

Rendimientos del cultivo. El maíz es uno de los cultivos de mucha importancia para la seguridad alimentaria del país y por consiguiente, la preocupación por lograr mejores rendimientos es un aspecto compartido por todos los miembros de la sociedad nicaragüense en general y del sector agropecuario en particular.

Los rendimientos obtenidos en la parcela corresponden a 2.58 ton/ha muy por encima de la parcela testigo y de la media tradicional que es de 1.61 ton/ha como se muestra en la Figura 6 donde se refleja un incremento del 60% con respecto al testigo que se puede traducir en mayores ingresos para los agricultores *Aceptación de la práctica.* La percepción de los agricultores sobre el uso del agua residual para regar sus cultivos es variada. Como aspectos positivos se indican el buen desarrollo del cultivo y mejor rendimiento, la economía por el no uso de fertilizantes, el aprovechamiento de terrenos ociosos y la disminución de la contaminación hacia el río pero como aspectos negativos se señalan los malos olores, la inexperiencia en la práctica del riego con esta agua y recelos al consumir los productos regados con agua residual.

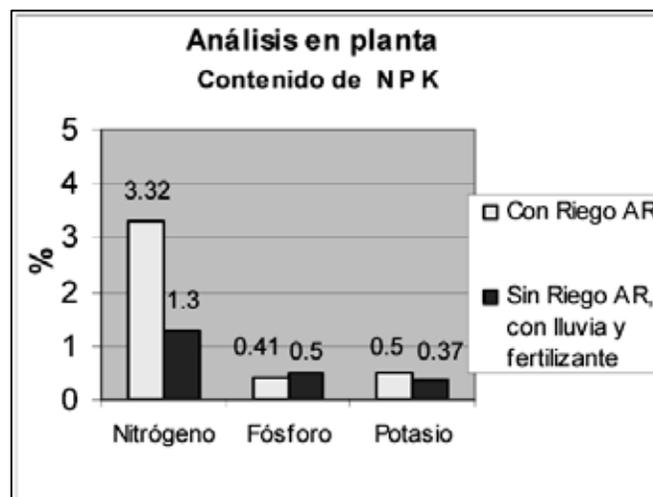


Figura 5. Nutrientes en la planta

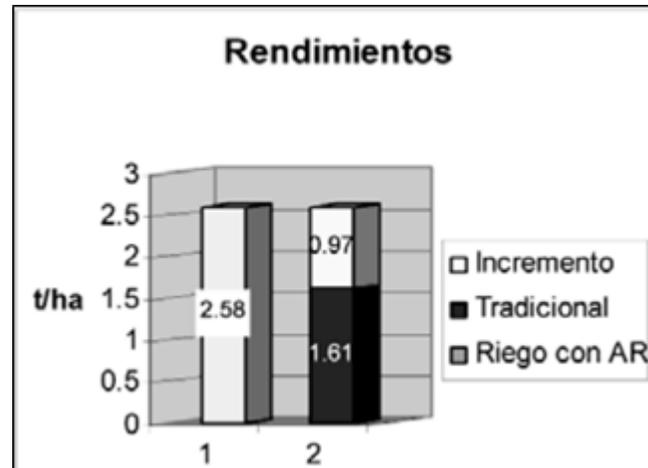


Figura 6. Rendimientos del cultivo

Aceptación de la práctica. La percepción de los agricultores sobre el uso del agua residual para regar sus cultivos es variada. Como aspectos positivos se indican el buen desarrollo del cultivo y mejor rendimiento, la economía por el no uso de fertilizantes, el aprovechamiento de terrenos ociosos y la disminución de la contaminación hacia el río pero como aspectos negativos se señalan los malos olores, la inexperiencia en la práctica del riego con esta agua y recelos al consumir los productos regados con agua residual.

De lo anterior se desprende que la implementación del riego con agua residual en el país no será una tarea fácil ya que a pesar de las bondades que esta práctica puede tener, existen prejuicios que hay que diluir. Es necesario acompañar la promoción de esta práctica con un fuerte componente de capacitación a los agricultores y a los potenciales consumidores de los productos que se obtengan de estas prácticas.

CONCLUSIONES

El uso de aguas residuales para riego en el cultivo de maíz (*Zea mays* L.) con los efluentes de la Planta de Tratamiento de la ciudad de Jinotepe, no representó para el suelo variaciones significativas en sus características físicas y químicas evaluadas.

El desarrollo del cultivo de maíz regado con agua residual tratada es normal y los rendimientos obtenidos superaron hasta en un 60 % con respecto a los rendimientos medios tradicionales en la zona donde se realizó el estudio. El contenido de nutrientes de los efluentes garantizó el no uso de fertilizantes significando con ello, un ahorro sustancial en comparación con el manejo tradicional de este cultivo en la zona sin el uso de aguas residuales.

La práctica del riego con aguas residuales tratadas es aceptada por los agricultores de la zona por sus bondades visibles, sin embargo, hay aspectos negativos como la inexperiencia en el riego y recelos por lo nuevo de esta práctica, por lo que el reúso de aguas debe considerarse como un proceso integral, que debe tomar en cuenta percepción de la población usuaria y consumidora.

Hidroquímica de Resultados de Calidad del Agua.

Calidad del Agua

Hidroquímica

La Hidroquímica es algo más que la mera determinación química y pasar a ser una herramienta hidrogeológica básica capaz de aportar valiosa información sobre el origen y distribución del agua subterránea y los procesos físico-químicos que la afectan y tener un criterio claro de la calidad del agua del acuífero en estudio.

Objetivo del Estudio

El objetivo que se persigue en el presente estudio es Evaluarle a las fuentes sus características físicas y químicas del agua de las fuentes aledañas al proyecto **Villa El Carmen**, para inferir la calidad del agua en dicha área, con respecto a parámetros Fisicoquímicos.

Resultados de Calidad del Agua

Los resultados de los parámetros Fisicoquímicos de las fuentes aledaños al proyecto **Villa El Carmen**, fueron analizados para inferir la posible calidad del agua en el área del proyecto.

✓ **Tablas de Resultados de las Fuentes aledañas al Proyecto Los López - Villa El Carmen. Tabla No. 1 - Resultados Físicoquímicos** (fuente: MINSA para el Centro de Salud Villa Carlos Fonseca)

No.	Parámetros	Unidades	Normas CAPRE	Presa El Borbollón	PP Los Cedros
1	Temperatura	°C	18-32	-	-
2	Turbidez	UNT	5.0	-	-
3	pH	Unidad	6.5-8.5	7.5	7.2
4	Conductividad eléctrica	µs/cm	-	400	362
5	Sólidos disueltos totales	mg/L	1000	-	-
6	Color Verdadero	UCV	15	-	-
7	Calcio	mg/L	100	42	27
8	Magnesio	mg/L	50	12	14
9	Sodio	mg/L	200	14.0	14.00
10	Potasio	mg/L	10	-	-
11	Cloruros	mg/L	250	26.1	21.7
12	Nitratos	mg/L	50	5	8
13	Sulfatos	mg/L	250	19.21	13.43
14	Carbonatos	mg/L CaCO ₃	-	2	2
15	Bicarbonatos	mg/L CaCO ₃	-	185	167
16	Dureza total	mg/L CaCO ₃	400	152	124
17	Alcalinidad total	mg/L CaCO ₃	NE	104	68
18	Alcalinidad de Fenolftaleína	mg/L CaCO ₃	-	NSD	NSD
19	Sílice disuelta	mg/L	-	-	-
20	Nitritos	mg/L	<0.1	0	0
21	Hierro Total	mg/L	0.3	-	-
22	Flúor	mg/L	0.7-1.5	0.45	0.32
23	Índice Saturación	%	< 10%		

Tabla No. 2 - Resultados de Metales y Bacteriológicos

Metales (Sustancias Inorgánicas de Significado para la Salud)				Presa El Borbollón	PP Los Cedros
Laboratorio Que realiza el análisis			CAPRE	22-jul-15	-
1	Arsénico	µg/L	10	-	-
2	Plomo	µg/L	10	NSD	-
3	Cobre	µg/L	2000	NSD	-
4	Zinc	µg/L	3000	NSD	-
5	Manganeso	µg/L	500	NSD	-
Análisis Bacteriológico				28-Marz-16	25-Abril-16
8	Coliformes	UFC	Negativo	Negativo	Negativo
9	Coliformes Totales	UFC	Negativo	Negativo	Negativo
10	Cloro Residual	mg/L	(0,5 - 3 ppm)	NSD	NSC

UFC/100mL = Unidades Formadoras de Colonias en

Clave:

100 mL.

< Id = menor del límite de detección.

nsd = no se detectó.

