UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
RECINTO UNIVERSITARIO PEDRO ARAUZ PALACIOS
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION

Trabajo Monográfico para Optar al Título de Ingeniero Civil

Diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario y del Sistema de Tratamiento de las Aguas Residuales del Distrito IV de la ciudad de San Marcos, Municipio de San Marcos, Departamento de Carazo.

Elaborado por:

- Br. Wendy Carolina Matus Flores 2008 - 24055
- Br. Pablo Antonio Espinoza Montoya 2008 - 23919

Tutor:

Ing. Mario Castellón Zelaya

Managua, Noviembre 2014

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por habernos permitido culminar otra etapa más de nuestra educación y de nuestro crecimiento personal.

A nuestros padres por ser en todo momento de nuestra vida fuente de apoyo y motivación, por haber dedicado su tiempo y dinero en nuestra formación, por donarnos sus consejos y exigirnos siempre lo mejor de cada uno.

A nuestro tutor, Ingeniero Mario Castellón Zelaya por el tiempo y dedicación que nos brindó al asesorarnos en la elaboración del trabajo monográfico.

A la Alcaldía de San Marcos y a la Asociación para la Promoción y Desarrollo Integral de los Municipios (APRODIM), en especial al Lic. Marco Tulio Navarro, por haber estado dispuesto desde el inicio a colaborar con toda la información necesaria para el desarrollo de este proyecto.

DEDICATORIAS

A Dios y a nuestra Madre Santísima, por otorgarme el día a día, la fortaleza espiritual y la sabiduría para llevar a buen término mis metas y a mis padres Sr. Pablo Antonio Espinoza Espinales y Sra. Blanca Denia Montoya Romero como muestra de respeto y valoración a todos los sacrificios que realizaron para que hoy este culminando mis estudios universitarios, porque mis éxitos son sus éxitos.

Br. Pablo Antonio Espinoza Montoya

A Dios por brindarme la oportunidad de prepararme y regalarme la salud, sabiduría, el valor y fortaleza para superar cada momento difícil de esta etapa de mi vida y alcanzar un sueño más, a mis padres Sr. Crescencio Matus García y Sra. Reyna Isabel Flores que han sido mis pilares, el apoyo más importante que he tenido, porque siempre han creído en mí, en mis capacidades y por cada uno de sus sacrificios que han permitido alcanzar este logro tan significativo en mi vida.

Br. Wendy Carolina Matus Flores

RESUMEN EJECUTIVO

El presente documento monográfico muestra el diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario y del Sistema de tratamiento de las Aguas Residuales del Distrito IV de la ciudad de San Marcos, Municipio de San Marcos, departamento de Carazo.

Las fuentes principales de información acerca del sitio y de la población fueron la Alcaldía Municipal, la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillado (ENACAL), el Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE), Asociación para la Promoción y Desarrollo Integral de los Municipios (APRODIM), entre otros.

El diseño se apoya en las Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales formulado por el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillado (INAA) así como en las guías formuladas por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS).

Se determinó la población actual del distrito IV (2014), el cual equivale a 6,591 habitantes, con un índice habitacional de 6 personas por vivienda. La población de saturación proyectada corresponde al año 2016.

El sistema de alcantarillado será de tipo convencional separado y de acuerdo a la topografía del terreno sus aguas residuales drenarán por gravedad en su totalidad y le dará cobertura a la totalidad de la población del distrito en mención.

El levantamiento planimétrico fue facilitado por el Área de Catastro de la Alcaldía de la Ciudad, en cuanto el levantamiento altimétrico se realizó con nivel de precisión con estacionamientos cada 20 metros, a lo largo de toda la red de

distribución y respecto a la planta de tratamiento se hizo cuadrícula de diez por diez metros.

La red de alcantarillado sanitario del Distrito IV estará compuesta por un total de 177pozos de los cuales 38 corresponden a cabeceros y 17 pozos con caída. La instalación consta de 10,813.2 m de tubería de PVC – SDR 41, con diámetros que varían entre 6 y 8 pulgadas.

El tratamiento preliminar que corresponde está compuesto por un canal de entrada, una rejilla de limpieza manual, dos desarenadores y una canaleta Parshall para la medición de caudales.

Para el sistema de tratamiento de las aguas residuales se analizaron 2 alternativas, con el fin de hacer comparaciones entre ellas, donde se consideraron los diferentes criterios, tales como la eficiencia y el costo. Seleccionándose como la alternativa más viable tanto desde el punto de vista técnico-económico y de mejor adaptación a las características propias del lugar; la Alternativa 1 que corresponde a Tanque Imhoff + Biofiltro, ya que significaba una menor inversión y mejor adaptación ambiental. La suma de todos estos componentes de la alternativa seleccionada conllevó a un costo de inversión directo del proyecto de C$ 35,392,207.49, resultando un costo per-cápita de C$5,229.35.

La planta esta propuesta a construirse en la Finca “HODERA”. Las aguas una vez tratadas serán vertidas en un cauce natural llamado El Carmen, que tiene fin en la Laguna de Masaya, pero es importante mencionar que estas aguas después de ser tratadas, presentan características óptimas para ser recicladas por la fundación HODERA en el riego de sus cultivos.

INDICE

CAPITULO I GENERALIDADES 1
1.1 Introducción 1
1.2 Antecedentes 2
1.3 Justificación 3
1.4 Objetivos 4
1.4.1 Objetivo general 4
1.4.2 Objetivos específicos 4
CAPITULO II. INFORMACION GENERAL DEL MUNICIPIO 5
2.1 Descripción del sitio de estudio 5
2.2 Ubicación 5
2.3 Características físicas 6
2.3.1 Tipos de suelos existentes 6
2.3.2 Uso potencial del suelo 6
2.3.3 Topografía del municipio 7
2.3.4 Cuencas hidrográficas 7
2.4 Clima del municipio 7
2.4.1 Temperatura y humedad 7
2.4.2 Precipitación 7
2.4.3 Vientos 8
2.5 Distribución poblacional 8
2.6 Principales actividades económicas 8
2.7 Prestación de servicios básicos 8
2.7.1 Instituciones públicas y privadas 8
2.7.2 Energía eléctrica 9

2.7.3 Telecomunicaciones 9
2.7.4 Salud 9
2.7.5 Agua potable 9
2.7.6 Alcantarillado sanitario 10
2.8 Viabilidad 10
2.9 Servicios de transporte 10
2.9.1 Selectivos o colectivos 10
2.9.2 Organizados e individuales 10
2.10 Servicios Municipales 10
2.10.1 Recolección de desechos sólidos 10
2.10.2 Mercado municipal 10
2.10.3 Cementerios 11
2.10.4 Catastro municipal 11
2.11 Religiosidad 11
CAPÍTULO III MARCO TEÓRICO 12
3.1 Definición y características de las aguas residuales 12
3.1.1 Definición 12
3.1.2 Características físicas 12
3.1.3 Características químicas 13
3.1.4 Características biológicas 14
3.2 Periodo de diseño 14
3.3 Proyección de la población 15
3.3.1 Tasa de crecimiento geométrico 15
3.3.2 Método por porcentaje de saturación 16
3.4 Cantidades de aguas residuales 16

3.4.1 Dotación 16
3.4.2 Consumo doméstico 16
3.4.3 Gasto de infiltración (Qinf) 17
3.4.4 Gasto medio (Qm) 17
3.4.5 Gasto mínimo de aguas residuales (Qmin) 17
3.4.6 Gasto máximo de aguas residuales (Qmáx) 17
3.4.7 Gasto de diseño (Qd) 17
3.5 Sistema de alcantarillado sanitario 17
3.5.1 Definición 17
3.5.2 Tipos de sistemas de alcantarillado 18
3.5.3 Criterios de diseño de la red de alcantarillado 18
3.5.4 Trazado de la red 18
3.5.5 Ubicación de las alcantarillas 19
3.6 Componentes de la red de recolección 19
3.6.1 Conexión domiciliar 19
3.6.2 Conductos 19
3.6.3 Pozos de visitas 19
3.7 Hidráulica de las alcantarillas 21
3.7.1 Fórmula y coeficiente de rugosidad 21
3.7.2 Diámetro mínimo 21
3.7.3 Pérdida de carga adicional 22
3.7.4 Cambio de diámetro 22
3.7.5 Ángulos entre tuberías 22
3.7.6 Cobertura sobre tuberías 22
3.7.7 Velocidades mínimas y máximas 22

3.7.8 Pendientes mínimas y máximas 22
3.7.9 Tirante 23
3.8 Sistemas de tratamiento 23
3.8.1 Parámetros de selección del sistema de tratamiento 24
3.8.2 Tipos de tratamientos 24
3.8.3 Disposición de las aguas tratadas 32
3.9 Análisis de costos 34
3.9.1 Costos de construcción 34
3.9.2 Costos de mantenimiento y operación 34
CAPITULO IV DISEÑO METODOLÓGICO 35
4.1 Estudios preliminares 35
4.1.1 Recopilación de información 35
4.1.2 Reconocimiento de la zona 35
4.1.3 Estudios geotécnicos 36
4.2 Estudio de población 38
4.2.1 Población de diseño 38
4.3 Levantamiento topográfico 42
4.4 Diseño del sistema de recolección 42
4.4.1 Trazado de la red 42
4.4.2 Localización de la red y numeración de pozos de visitas 42
4.4.3 Trazado de las alternativas 43
4.4.4 Estimación del caudal de diseño 44
4.5 Diseño de alternativas de sistemas de tratamiento de aguas residuales 49
4.5.1 Tratamiento preliminar 50
4.5.2 Tratamiento primario 54

4.5.3 Tratamiento secundario 63
4.6 Estimación del costo de las alternativas 69
4.7 Comparación y selección de alternativa 69
CAPITULO V ANALISIS DE RESULTADOS Y SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA 70
5.1 Estudio de suelo 70
5.2 Población de diseño 71
5.2.1 Método de proyección geométrica 72
5.2.2 Población por saturación 72
5.3 Estimación de caudales 73
5.4 Red de alcantarillado sanitario 73
5.4.1 Análisis hidráulico de las alcantarillas 73
5.4.2 Características topográficas y de obras 74
5.5 Sistema de tratamiento 74
5.5.1 Alternativa 1 75
5.5.2 Alternativa 2 75
5.6 Estimación de costos 75
5.6.1 Red de alcantarillado 75
5.6.2 Tratamientos preliminares 76
5.6.3 Alternativa 1 76
5.6.4 Alternativa 2 76
5.7 Selección de la alternativa de tratamiento 77
CAPITULO VI OBRAS PROPUESTAS DE ALTERNATIVA SELECCIONADA 81
6.1 Red de alcantarillado sanitario 81
6.2 Tratamiento preliminar 81