CaCO₃ = Carbonato de Calcio.

UCV = Unidades de Color Verdadero

mg/L = miligramos por Litros.

°C = Grados Celsius (centígrados).

µg/L = Microgramos por Litros.

UNT = Unidades Nefelométricas.

ng/L = Nanogramos por Litros.

CAPRE = Comité Coordinador Regional de Instituciones de Agua Potable y Saneamiento de Centroamérica, Panamá y República Dominicana

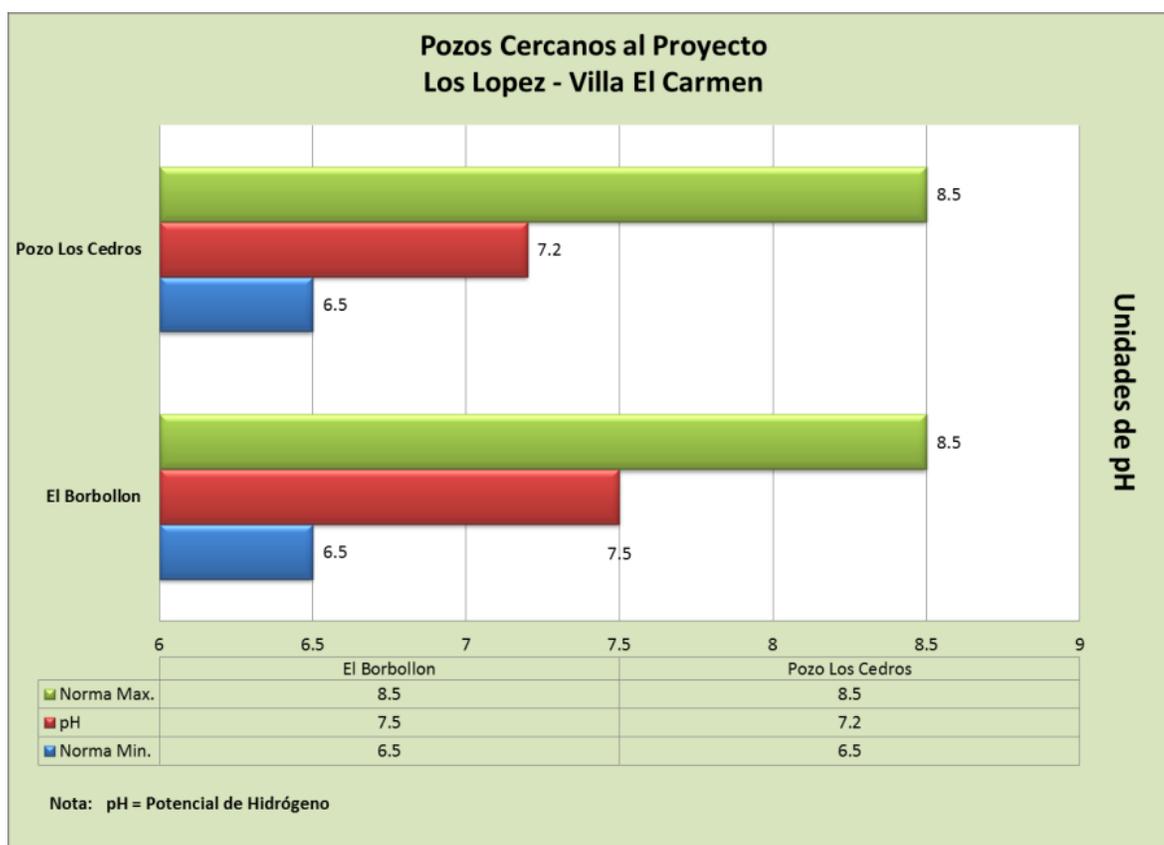
NMP/100 mL = Número Más Probable en 100 mililitros de muestra.

Nota : < 1.8 = Indica la no cuantificación de bacterias presentes, acorde al estándar método usado por el Laboratorio CIRA.

Gráficos de Parámetros Físicoquímicos principales vs Normas.

pH de las Aguas Subterráneas

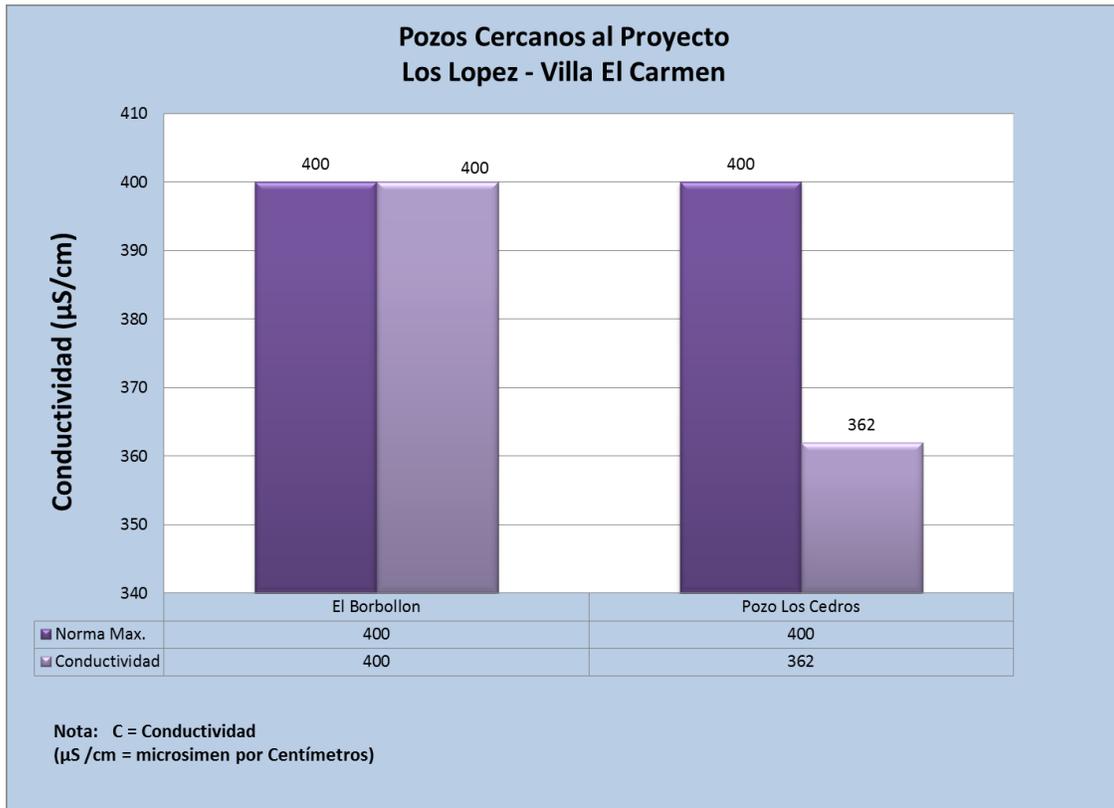
Por regla general, el pH de las aguas naturales se mantiene entre 6.5 y 8.5, aunque excepcionalmente puede variar entre 3 y 11 (ref. 10). El pH juega un papel importante en muchos procesos químicos y biológicos de las aguas subterráneas naturales (equilibrio carbonático, procesos redox, etc.). Es fácilmente alterable por lo que su determinación debe hacerse en el momento de la toma de la muestra. En el presente estudio se puede ver el pH, medido en el campo, se mantiene entre 7.2 y 7.5 unidades de pH, dentro de norma CAPRE, lo que se puede apreciar en el gráfico.



Fuente: alcaldía villa el Carmen

Conductividad eléctrica.