6.2.1 Canal 81
6.2.2 Rejas 81
6.2.3 Desarenador 82
6.3 Tratamiento primario 82
6.4 Tratamiento secundario 82
6.5 Resumen de costos de obras propuestas 82
CAPITULO VII CONCLUSIONES 84
CAPITULO VIII RECOMENDACIONES 86
CAPITULO IX BIBLIOGRAFIA 88
ANEXOS 90

INDICE DE ANEXOS

A ESTUDIO DE SUELO 92
A.1 Contenido natural del agua (humedad) 92
A.2 Determinación del análisis granulométrico de los suelos (Método Mecánico). (ASTM D-422; AASHTO T 27-88) 93
A.3 Determinación de los Límites de Consistencia o de Atterbeg de los Suelos. (ASTM D 4318, AASHTO T 89-90 Y AASHTO T 90-87) 99
A.3.1 Limite Líquido 99
A.3.2 Limite Plástico 102
A.3.3 Índice de Plasticidad 102
A.4 Clasificación de muestras por el método AASHTO M-145 103
A.5 Perfil Estratigráfico del Terreno para la Ubicación del Sistema de Tratamiento 105
B ESTIMACION DEL CAUDAL DE DISEÑO 107
B.1 Caudales totales 107

B.2 Caudales por tramo 107
B.2.1 Cálculos de caudales subred A 108
B.2.2 Cálculos de caudales subred B 112
C HIDRÁULICAS DE LAS ALCANTARILLAS 119
C.1 Cálculos hidráulicos subred A 119
C.2 Cálculos Hidráulicos Subred B 123
D CALCULOS TOPOGRÁFICOS 131
D.1 Cálculos Topográficos Subred A 131
D.2 Cálculos topográficos subred B 135
E MEMORIA DE DISEÑO DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO 142
E.1 Tratamiento preliminar 142
E.1.1 Canal de entrada 142
E.1.2 Rejilla 143
E.1.3 Desarenador 145
E.1.4 Dispositivo de medición de caudales - Canaleta Parshall 146
E.2 Alternativa 1 – Tanque Imhoff + Biofiltro 149
E.2.1 Tratamiento primario - Tanque Imhoff 149
E.2.2 Tratamiento Secundario - Biofiltro 153
E.3 Alternativa 2 - Laguna Facultativa + Laguna aerobia + Biofiltro 156
E.3.1 Tratamiento primario – Laguna Facultativa 156
E.3.2 Tratamiento Secundario – Laguna Aeróbica 159
E.3.3 Tratamiento terciario – Biofiltro 164
F ESTIMACIÓN DE COSTOS 168
F.1 Red de alcantarillado sanitario 168
F.2 Sistema de tratamiento 183

F.2.1 Tratamiento preliminar 183
F.2.2 Alternativa 1 – Tanque Imhoff + Biofiltro 186
F.2.3 Alternativa 2 – Laguna Facultativa + Laguna Aerobia + Biofiltro ... 192
F.3 Comparación entre alternativas 195
F.4 Operación y mantenimiento 196
G ESPECIFICACIONES TECNICAS 198
G.1 Alcance General de la Obra y Requisitos Generales 198
G.2 Suministro e Instalación de Tuberías en Red de Recolección 198
G.3 Pruebas de Tuberías 203
G.4 Construcción de pozos de visitas 204
G.5 Rotura y reposición de base de rodamiento 207
G.7 Medición de caudales - Canal Parshall 215
H INSTRUCTIVO DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO 218
H.1 Sistema de alcantarillado sanitario 218
H.2 Sistema de tratamiento 225
H.3 Pretratamiento 232
H.4 Tratamiento Primario 233
H.5 Tratamiento secundario 234

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Período de diseño económico para las estructuras de la red de alcantarillado 15
Tabla 2. Dotaciones de agua 16
Tabla 3. Distancia máxima entre pozos 20
Tabla 4. Coeficientes de rugosidad de Manning 21
Tabla 5. Disposición para riego agrícola 33
Tabla 6. Índice Habitacional 40

Tabla 7. Cantidad de lotes y Habitantes según planos 40
Tabla 8. Numero de lotes por Hectárea 41
Tabla 9. Numero de lotes en zonas baldías 41
Tabla 10. Numero de lotes y Habitantes 41
Tabla 11.Dotación para la ciudad de San Marcos 44
Tabla 12. Contribuciones especiales de caudal 46
Tabla 13. Alternativas de Sistemas de Tratamiento aguas residuales 49
Tabla 14. Promedio de los análisis efectuados en la planta de San Marcos 55
Tabla 15. Tasas de crecimiento urbano y municipal de San Marcos 72
Tabla 16. Saturación de la población 73
Tabla 17. Hidráulica de las alcantarillas para la alternativa propuesta 73
Tabla 18. Topografía y dispositivos en la alternativa de alcantarillado propuesta 74
Tabla 19. Costo de Red de Alcantarillado 75
Tabla 20. Costos de Pre tratamiento 76
Tabla 21. Costo de Alternativa 1 76
Tabla 22. Costos de Alternativa 2 77
Tabla 23. Resultados de los sistemas de tratamiento 78
Tabla 24. Comparación y evaluación de alternativas por tipo de sistemas de tratamiento 79
Tabla 25. Estimación de costos de cada componente de las distintas alternativas de tratamiento 80
Tabla 26. Resumen de costos de alternativa seleccionada 83
Tabla 27. Peso tara + muestra húmeda 92
Tabla 28. Peso tara + muestra seca 92
Tabla 29. Peso muestras húmedas y secas sin tara 93
Tabla 30. Porcentaje de humedad de las muestras 93
Tabla 31. Análisis mecánico con material mayor que el tamiz n° 4 93
Tabla 32. Muestra 1- Material Grueso 94
Tabla 33. Muestra 2 – Material Grueso 94
Tabla 34. Muestra 3 – Material Grueso 94

Tabla 35. Muestra 4 – Material Grueso 94
Tabla 36. Muestra 5 – Material Grueso 95
Tabla 37. Peso sucio y lavado de las muestras 95
Tabla 38. Análisis mecánico con material menor que el tamiz n° 4 95
Tabla 39. Muestra 1 – Material Fino 96
Tabla 40. Muestra 2 – Material Fino 96
Tabla 41. Muestra 3 – Material Fino 96
Tabla 42. Muestra 4 – Material Fino 96
Tabla 43. Muestra 5 – Material Fino 97
Tabla 44. Limite líquido de las muestras 99
Tabla 45. Limite plástico de las muestras 102
Tabla 46. Caudales de diseño 107
Tabla 47. Estimación de Caudales para la Subred A 108
Tabla 48. Estimación de caudales para la subred B 112
Tabla 49. Elementos hidráulicos de subred A 119
Tabla 50. Elementos hidráulicos de sub red B 123
Tabla 51. Niveles topográficos de subred A 131
Tabla 52. Niveles topográficos de subred B 135
Tabla 53. Diseño del canal de entrada 142
Tabla 54. Criterios de Diseño 143
Tabla 55. Diseño de la Rejilla 143
Tabla 56. Dimensiones Finales 144
Tabla 57. Criterios de Diseño 145
Tabla 58. Diseño del Desarenador 145
Tabla 59. Dimensiones finales 146
Tabla 60. Características de descarga de Canaletas Parshall 146
Tabla 61. Valores de Calibración 147
Tabla 62. Diseño de canaleta Parshall 147
Tabla 63. Criterios de Diseño 149
Tabla 64. Diseño del Tanque Imhoff 150
Tabla 65. Remoción 151

Tabla 66. Criterios de Diseño 152
Tabla 67. Diseño del Lecho de Secado 152
Tabla 68. Criterios de Diseño 153
Tabla 69. Diseño del Biofiltro 153
Tabla 70. Criterios de Diseño 156
Tabla 71. Diseño de Laguna Facultativa 156
Tabla 72. Diseño de Laguna Aeróbica 159
Tabla 73. Criterios de Diseño 164
Tabla 74. Diseño del Biofiltro 164
Tabla 75. Costo Estimado de la Red 168
Tabla 76. Detalles de la Red 171
Tabla 77. Operación y Mantenimiento 182

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Macro y micro localización del Área de estudio 6
Figura 2. Composición de la red de alcantarillado 43
Figura 3. Encamado y fondo 200
Figura 4. Acople 201
Figura 5. Acople 201
Figura 6. Relleno Inicial 201
Figura 7. Relleno final 202
Figura 8. Próctor Estándar a cada 20cm 202

INDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Curva Granulométrica - Muestra 1 97
Gráfica 2. Curva Granulométrica - Muestra 2 98
Gráfica 3. Curva Granulométrica - Muestra 3 98
Gráfica 4. Curva Granulométrica - Muestra 4 98
Gráfica 5. Curva Granulométrica - Muestra 5 99
Gráfica 6. Curva de Fluidez - Muestra 1 100
Gráfica 7. Curva de Fluidez - Muestra 2 100

Gráfica 8. Curva de Fluidez - Muestra 3..... 101
Gráfica 9. Curva de Fluidez - Muestra 4..... 101
Gráfica 10. Curva de Fluidez - Muestra 5..... 101
Gráfica 11. Perfil Estratigráfico 105
Gráfica 12. Diagrama de elementos hidráulicos en una sección circular, “Curva del Banano” 129

CAPITULO I GENERALIDADES

1.1 Introducción

Muchos de los Municipios de Nicaragua carecen de un sistema de recolección, evacuación y tratamiento de las aguas residuales, convirtiéndose en un problema salubre y ambiental, ya que las aguas servidas son depositadas en las calles, lo que provoca numerosos problemas como: daño en el adoquinado y pavimentado de la ciudad, la creación de focos infecciosos peligrosos para el sector salud, ya que tal situación provoca que los habitantes se expongan a microorganismos altamente infecciosos como los Coliformes fecales, mal aspecto a la ciudad, entre otros.

Estudios realizados por el Ministerio de Salud (MINSA) revelan que una población dotada de servicios de agua potable y de sistema de alcantarillado sanitario que recolecte y conduzca las aguas residuales desde las fuentes de generación hasta su tratamiento y disposición final, reduce en un 85% las incidencias de enfermedades hídrico-entéricas y eleva su aspecto estético y calidad de vida.

El trabajo propuesto consiste en la realización del diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento en la parte baja de la ciudad de San Marcos, la cual no cuenta en su totalidad con este servicio tan importante para la salud pública, por lo que la población usa como único medio de saneamiento las letrinas y sumideros. Los barrios que serán beneficiados cuentan con el servicio de agua potable, pero carecen de una red de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento, para evacuar y tratar de forma adecuada las aguas residuales.