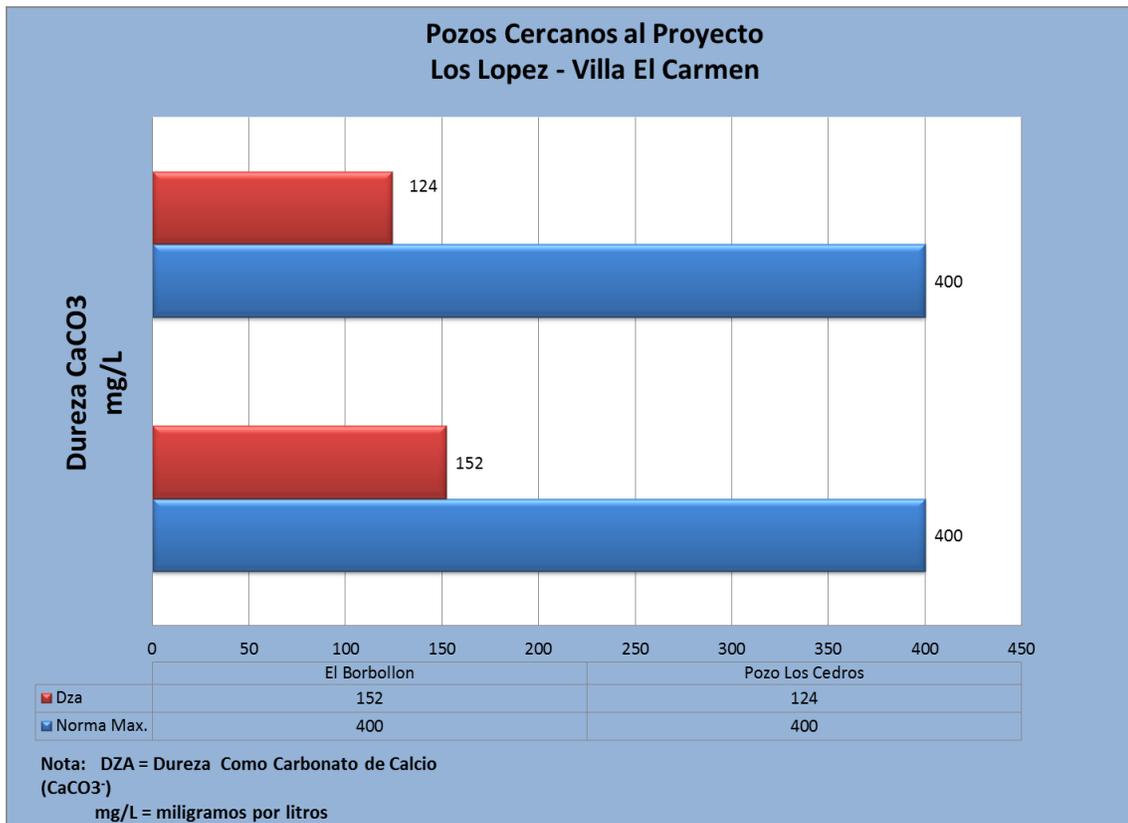
Como consecuencia de su contenido iónico, el agua se hace conductora de la electricidad. A medida que la concentración iónica aumenta, aumenta también hasta cierto límite la conductividad. La unidad de medida es el $\mu\text{S}/\text{cm}$ ó $\mu\text{mho}/\text{cm}$. La variación de temperatura modifica notablemente la conductividad. Sus valores normales de conductividad en aguas dulces están entre 100 y 2000 $\mu\text{S}/\text{cm}$, en el agua de mar es del orden de 45.000 y en salmueras puede alcanzar los 100.000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (ref. 10). Es así que las aguas de los pozos del presente estudio presentan valores entre 362 y 400 $\mu\text{S}/\text{cm}$, correspondientes a aguas dulces, asimismo están ubicados por debajo de las normas CAPRE, sin que represente una afección para el consumo humano puesto que los otros parámetros cumplen con la norma y este es alterado por la dureza, como se ve en el gráfico.



Fuente: alcaldía villa el Carmen

Dureza:

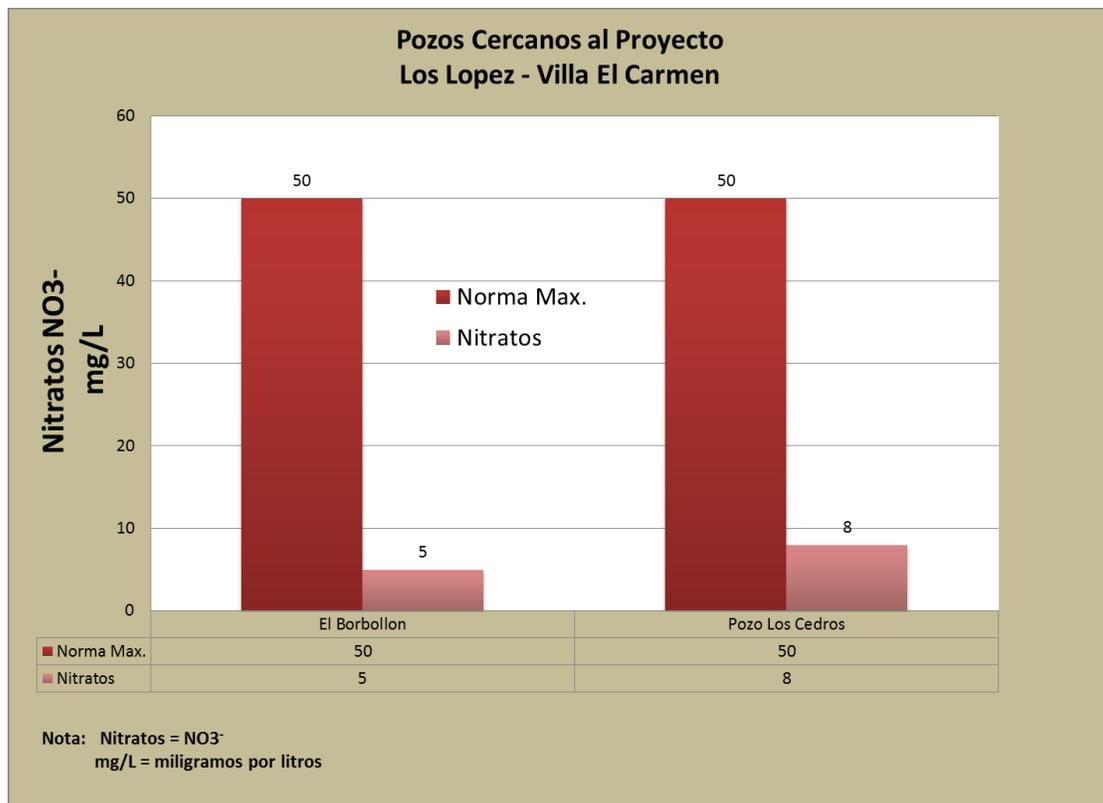
La dureza mide la capacidad del agua para consumir jabón o producir incrustaciones. Aunque en la reacción con jabón para producir compuestos insolubles pueden intervenir Ca, Mg, Fe, Mn, Cu, Ba, Zn, etc., actualmente la dureza se mide en términos de contenido en Ca y Mg (dureza total). Menos utilizados son los términos dureza permanente y dureza temporal que representan la parte de la dureza asociada al Cl y al SO₄ y la parte a las especies carbónicas, respectivamente. La dureza suele expresarse en mg/L de CaCO₃ o en grados franceses: °F = 10 mg/l de CaCO₃. Las aguas duras son, en general, incrustantes en tanto que las blandas suelen ser agresivas (ref. 10). En el presente estudio se puede ver que la dureza se mantiene entre 152.0 y 124.00 mg/L de CaCO₃, primeramente dentro de norma CAPRE y segundo corresponde a aguas duras, para el uso de consumo o industrial se ablandan antes del uso, se puede ver en el gráfico.



Fuente: alcaldía villa el Carmen

Pueden estar presentes en las aguas subterráneas bien como resultado de la disolución de rocas que los contengan, lo que ocurre raramente, bien por la oxidación bacteriana de materia orgánica. Su concentración en aguas subterráneas no contaminadas raramente excede de 50 mg/L.

El origen de los nitratos en las aguas subterráneas no siempre es claro. Son relativamente estables pero pueden ser fijados por el terreno o ser reducidos a nitrógeno o amonio en ambientes reductores. A menudo son indicadores de contaminación alcanzando entonces elevadas concentraciones y presentando, por regla general, una estratificación clara con predominio de las concentraciones más elevadas en la parte superior de los acuíferos libres.



Fuente: alcaldía villa el Carmen

El tipo de contaminación a que es debida su presencia en el agua subterránea está relacionado con las actividades urbanas, industriales y ganaderas, y muy frecuentemente, con carácter no puntual, con las prácticas de abonados intensivos inadecuados con compuestos nitrogenados (ref. 10). En el presente estudio se puede ver que los Nitratos se mantiene entre 5 y 8 mg/L, primeramente dentro de norma CAPRE y segundo no ha sido afectada por la contaminación antropogénica.

Presencia de Nitritos en el Agua Subterránea

Pueden estar presentes en las aguas subterráneas, lo que ocurre raramente, por la oxidación incompleta de la materia orgánica por las bacterias. Su concentración en aguas subterráneas no contaminadas raramente excede de 5.0 mg/L.

El origen de los nitritos en las aguas subterráneas no estables, se presentan como resultado de contaminación muy reciente, la oxidación bacteriana ha sido incompleta y el flujo de la contaminación se está dando de forma casi directo al acuífero. A menudo son indicadores de contaminación recientes.