1.2 Antecedentes

De acuerdo a datos proporcionados por la Empresa Nacional de Acueductos y Alcantarillado (ENACAL), solamente un 40% de la zona urbana nicaragüense cuenta con alcantarillado sanitario, haciendo referencia a las siguientes ciudades: Managua, Tipitapa, San Rafael del Sur, Chichigalpa, El Viejo, Masatepe, Nagarote, La Paz Centro, Camoapa, Matagalpa, Ciudad Darío, Jinotepe, San Juan del Sur, Rivas, Boaco, Corinto, Estelí, San Marcos, Masaya, Granada, Chinandega, León, Jinotega, Ocotal, Somoto. Sistemas administrados directamente por ENACAL.

El sistema de alcantarillado sanitario existente en la ciudad de San Marcos, fue construido entre los años 80-90 y una última ampliación en el año 1995[1]. Topográficamente el sistema permite que drene por gravedad, dando como resultado un sistema considerado eficiente desde el punto de vista técnico y económico, pero a consecuencia del crecimiento poblacional se ve insuficiente ya que no da cobertura al 100% de la población que necesita de él.

Lo conforma una red de 14.8 Km de tubería de Asbesto-Cemento con diámetros de 6 pulgadas y 4 pulgadas que corresponde a todo el centro de la ciudad, con un total de 1230 conexiones más 15 conexiones ilegales. Con un caudal diario 515 m^3/día, según datos registrados por ENACAL. Las aguas residuales son conducidas a 2 lagunas facultativas donde son sometidas a un proceso de tratamiento y luego son vertidas a una cañada perimetral que se dirige a la Laguna de Masaya.

Actualmente no se ha realizado ningún estudio para el saneamiento de las aguas servidas que contemple el Distrito IV, por lo que se hace de suma urgencia la realización de un estudio que proyecte una solución a este problema.

[1] ENACAL San Marcos, 2013

1.3 Justificación

El diseño del sistema de Alcantarillado Sanitario del distrito en mención, es una necesidad de la presente y futura población, ya que con ello se pretende evitar una serie de padecimientos en su mayoría transmitidos por los insectos y roedores que ha llegado a índices sumamente alarmantes, produciendo en los seres humanos enfermedades que pueden hasta causar la muerte por lo que se convierte en una necesidad para su prevención.

Cada hogar cuenta con una letrina o una fosa séptica donde son dirigidas las aguas negras, en cambio las aguas grises son depositadas directamente a las cunetas y calles sin ningún tratamiento previo, dirigiéndose por la topografía del terreno a la zona más baja, así mismo da origen a un hábitat propicio para el desarrollo de moscas, mosquitos, ratas etc., que se convierte en un foco infeccioso perjudicando de esta manera a los San Marqueños que habitan en esta zona de la ciudad.

La incorporación del Alcantarillado Sanitario en dicha ciudad se ve como una necesidad de primer orden que dé la oportunidad del desarrollo turístico de la ciudad, ya que posee un impacto ambiental positivo el cual reducirá la contaminación del suelo y cuerpos hídricos (superficiales o subterráneos), ventajas estéticas y turísticas, y principalmente se beneficiará la salud de todos los habitantes de la ciudad.

El estudio se realizó tomando en cuenta la necesidad de una red de alcantarillado sanitario y del sistema de tratamiento de las aguas residuales que aportará a los pobladores una mejor condición de vida, eliminando totalmente la acumulación de charcas en las calles, previniendo las enfermedades provenientes del mal manejo de las aguas residuales, y así mismo sea una alternativa eficiente tanto técnica como económica y beneficiosa para el medio ambiente.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Diseñar la Red de Alcantarillado Sanitario y el Sistema de Tratamiento de las Aguas Residuales del Distrito IV de la ciudad de San Marcos, Departamento de Carazo.

1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar estudio de población y consumo para estimar la población de diseño y la cantidad de agua residual.
- Efectuar el levantamiento topográfico del área de estudio para especificar el curso de las aguas residuales.
- Realizar trazado y cálculo hidráulico de la Red de Alcantarillado Sanitario que cumpla con los parámetros de diseño, a la vez que se adapte a las condiciones topográficas del sitio.
- Dimensionar y seleccionar el sistema de tratamiento de las aguas residuales más adecuado técnica y económicamente.
- Estimar costos y elaborar presupuesto del proyecto.

CAPITULO II. INFORMACION GENERAL DEL MUNICIPIO

2.1 Descripción del sitio de estudio[2]

La ciudad de San Marcos es dividida por los Distritos I, II, III y IV; a la vez son constituidos por la agrupación de una serie de barrios[3].

El estudio se realizó en el distrito IV que consta de un total de 11 barrios que a continuación se detallan:

1. Biel Bienne
2. Carlos Núñez
3. Che Guevara
4. Covisama II
5. Covisama V
6. Covisama VII
7. Guillermo Salazar
8. Hermanos Jarquín
9. Julio Cesar Pérez
10. Paulino Calero
11. Villa Emérita y Anexo

2.2 Ubicación

El Municipio de San Marcos se encuentra ubicado en la Meseta de Los Pueblos, en la parte norte del departamento de Carazo, en el corazón del denominado "Triángulo de Oro", a una distancia de 43 Km de la capital Managua y a una altura aproximada sobre el nivel del mar de 552 msnm.

Limita con los siguientes Municipios:

Al Norte con el Municipio de La Concepción, Departamento de Masaya.