El tipo de contaminación a que es debida su presencia en el agua subterránea está relacionado con las actividades urbanas, industriales y ganaderas. En el presente estudio se puede ver que los Nitritos no se detectaron, cumpliendo con las norma CAPRE,

Cabe señalar que este elemento no es crucial ya que basta con exponer el agua a aire y los nitritos se oxidan rápidamente a Nitratos sin representar ningún riesgo posterior para el consumo, ya que los nitratos se encuentran muy por debajo de normas.

Calidad Bacteriológica del Agua Subterránea.

La presencia de bacterias en el agua subterránea debe ser negativa, puesto que el suelo sirve de filtro natural por donde fluye el agua antes de ser extraída desde las profundidades de la tierra don se encontraba, de encontrarse solo puede ser debido a contaminación antropogénica, mediante el mismo orificio del pozo perforado o fracturas. La norma FAO/OMS y CAPRE expresa que no deben encontrarse bacterias en el agua para el consumo Humano.

En el presente estudio no se encontraron bacterias indicadoras de contaminación bacteriana (Termo tolerantes y Totales), cumpliendo con la norma CAPRE, representando que se ha garantizado la calidad bacteriológica del agua de cada una delas fuentes

El Pueblo, Pucallpa

RESULTADOS DE ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DE AGUA DE CONSUMO

FECHA DE ENTRADA: 6/11/15 CODIGO DE ENTRADA: 2685 CODIGO DE LABORATORIO: 301

MOTIVO DE ANÁLISIS: Vigilancia TIPO Y UBICACIÓN DE LA FUENTE: Agua de Consumo Humano, EL Barballón

CLIENTE RESPONSABLE: C/S Villa Carlos Tonsera

PARÁMETROS	VALOR	UNIDAD	MÉTODO	PARÁMETROS	VALOR	UNIDAD	MÉTODO
pH	7,5	mg/L	Ion Selectivo	pH	7,5	und	4500-H ⁺ B
Conductividad	400	µS/cm	2510-B	Alcalinidad a la fenolftaleína	NSD	mg/L	2320-B
Alcalinidad Total	152	mg/L	2320-B	Carbonatos	NSD	mg/L	2320-B
Bicarbonatos	185	mg/L	2320-B	Nitrosos	NSD	mg/L	4500-NO ₂
Nitratos	5	mg/L	4500-B	Amoniacal	0,05	mg/L	4500-NH ₄ -C
Ortofosfatos	0,08	mg/L	4500-PD	Sulfato	-	mg/L	4500-SO ₄ -E
Calcio	42	mg/L	3500-Ca D	Dureza Total	152	mg/L	2340-C
Dureza Cálcica	104	mg/L	3500-Ca D	Dureza Magnesia	48	mg/L	3500-Mg-S
Magnesio	12	mg/L	4218	Cloruros	-	mg/L	4500-Cl-B
Sólidos Totales	-	mg/L	2540-B	Ántraco	-	mg/L	
Cloro Residual (0.5-3 ppm)	NSD	mg/L	4500C-G	Características Organolépticas: propias			

TODOS LOS MÉTODOS QUE SE UTILIZAN SON DEL STANDARD MÉTODO DEL AÑO 2005, USA
ESTE RESULTADO NO ES VÁLIDO SI NO PRESENTA FIRMAS Y SELLO ORIGINAL
NSD: No se detectó.

Lic. Sara Somarriva Ardila
Cientista en Laboratorio de Salud
CNDR/MINSA

Lic. Carlos Morales Bonilla
Director de Química Sanitaria
CNDR/MINSA

Imagen: resultados de calidad del agua de Municipio villa el Carmen. Fuente: Enacal 2016

INFORME DE ENSAYOS BACTERIOLÓGICOS DE AGUAS

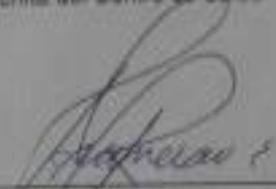
TIPO DE MUESTRA: Agua de Consumo PROCEDENCIA: Villa El Carmen
 DIRECCION: C/S Villa Carlos Fonseca Amador Managua TELEFONO: _____
 REMITIDAS POR: C/S V. C. F. A. MOTIVO DE ENSAYO: Vigilancia Sanitaria
 INTERESADO: SILAIS Managua RESP. MUESTREO: Enoc Cruz Mojica
 FECHAS DE: RECEPCION: 21/04/16 ENSAYO: 21/04/16 EMISION RESULTADO: 25/04/16

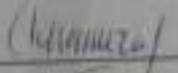
No.	DESCRIPCIÓN	Cloro residual	Código de entrada C.N.D.R.	Coliformes Totales NMP/100 ml	Coliformes termotolerantes NMP/100 ml
01	Mercadito V.C.F	0.2	1457-Ag16	<1.8	<1.8
02	Instituto Che Guevara	0.2	1458-Ag16	<1.8	<1.8
03	Instituto Samaria	0.0	1459-Ag16	<1.8	<1.8
04	P/M Los Cedros	0.0	1460-Ag16	<1.8	<1.8
05	Pozo Nuevo Los Cedros	0.0	1461-Ag16	2.0	<1.8
6	Pozo Enacal Los Cedros	0.0	1462-Ag16	<1.8	<1.8

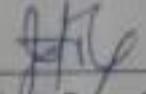
NOTA: Se da fe únicamente de la muestra analizada. N.R. No Reportado. NMP: Numero Más Probable.

MÉTODO: Standard Methods for the examination of Water and Wastewater, 21 th Edition, 2005: Coliformes Totales, Termotolerantes y E. Coli, 9221 B, 9221 E, 9221 F.

Observaciones: La toma, el reporte del cloro residual y el envío de estas muestras es responsabilidad del higienista del Centro de Salud.


MSc. Francisco Romero Oviedo
 Analista de Aguas y Alimentos


MSc. Carmen Lapaiza Jarquin
 Resp. Dpto. Aguas y Alimentos


Lic. Justo Reyes Cerro
 Director de Microbiología


 Instituto Nacional de Control y Regulación de la Calidad de Agua y Alimentos
 Centro Nacional de Gerencia y Evaluación de la Calidad

Imagen: resultados de calidad del agua de Municipio villa el Carmen. Fuente: Enacal 2016

INFORME DE ENSAYOS BACTERIOLÓGICOS DE AGUAS

TIPO DE MUESTRA: Agua de Consumo PROCEDENCIA: Villa El Carmen
 DIRECCION: C/S Villa Carlos Fonseca Amador Managua TELEFONO: _____
 REMITIDAS POR: C/S V. C. F. A. MOTIVO DE ENSAYO: Vigilancia Sanitaria
 INTERESADO: SII AIS Managua RESP. MUESTREO: Ninoska Leiva
 FECHAS DE RECEPCION: 17/03/16 ENSAYO: 17/03/16 EMISION RESULTADO: 28/03/16

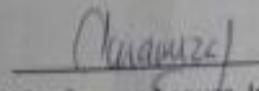
No.	DESCRIPCIÓN	Cloro residual	Código de entrada C.N.D.R.	Coliformes Totales NMP/100 ml	Coliformes termotolerantes NMP/100 ml
01	El Borbollón	5.0	1027-Ag16	<1.8	<1.8
02	Casa Ninoska	2.0	1028-Ag16	>1600	94
03	Puesto Medico Samaria	0.0	1029-Ag16	170	130
04	C/S Villa El Carmen	0.0	1030-Ag16	350	49
05	P/M Los Cedros	2.0	1031-Ag16	<1.8	<1.8
06	Pozo ENACAL	4.0	1032-Ag16	<1.8	<1.8

NOTA: Se da fe únicamente de la muestra analizada. N.R.: No Reportado. NMP: Numero Más Probable.

MÉTODO: Standard Methods for the examination of Water and Wastewater, 21th Edition, 2005. Coliformes Totales, Termotolerantes y E. Coli, 9221 B, 9221 E 9221 F.

Observaciones: La toma, el reporte del cloro residual y el envío de estas muestras es responsabilidad del higienista del Centro de Salud.


 MSc. Francisco Romero Oviedo
 Analista de Aguas y Alimentos


 MSc. Carmen Lanuza Jarquin
 Resp. Dpto. Aguas y Alimentos

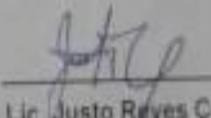

 Lic. Justo Reyes Cerro
 Director de Microbiología

Imagen: resultados de calidad del agua de Municipio villa el Carmen. Fuente: Enacal 2016

RESULTADOS DE ANALISIS FISICO QUIMICO DE AGUA DE CONSUMO

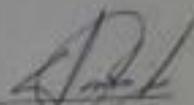
FECHA DE ENTRADA: 14/02/15 CODIGO DE ENTRADA: 2690 CODIGO DE LABORATORIO: 302

MOTIVO DE ANALISIS: Vigilancia TIPO Y UBICACION DE LA FUENTE: Agua de Consumo Humano Pozo Los Cedros

CLIENTE RESPONSABLE: C/S Villa Carlos Fonseca

PARAMETROS	VALOR	UNIDAD	METODO	PARAMETROS	VALOR	UNIDAD	METODO
Fluor	0,32	mg/L	Ion Selectivo	pH	7,2	und	4500-H ⁺ B
Conductividad	362	µS/cm	2510-B	Alcalinidad a la Fenolftaleina	NSD	mg/L	2320-B
Alcalinidad Total	137	mg/L	2320-B	Carbonatos	NSD	mg/L	2320-B
Bicarbonatos	167	mg/L	2320-B	Nitritos	NSD	mg/L	4500-ND ₂
Nitratos	8	mg/L	4500-B	Amoniac	0,02	mg/L	4500-NH ₄ C
Ortofosfatos	0,19	mg/L	4500-PD	Sulfato	-	mg/L	4500-SO ₄ E
Calcio	27	mg/L	3500-Ca D	Dureza Total	124	mg/L	2340-C
Dureza Cálcica	68	mg/L	3500-Ca D	Dureza Magnesia	56	mg/L	3500-Mg B
Magnesio	14	mg/L	4218	Cloruros	-	mg/L	4500-Cl-B
Sólidos Totales	-	mg/L	2540-B	Arsénico	-	mg/L	
Cloro Residual (0.5-3 ppm)	NSD	mg/L	4500C G	Características Organolépticas: <u>propias</u>			

TODOS LOS MÉTODOS QUE SE UTILIZAN SON DEL STANDARD MÉTODO DEL AÑO 2005, USA
 ESTE RESULTADO NO ES VÁLIDO SI NO PRESENTA FIRMAS Y SELLO ORIGINAL.
 NSD: No se detectó.


 Lic. Sara Somarriba Ardiola
 Analista en Laboratorio de Salud
 CNDR/MINSA



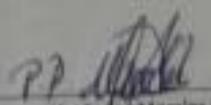

 Lic. Carlos Morales Borilla
 Director de Química Sanitaria
 CNDR/MINSA

Imagen: resultados de calidad del agua de Municipio villa el Carmen. Fuente: Enacal 2016

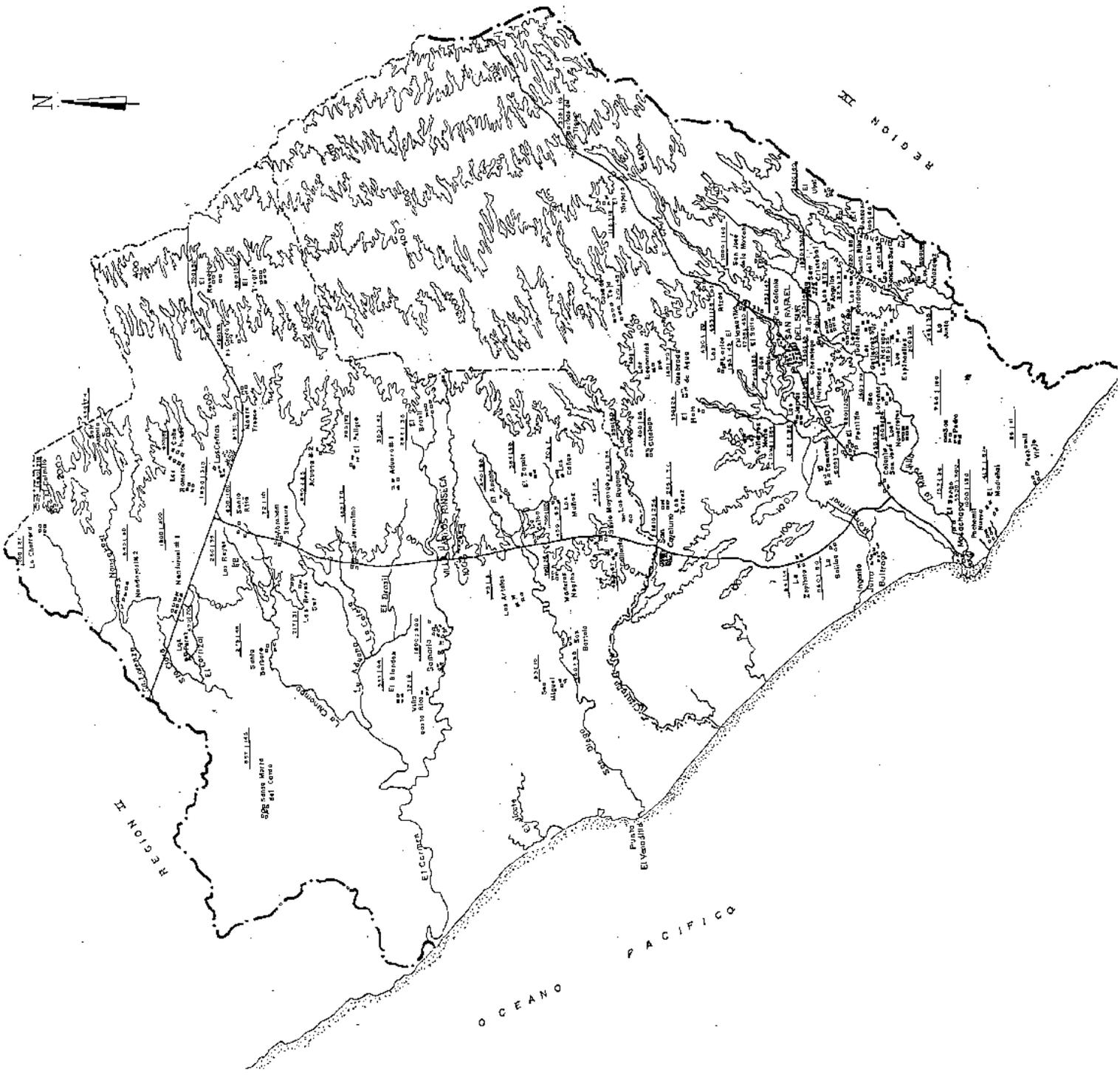
LEYENDA

APA DE POBLACION Y VIVIENDA

Población 3301.50 Vivienda

SIMBOLOGIA

- Poblado
- Carretera
- Limite Regional
- Limite Municipal
- Río
- Curva de Nivel



FONDO DE LAS NACIONES UNIDAS
 PARA LA INFANCIA
 INSTITUTO NICARAGÜENSE DE ACUEDUCTOS
 Y ALCANTARILLADOS (INAA)
 (UNICEF)