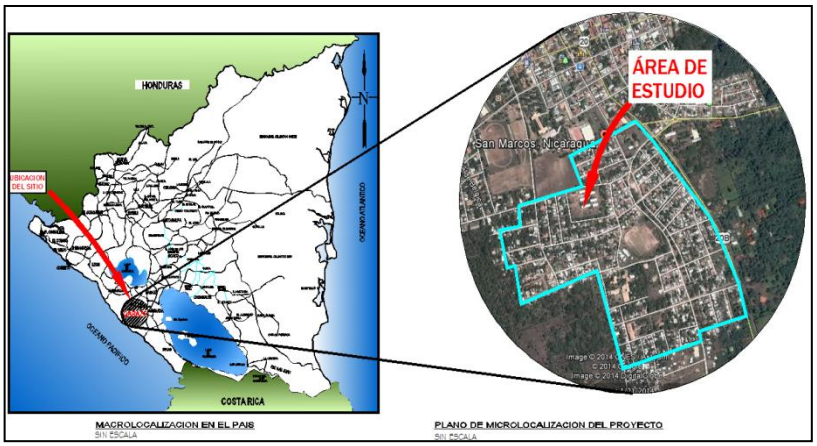
Al Sur con los Municipios de Jinotepe y Diriamba, Departamento de Carazo.

[2] Departamento de Catastro, Alcaldía de San Marcos
[3] Plan de Desarrollo Urbano. PDU - San Marcos 2008.

Al Este con el Municipio de Masatepe, Departamento de Masaya

Al Oeste con los Municipios de Managua y San Rafael del Sur, Departamento de Managua.

Figura 1. Macro y micro localización del Área de estudio



Fuente: Elaboración propia

2.3 Características físicas[4]

2.3.1 Tipos de suelos existentes

Los suelos del Municipio consisten en suelos moderadamente profundos a profundos, bien drenados, permeables con una superficie parda muy oscura, que indica que es un suelo fértil con un estrato endurecido grueso y débilmente cementado, a profundidades de 40 a 90 cm, en pendientes casi planas o moderadamente escarpadas, son altos en materia orgánica y a su vez están constituidos principalmente por materiales piroclásticos que fueron depositados sobre aguas someras (lago).

2.3.2 Uso potencial del suelo

Los suelos del Municipio de San Marcos están constituidos en un 58.6% por suelos de vocación agropecuaria, tanto para agricultura intensiva como extensiva; a la vez se encuentran suelos de vocación forestal los que se encuentran en un 30.1% de los suelos del Municipio y un 10.2% son suelos de vocación pecuaria.

[4]Plan de Desarrollo Urbano, San Marcos

2.3.3 Topografía del municipio

Las variaciones en el terreno no son muy marcadas, se puede decir que San Marcos es relativamente plano. La topografía varía de fuertemente ondulada a suavemente ondulada, con pendientes casi plana o moderadamente escarpada.

2.3.4 Cuencas hidrográficas[5]

La ciudad de San Marcos pertenece a la Sub Cuenca de la Laguna de Masaya, la cual a su vez pertenece a la Cuenca Rio San Juan, representando la mayor área de drenaje de la Meseta de los Pueblos.

2.4 Clima del municipio

San Marcos se encuentra en el corazón de la Meseta de Carazo. El clima de la zona es de tipo “Sabana Tropical”, (Caliente Húmedo).

2.4.1 Temperatura y humedad

La temperatura media anual oscila entre los 23º y 27º C, con una Humedad Relativa de 77.8% por tales características, San Marcos se identifica por ser relativamente fresco según los Rangos de Confort de Temperatura establecidos por las Naciones Unidas (Climate and House Design)[6], lo cual es un atractivo para los visitantes de la ciudad, ya sean estos turistas extranjeros o nacionales.

2.4.2 Precipitación

La precipitación varía entre los 1,200 mm y 1,400 mm. Caracterizándose por una buena distribución durante el año, las lluvias más fuertes ocurren en los meses de Septiembre y Octubre, aunque ocurren también cambios bruscos, en los que llueve durante algunos días, esta temporada se extiende de Mayo a Septiembre. Con este elevado nivel de precipitación habrá que tener cuidado con las zonas de escurrimiento y estancamiento de aguas pluviales. (Atlas Climático de Nicaragua. INETER, 2004).

---

[5] Plan de Desarrollo Urbano, San Marcos

[6] Op. Cit., Manual de Investigación Urbana, Editorial Trillas, México 1992, Pág. 48.

2.4.3 Vientos

Los vientos predominantes soplan en el sentido noreste a suroeste, con una velocidad promedio de 8 Km / hora. Desde noviembre hasta enero, alcanzan los 25 Km / hora y tienden a aumentar la erosión eólica al noreste de la ciudad.

2.5 Distribución poblacional[7]

Según datos presentados en el documento “San Marcos en Cifras”, generados a partir del VIII Censo de Población 2005, publicado por el Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE), en marzo 2008; la población total para el 2012 es de 31,652 habitantes de los cuales el 50.84% son mujeres (16,092) y 49.16% varones (15,560).El 27.31% de la población total del Municipio está conformado por menores de 12 años y el 9.68% de la población es de la tercera edad.