PLAN DE AGUA Y SANEAMIENTO DE LOS MUNICIPIOS
 SAN RAFAEL DEL SUR Y VILLA EL CARMEN DE LA REGION III

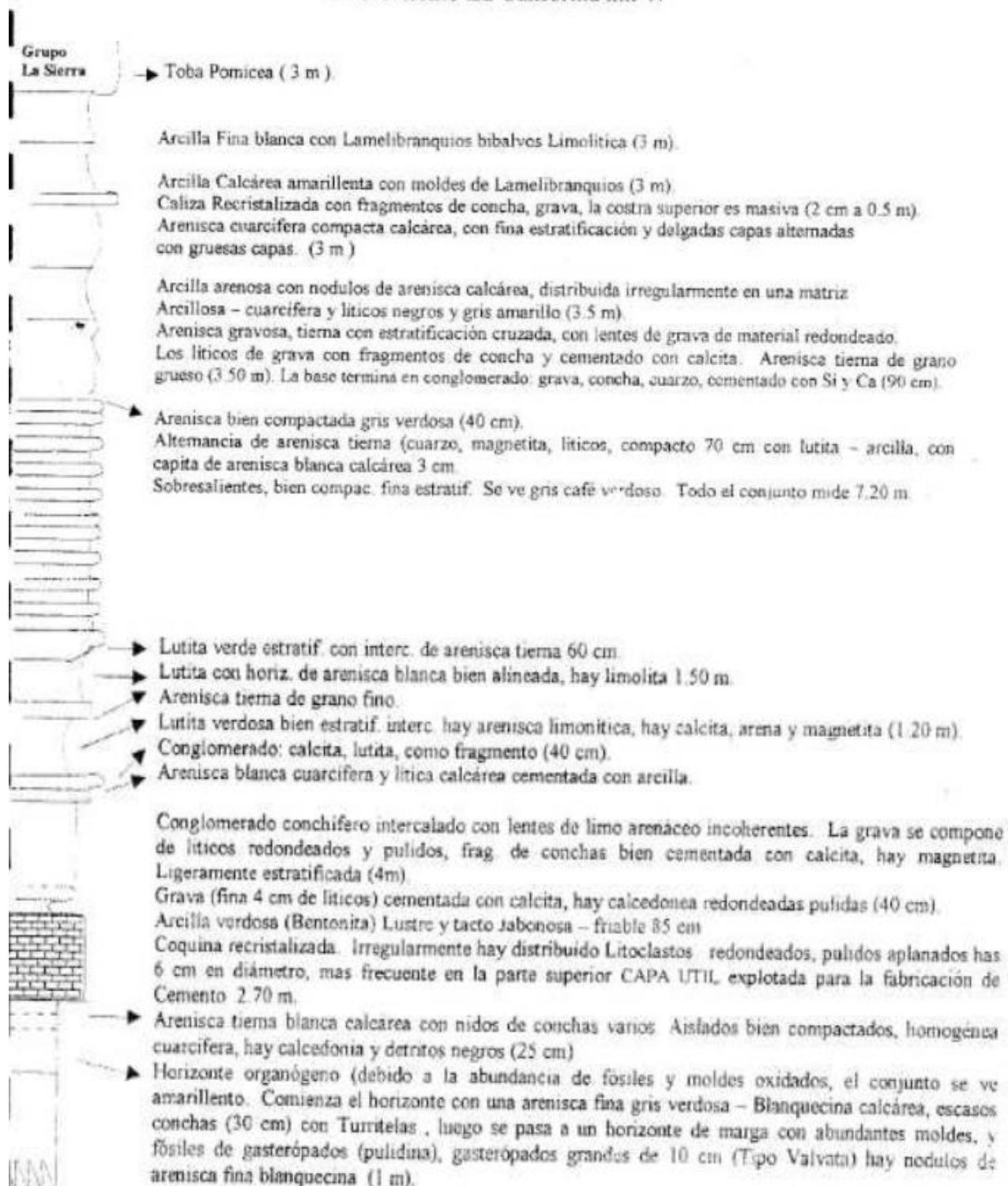
DIRECCION DE
 ACUEDUCTOS RURALES
 (NIVEL CENTRAL)

GERENCIA GENERAL
 REGION III
 (DIRECCION DE ACUEDUCTOS
 RURALES REGIONAL)

Estratigrafía de Villa el Carmen.

COLUMNA ESTRATIGRAFICA DE "EL SALTO"

Afloramiento La California km 47



Geomorfología del terreno

Este municipio se encuentra entre las provincias geomorfológicas costeras del pacífico y la cordillera volcánica del pacífico, que su vez en las sub provincias del pacífico y cuestras de dirima. En las serranías del pacífico afloran rocas sedimentarias, marinas, de edad terciaria y copas rocosas compuestas de arenisca y lutitas. Superficialmente estas rocas están meteorizadas.

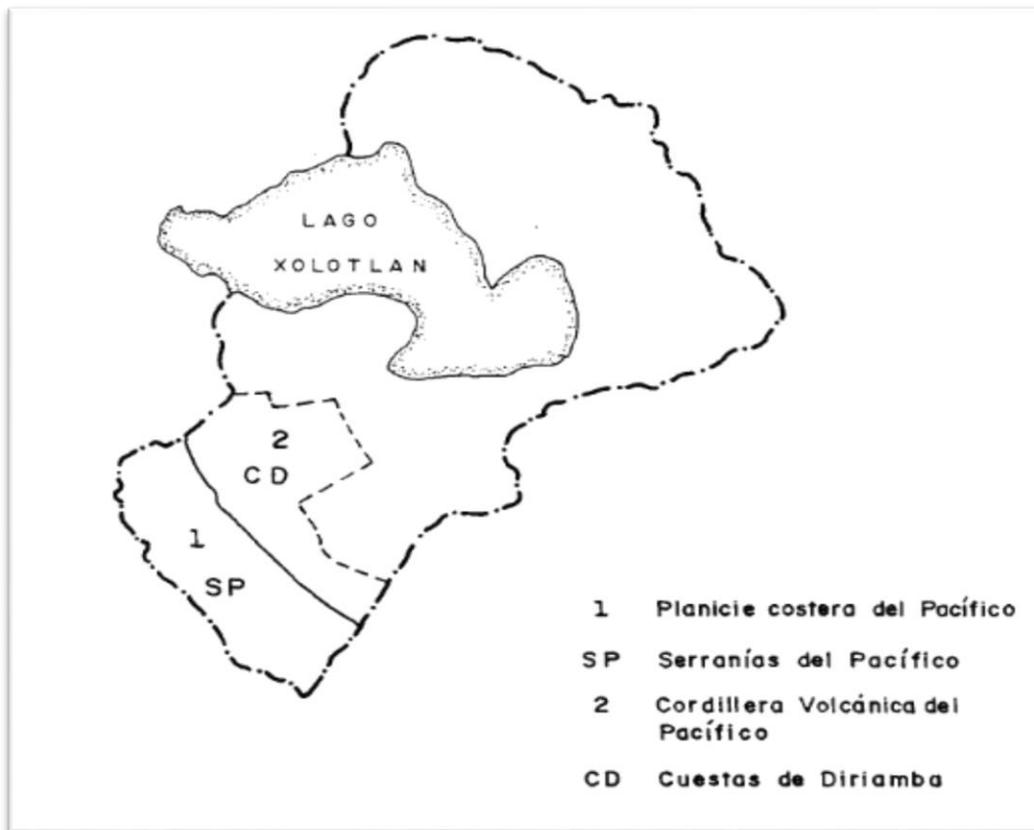


Imagen: Provincias fisiográficas del municipio. Fuente: Inaa 1996

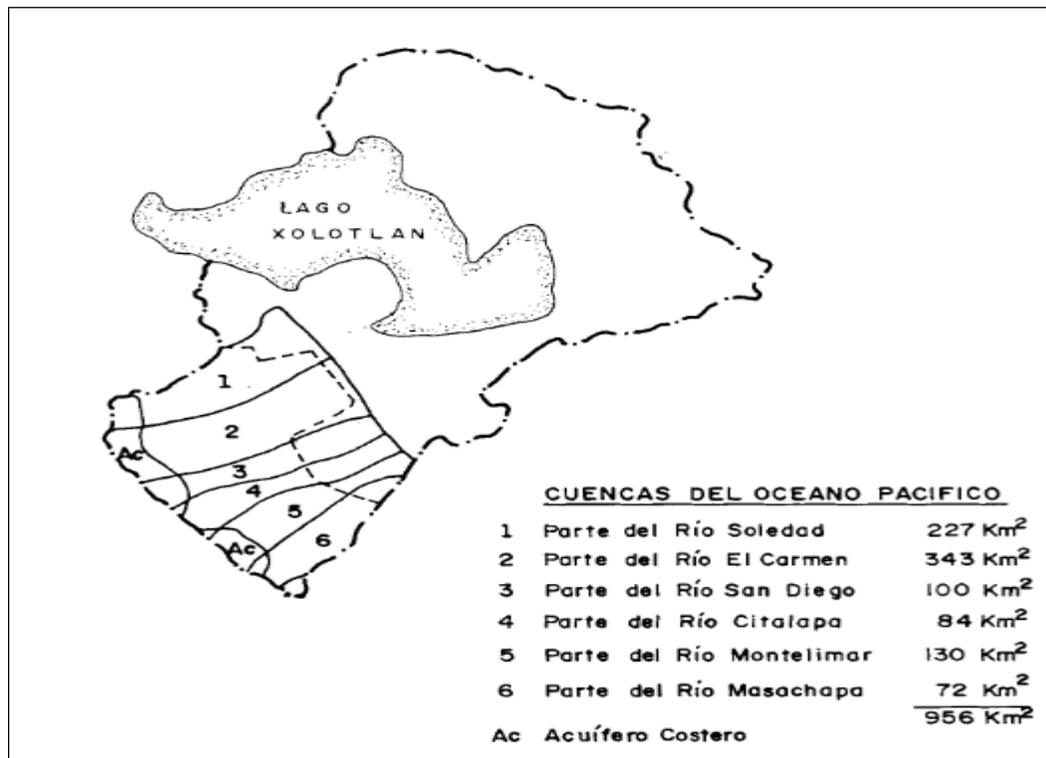
Características Hidrogeológicas de Villa el Carmen.

Características Hidrológicas	
Medio físico	Fisurado/ poroso
Transmisibilidad	Baja- Nula
Permeabilidad	Regular- impermeable

Fuente: Inaa 1996

Hidrología de aguas subterráneas.

Dentro de la zona del municipio de villa el Carmen el, agua subterránea se encuentra a profundidades menores de 1.0 metros (en los sectores aledaños al océano pacifico.) hasta 400 metros (en los sectores del crucero, en un 60% del área del municipio el nivel de las aguas subterráneas se encuentra entre 1.5 a 25 metros. Ver gráfico. Esto aportado por las cuencas provenientes de la cordillera de diriamba.



Cuencas aledañas a villa el Carmen Fuente: Inaa 1996

Presupuesto de actividades.

Corte, conformación y compactación para terraza (incluye topografía)	m3	29,642.00	25.85	766,245.70
--	----	-----------	-------	------------

Corte, conformación y compactación de terreno

Precios Casa Pellas.

Tractor D6 costo por hora= 2829.00

Capacidad de cuchilla = 3 m^3

Apila 130 m^3 por hora

$$\text{Cant Horas} = \frac{\frac{(29642 \times 0.8) \text{m}^3}{3.1 \text{m}^3}}{130 \text{m}^3/\text{h}} = 58 \text{hr}$$

Costo de tractor D6 = $58 \text{hr} \times 2829.00 \text{ C\$} = 166465.95 \text{ Cordobas}$

Costo de motoniveladora

Costo por hora= 2575.00

Conforma $40 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$

$$\text{Cant Horas} = \frac{\frac{(29642 \times 0.4) \text{m}^3}{2 \text{m}^3}}{50 \text{m}^3/\text{h}} = 118 \text{hr}$$

Costo motoniveladora. = $118 \text{hr} \times 2829.00 \text{ C\$} = 267412.34 \text{ Cordobas}$

Costo de compactación

Costo por hora=1935C\$

Trabaja el 35% de las horas trabajadas por la motoniveladora.

$$\text{Cant horas} = 118 \text{H} \times 0.35 = 42 \text{hr}$$

Costo de vibro compactadora = $42 \text{hr} \times 1935.00 \text{ C\$} = 80300.18 \text{ Cordobas}$

Pipa de agua

Trabaja el 80% de las horas trabajadas por la compactadora

Coso por viaje 600C\$

Viajes por hora= 2 aprox

$$Cant\ viajes = 42H \times 0.8 = 19\ viajes$$

Costo de viajes pipa de agua. = $19\ viajes \times 600C\$ = 11204.68\ Cordobas$

Movilización de los equipos.

\$400 por equipo.

$$Total = \$400 \times 3 = 1200$$

Topografía.

Levantamiento, replanteo y cálculos

Valor estimado= 206146.57 Cordobas

Caja de 0.50 a 2.50 m de profundidad (3000 psi), según planos constr.	Unid	4	7604	30416	276.51	1106.04
---	------	---	------	-------	--------	---------

Cantidad de concreto

$$((0.5m \times 2.5m \times 0.2m = 0.05m^3 \times 4\ lados = 0.2m^3) + ((0.5 \times 0.5 \times 0.15) \times 2) = 0.275m^3$$

Proporción de mezcla 1:2:3

$$Arena = 0.6 \times 0.275 \times 1.15 = 0.19m^3\ por\ caja$$

$$Grava = 0.76 \times 0.275 \times 1.1 = 0.23m^3\ por\ caja$$

$$Cemento = 9 \times 0.275 \times 1.15 = 3\ bolsas\ por\ caja$$

Cantidad de materiales por 4 cajas

$$0.19m^3 \times 4 = 0.76m^3 = 1\ m^3\ Costo\ arena\ 1\ m^3 = 350C\$ Puesta\ en\ el\ lugar = 500C\$ Total$$

$$0.23m^3 \times 4 = 0.92m^3 = 1\ m^3\ Costo\ grava\ 1\ m^3 = 4000C\$ Puesto\ en\ el\ lugar = 500\ C\$ Total$$

$$3 \times 4 = 12\ bolsas. Costo\ cemento = 270C\$ Puesto\ en\ el\ lugar = 280C\$ Total\ C\$3360$$

Acero

Parilla de 0.5x 0.5m, con separación entre varillas de 0.1m.

$(0.5m \times 10) = 5m$ por lado, total de acero $= (5m \times 5 \text{ lados}) = 25m = 5$ varillas aprox, por caja

Alambre de amarre = 5 libras. Costo C\$30x 5= 150C\$

Total de varillas = 5varillas x 4 cajas= 20 varillas de $\frac{3}{8}$ " = 2 quintales de varillas.

Costo= 1300x 2= 2600C\$.

Costo de transporte = C\$250.

Mano de obra

Por caja C\$3000. Incluye excavación, formaletas

Costo de actividad

Cada caja=C\$ 5087.5

Costo total= C\$20350.

Concreto de 3000 PSI	m3	0.81	2,314.7 0	1,874.91	80.01	64.81
----------------------	----	------	--------------	----------	-------	-------

Concreto 3000PSI

Arena= $0.6 \times 0.81 \times 1.15 = 0.56m^3$ Costo arena= C\$450 Puesta en el sitio,= C\$500

Grava = $0.76 \times 0.275 \times 1.1 = 0.68m^3$ Costo grava =C\$580 Puesto en el lugar= C\$600

Cemento= $9 \times 0.275 \times 1.15 = 3 \text{ bolsas}$ Costo cemento=810C\$ Puesto en el lugar= C\$900

Mano de obra

Elaboración y vertido del concreto

$1m^3 = C\$500$ $0.81m^3 = C\$405$

Costo total actividad= C\$2000+405= C\$2405

Acarreo de material selecto a 10 km	m3	100.60	117.60	11,830.69	4.07	408.94
-------------------------------------	----	--------	--------	-----------	------	--------

Con camión de $7m^3$

Costo por viaje camión = Distancia X metraje cubico x (6 córdobas por km)

$$\text{Costo} = (10km \times 100.6m^3) \times 6C\$ = C\$6000$$

Precio material selecto = $58C\$/m^3$; Costo de $100 m^3 = 58 \times 100.6 = 5800.6$

Hormigon rojo	m3	10,626.50	452.38	4,807,162.94	15.64	166,165.33
---------------	----	-----------	--------	--------------	-------	------------

Precio de hormigón rojo en mina de Xilola = $80C\$. m^3$

Precio de material = Costo = $(80C\$ \times 10626.5 m^3) \times 6C\$ = C\850120

Con camión de $14m^3$

Costo por viaje camión = Distancia X metraje cúbicos (8.5 córdobas Km)

$$\text{Costo} = (49km \times 14m^3) \times 8.5 C\$ = C\$ 5831.$$

Cantidad de viajes = $\frac{10626.5}{14} = 760 \text{ viajes}$

Costo total transporte = $760 \text{ viajes} \times C\$5831 = C\$ 4425729$

Costo de actividad = precio material + precio transporte = $850120 + 4425729 = C\$5275849$

Formaleta para estructura de concreto	m2	7.00	173.53	1,214.71	6.00	41.99
---------------------------------------	----	------	--------	----------	------	-------

Cantidad de obra = $7m^2$

Numero de formaletas = $\frac{7m^2}{0.336m^2} = 19.13 \text{ reglas} \approx 20 \text{ reglas de } (2" \times 4")$

Costo de materias (Reglas de 2" x 4") = $20 \times 280C\$ \text{ c/u} = 5600 C\$$

Costo de transporte = $600 C\$$

Pared de piedra cantera 15x40x60	m2	323	208.33	67,290.59	7.20	2,325.98
----------------------------------	----	-----	--------	-----------	------	----------

Cantidad de obra= 323 m^2

Área de piedra= 0.240 m^2

Cantidad de piedras= $\frac{323 \text{ m}^2}{0.240 \text{ m}} \times 1.1 = 1481 \text{ piedras}$

Costo de piedra cantera

Unitario = 35

Total= $1481 \text{ piedras} \times 35 \text{ C\$} = \text{C\$} 51836$.

Costo de transporte = Por viaje = C\$4500. En 5 viajes de piedras = $4500 \times 5 = \text{C\$} 22000$.

Mano de obra= 30% del valor de material=C\$22150.8

Costo total de actividad=C\$73836 + C\$22150.8= C\$ 95986.8

BIBLIOGRAFÍA

Oferta Técnica elaborada por Ingeniería Diseño y Construcción (IDCO),
Juigalpa Nicaragua 2007

Tijerino G & Martínez C(2002) Factibilidad técnica- económica del sistema de alcantarillado para la ciudad de Juigalpa(monografía para optar al título de ingeniero civil, universidad nacional de ingeniería Managua Nicaragua)

Teoría, Diseño y Control de los procesos de Clarificación del agua.
CEPIS

Ingeniería de Aguas residuales.Tratamiento, vertido y Reutilización.
Metcalf& Eddy Tercera Edición Mc Graw Hill.