2.6 Principales actividades económicas

La principal actividad económica del Municipio es la agricultura, el rubro más importante es el café. La ganadería de engorde y leche también forma parte de la economía municipal. Con el auge de las zonas francas asentadas tanto en el Municipio como en Municipios aledaños, la industria textil está cobrando auge en el Municipio, de igual forma el Turismo. En el sector comercial municipal destacan las tiendas de bisutería, los establecimientos de servicios varios y las pulperías.

2.7 Prestación de servicios básicos

2.7.1 Instituciones públicas y privadas

En el Municipio de San Marcos existe la presencia de instituciones públicas, tales como Ministerio de Educación (MINED), Ministerio de Salud (MINSA), Policía Nacional, estas instituciones trabajan en coordinación con la alcaldía municipal, De igual manera el Ministerio de la Familia (MIFAMILIA), trabaja a través del Registro Civil, en la reposición de partidas de nacimientos.

[7] San Marcos en Cifras 2005, INIDE

Con la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarilladlo (ENACAL) y la Empresa Nicaragüense de Telecomunicaciones (ENITEL), sus funciones son directas, no en coordinación con la municipalidad.

Los Ministerios Agropecuario y Forestal (MAGFOR), Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales (MARENA), Instituto de Desarrollo Rural (IDR) y el Instituto de Deportes (IND), trabajan con la municipalidad, por medio de sus técnicos.

2.7.2 Energía eléctrica

La cobertura de energía eléctrica urbana cuenta con servicio de energía eléctrica y de alumbrado público tanto en el casco urbano como en la zona rural. El servicio es administrado por DISSUR.

2.7.3 Telecomunicaciones

El servicio de telecomunicación es brindado por la Empresa Nicaragüense de Telecomunicaciones (ENITEL), la que brinda los servicios de telefonía, correos y telégrafo. La comunicación telefónica con las comunidades es a través de telefonía celular.

2.7.4 Salud[8]

A nivel urbano cuenta con un centro de salud, nombrado Dr. Sócrates Flores, que cubre un total de 40 barrios.

2.7.5 Agua potable[9]

El agua producida por 6 pozos de agua potable de los cuales 4 en la actualidad se encuentran en operación es apta el consumo humano, la cual requiere cloración como medio preventivo de contaminación.

[8] Delegación MINSA, San Marcos
[9] ENACAL, San Marcos

2.7.6 Alcantarillado sanitario[10]

El Municipio cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario de 1,230 conexiones domiciliares en el casco urbano.

2.8 Viabilidad

La accesibilidad hacia las cabeceras departamentales cercanas (Managua, Masaya y Jinotepe) es muy buena, por lo que transportarse a los cascos urbanos cercanos es muy accesible.

2.9 Servicios de transporte[11]

2.9.1 Selectivos o colectivos

El servicio de transporte inter departamental cubre las rutas: San Marcos – Managua, San Marcos – Jinotepe, San Marcos – Diriamba, Dulce Nombre – Managua, Dulce Nombre – Diriamba.

2.9.2 Organizados e individuales

El servicio de transporte en el casco urbano y semiurbano es brindado por ciclotaxis, mototaxis y taxis.

2.10 Servicios Municipales[12]

2.10.1 Recolección de desechos sólidos

Para este fin la municipalidad cuenta con 2 camiones recolectores con una capacidad de 4.7 m³ cada uno, el equipo de trabajo para cada camión está conformado por un conductor y 4 ayudantes.

2.10.2 Mercado municipal

En el Municipio existe un área destinada al mercado municipal, esta se encuentra en la zona central del casco urbano, a ½ cuadra del parque central. En este local están localizados 17 cubículos en un área aproximada de 685 m².

[10] ENACAL, San Marcos
[11] Oficina de Transporte Alcaldía Municipal, San Marcos
[12] Plan de Desarrollo Urbano, San Marcos

2.10.3 Cementerios

El Municipio de San Marcos cuenta con 5 cementerios, de los cuales 2 se ubican en área urbana y tres en zona rural, de estos 2 son administrados por la Alcaldía, sin embargo en el 2010 el cementerio de Las Esquinas, que era administrado por un comité de barrio, pasó a ser administrado por la alcaldía.

2.10.4 Catastro municipal

Esta área está implementando el nivel dos que consiste en el llenado de encuesta catastral, levantamiento de planos manualmente, e ingreso de las encuestas en el SISCAT para el cálculo del Impuesto de Bienes Inmuebles y para generar reportes útiles para planificación de otras actividades de la municipalidad.

2.11 Religiosidad

En el Municipio existen diversas afiliaciones religiosas, comenzamos con la Iglesia Católica Romana, que abarca gran parte de la población, seguida de la protestante. Además existe presencia de Testigos de Jehová y Mormones.

CAPÍTULO III MARCO TEÓRICO

3.1 Definición y características de las aguas residuales

3.1.1 Definición

El agua residual se puede definir desde el punto de vista de las fuentes de generación, como la combinación de los residuos líquidos o aguas portadas de residuos procedentes tanto de las residencias, como de instituciones públicas y establecimientos industriales y comerciales, a los que con frecuencia se les agregan las aguas subterráneas, superficiales y pluviales

3.1.2 Características físicas[13]

3.1.2.1 Temperatura

La temperatura del agua residual generalmente es más alta que la del agua de suministro debido a la adición de aguas calientes procedentes de las casas y de las industrias. El estudio de este parámetro muy importante por su efecto en la vida acuática, en las reacciones químicas y velocidad de reacción y en la aplicabilidad del agua a usos útiles.