Ingeniería Sanitaria y de Aguas residuales
Volumen I Gordon-Maskew-JohnCharles GeyeryDanielAlexanderOkun

Programa Regional HPE/OPS/CEPIS de Mejoramiento de la
Calidad del Agua para Consumo Humano.
División de Salud yAmbiente, OPS, OMS.

Abastecimiento de aguay Remoción de aguas residuales
Tomo I. Fair, Geyer y Okun

CEPIS. Manual de Disposición de Aguas Residuales. Origen de descarga
tratamiento y análisis de las Aguas Residuales. Volumen I y II, Lima Perú 1991. R. S
Ramalho. Editorial Revelté.

Normas Técnicas para el Diseño y Construcción de Sistemas de Agua potable y
Alcantarillado Sanitario. ENACAL 1998.

Abastecimiento de Agua potable y Alcantarillado sanitario.
Ing. María Elena Baldizón.
Profesora Titular del Dpto. de Hidráulica, RUPAP
Universidad Nacional de Ingeniería.

Departamento de Registro del MINSa
Libro de Motivos de Consulta de la población
DGSi-MINSa,
1997, 1998, 1999,2000
Ingeniería Ambiental

J. Glynn Henry y Gary W. Heinke Editorial
Prentice Hall & Pearson Segunda
Edición, 1999

Diseño de Acueductos y Alcantarillados
Ing. Ricardo Alfredo López Cualla
ALFAOMEGA Grupo Editor, Segunda Edición 1999.

Diseño de Lagunas de Estabilización
Ing. Ricardo Alfredo López Cualla
ALFAOMEGA Grupo Editor, Segunda Edición 1999.

Ingeniería Sanitaria y de aguas residuales
Rensealer Politechnic Institute
Sección de Mecánica de suelos e Ingeniería Sanitaria
Edward J. Kilcawley, 1995.

INTERNET, las siguientes direcciones:

- www.ENACAL.gob.ni,
- www.who.com/CEPIS, www.pho.com,
- www.monografias.com/sanitaria, www.yahoo.com/pumps,
www.altavista.com/sewerpumps.

COSTOS DE INVERSION DEL PROYECTO DE EJECUCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO AGUAS RESIDUALES DE VILLA EL CARMEN

ETAPA	SUB ETAPA	DESCRIPCION DE LA ETAPA	U/M	CANTIDAD	COSTOS (C\$)		COSTOS (\$US)	
					UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL
408	408	OBRAS DE PRETRATAMIENTO - TANQUES INMHOF	c/u	1.00	1,083,590.33	1,083,590.33	37,455.59	37,455.59
409	409	BIOFILTROS	M	1,724.40	2,109.55	3,637,700.67	72.92	125,741.47
	01	MOVIMIENTO DE TIERRA	m3	11,338.74	219.21	2,485,566.14	7.58	85,916.56
		Corte y/o excavación con equipo	m3	9,100.83	25.85	235,256.46	0.89	8,131.92
		Relleno y compactación con equipo	m3	2,237.91	86.90	194,474.38	3.00	6,722.24
		Tierra a botar	m3	8,921.80	109.73	978,988.68	3.79	33,839.91
		Suelo cemento 1:8 (0.30 m de espesor)	m3	2,237.91	476.58	1,066,543.15	16.47	36,866.34
		Conformación de taludes	m2	2,341.70	4.40	10,303.48	0.15	356.15
	02	LECHO FILTRANTE	m3	1,724.40	299.45	516,364.86	10.35	17,848.77
		Hormigon rojo	m3	1,073.50	452.38	485,622.53	15.64	16,786.12
		Filtro grueso de 4"	m3	50.90	425.98	21,683.83	14.72	749.53
		Acarreo de suelo vegetal a 1 km	m3	660.00	10.73	7,078.50	0.37	244.68
		Conformación de suelo vegetal 15 cm	m3	600.00	3.30	1,980.00	0.11	68.44
	04	TUBERIAS Y CAJAS DE REGISTRO DE DISTRIBUCION	Global	1.00	635,769.67	635,769.67	21,976.14	21,976.14
		EXCAVACION Y RELLENO	m3	202.50	247.60	50,138.34	8.56	1,733.09
		Excavación para alcantarilla con equipo	m3	110.00	55.98	6,157.26	1.93	212.83
		Relleno y compactación para alcantarilla (con equipo)	m3	80.00	216.48	17,318.69	7.48	598.64
		Acarreo de material selecto a 10 km	m3	75.50	117.60	8,878.90	4.07	306.91
		Acarreo de arena	m3	23.30	211.60	4,930.17	7.31	170.42
		Tierra a botar	m3	88.00	109.81	9,663.26	3.80	334.02
		Excavación en suelo natural para caja	m3	10.00	291.15	2,911.46	10.06	100.64
		Relleno y compactación manual para caja	m3	2.50	24.62	61.54	0.85	2.13
		Acarreo de tierra suelta	m3	9.75	22.26	217.06	0.77	7.50
		INSTALACION DE TUBERIA	Global	1.00	511,606.22	511,606.22	17,684.28	17,684.28
		Instalación tubería PVC 8" SDR 41, ranurada 1/2" @0.5m	m	195.00	1726.66	336,697.97	59.68	11,638.37
		Instalación de tubería PVC 8"de diámetro SDR 41	m	125.00	1381.33	172,665.63	47.75	5,968.39
		Tee PVC de 8"	c/u	4.00	345.13	1,380.50	11.93	47.72
		Codo PVC de 8" x 90°	c/u	3.00	287.38	862.13	9.93	29.80
		CAJAS DE VALVULAS	c/u	2.00	19,481.00	38,962.00	673.38	1,346.77
		Caja para protección de válvulas	c/u	2.00	2738.45	5,476.90	94.66	189.32
		Válvula de compuerta de 8"	c/u	2.00	16742.55	33,485.10	578.73	1,157.45
		CAJAS DE DISTRIBUCIÓN EN BIOFILTROS	c/u	3	6,641.07	19,923.21	229.56	688.67
		CAJA DE DISTRIBUCION #1	c/u	1	4,783.31	4,783.31	165.34	165.34
		Concreto de 3000 PSI	m3	0.81	2,314.70	1,874.91	80.01	64.81
		Formaleta para estructura de concreto	m2	5.76	173.53	999.53	6.00	34.55
		Hierro corrugado menor al #4	m2	52.98	36.03	1,908.87	1.25	65.98
		CAJA DE DISTRIBUCION DE 1.51 m A 2.00 m	c/u	2	4,783.31	4,783.31	82.67	165.34
		Concreto de 3000 PSI	m3	0.81	2,314.70	1,874.91	80.01	64.81
		Formaleta para estructura de concreto	m2	5.76	173.53	999.53	6.00	34.55
		Hierro corrugado menor al #4	m2	52.98	36.03	1,908.87	1.25	65.98
		CAJA DE SALIDA DE BIOFILTROS	c/u	2	5,178.30	10,356.59	178.99	357.99
		Concreto de 3000 PSI	m3	0.81	2,314.70	1,874.91	80.01	64.81
		Formaleta para estructura de concreto	m2	5.76	173.53	999.53	6.00	34.55
		Hierro corrugado menor al #4	m2	52.98	36.03	1,908.87	1.25	65.98
		Soporte de tubo	c/u	3.00	131.66	394.99	4.55	13.65
	05	TUBERIA PARA DRENAR EXCESO	m	1.00	370834.12	370834.12	13484.88	13484.88
		Excavación para alcantarilla con equipo	m3	228.42	205.50	46940.31	7.47	1706.92
		Caja de 0.50 a 2.50 m de profundidad (3000 psi), según planos constr.	Unid	4	4350.8	17403.2	158.21	632.84
		Instalación de tubería PVC 8"de diámetro SDR 41	m	198.53	1543.80	306490.61	56.14	11145.11
409	409	CONFORMACIÓN DEL TERRENO	global	1.00	712,756.21	712,756.21	25,918.41	25,918.41
		Desalojo de capa vegetal	m3	1,447.57	25.85	37,419.68	0.94	1360.72
		Corte, conformación y compactación para terraza (incluye topografía)	m3	7,397.75	25.85	191,231.94	0.94	6953.89
		Desalojo de Material a dos km	m3	8,845.32	54.73	484,104.58	1.99	17603.80
		Total Costos de Obras Civiles				4,721,291.00		163,197.06
		Total Directo con Incertidumbre e Imprevisto				5,901,613.75		203,996.33
		Admón. y Utilidades de Contratista (%Costo Directo)	10%			590,161.37		20,399.63
		Costo Total con Adom. Y Utilidad. Del Contratista				6,491,775.12		224,395.96