3.1.2.2 Color

El color del agua residual depende de su composición, concentración y edad. El agua residual reciente suele ser gris, sin embargo cuando los compuestos orgánicos son descompuestos por las bacterias, el oxígeno disuelto en el agua residual se reduce a cero y el color cambia a negro. En esta condición se dice que el agua residual es séptica.

3.1.2.3 Olor

Los olores en las aguas residuales son debido a los gases producidos por la descomposición de la materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor peculiar algo desagradable, pero más tolerable que el agua residual séptica.

[13]Apuntes Ingeniería Sanitaria II. Tratamiento de aguas residuales. Ing. María Elena Baldizón. 2007

3.1.2.4 Sólidos totales

Al conjunto de sustancias sólidas en el agua residual se le denomina sólidos totales, estos se encuentran en suspensión, en estado coloidal y disuelto. Se determinan en el laboratorio, vaporando y secando una muestra a una temperatura de 103 a 105 grados centígrados. Se clasifican en sólidos en suspendidos y disueltos.

3.1.3 Características químicas[14]

3.1.3.1 Materia orgánica

La materia orgánica procede de todo los alimentos de origen animal, vegetal y de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de los compuestos orgánicos. Los principales grupos de sustancias orgánicas halladas en el agua residual son: proteínas, carbohidratos, grasas y aceites.

3.1.3.2 Materia inorgánica

Mide el pH, Alcalinidad, Nitrógeno y Fósforo presente en las aguas residuales, la determinación de estos parámetros es muy importante ya que descargas tanto de fósforo como de nitrógeno deben ser controladas porque puede provocar un crecimiento excesivo de algas en las aguas receptoras, causando una disminución del oxígeno disuelto y a largo plazo serios problemas de contaminación.

3.1.3.3 Gases

Los gases más frecuentemente encontrados en el agua residual sin tratar son nitrógeno (N_2), oxígeno (O_2), dióxido de carbono (CO_2), sulfuro de hidrógeno (SH_3) y metano (CH_4). Los primeros tres son gases comunes en la atmósfera y se encuentran en todas las aguas expuestas al aire. Los dos últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica presente en el agua residual.

[14] Apuntes Ingeniería Sanitaria II. Tratamiento de aguas residuales. Ing. María Elena Baldizón. 2007.

3.1.4 Características biológicas[15]

3.1.4.1 Microorganismos

En las aguas residuales se hacen presentes microorganismos, así como aquellos que intervienen en el tratamiento biológico - saprófito, que se encargan de degradar la materia orgánica hasta estabilizarla. Los principales grupos encontrados son protistas, virus, plantas como las algas y animales.

3.1.4.2 Agentes patógenos

Una de las razones más importantes para tratar las aguas negras o servidas es la eliminación de todos los agentes patógenos de origen humano presentes en las excretas con el propósito de cortar el ciclo epidemiológico de transmisión. Los agentes patógenos son capaces de sobrevivir lo suficiente para contaminar a los usuarios de las aguas afectadas. Entre este grupo tenemos Coliformes totales, Coliformes fecales, Salmonellas y Virus.

La determinación del grado de contaminación de las aguas residuales o la carga biológica presente en ellas se mide indirectamente por vía de la determinación del número más probable de microorganismos (NMP/100 ml) y mediante el conteo general de bacterias.

3.2 Periodo de diseño[16]

El periodo de diseño está basado en los factores que influyen en la capacidad y funcionamiento del sistema, tales como:

1)- Vida útil de los elementos del sistema.

2)- Planes de desarrollo futuro.

3)- Funcionamiento del sistema en los primeros años de vida.

De acuerdo al Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), se diseña para un período de 20 a 25 años.

[15]Tratamiento y depuración de aguas residuales. Metcalf y Eddy. Editorial Labor S.A.

[16]Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales, Capitulo IV, Tabla 4-1

Tabla 1. Período de diseño económico para las estructuras de la red de alcantarillado

Tipo de estructuras	Características especiales	Período Diseño (años)
Colectores Principales Emisarios de descarga	Difíciles y costosos de agrandar	10-50
Tuberías secundarias hasta Φ375mm		25 o más
Plantas de Tratamiento de aguas servidas	Pueden efectuarse en etapas. Deben considerarse las tasas de interés por los fondos a invertir	
Edificaciones y estructuras de concreto		50
Equipos de bombeo: a) De gran tamaño b) Normales		 15 - 20 10 - 15

Fuente: Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento aguas residuales

3.3 Proyección de la población

Una proyección de población es un cálculo que refiere el crecimiento aproximado previsto en el número de habitantes de un lugar para un año futuro dado. Con el fin de determinar la cantidad de aguas residuales a eliminar de una comunidad y definir el tipo de tratamiento de la población existente y futuras extensiones del servicio, que será fijado para un periodo económico de diseño.

3.3.1 Tasa de crecimiento geométrico

Este método es más aplicable a ciudades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua, donde las tasas recomendadas por las Normas Nicaragüenses no deben ser menores al 2.5% y no mayores al 4%.

3.3.2 Método por porcentaje de saturación

Se define esta como la cantidad máxima de habitantes que puede albergar una extensión o área determinada. Para la determinación de población de saturación se requiere efectuar un conteo poblacional; examinar la distribución espacial de viviendas y cuantificar el área promedio de lotes ocupados; detectar la presencia de lotes baldíos e inferir con los datos anteriores, las futuras concentraciones.

El método puede ser aplicable tanto para el análisis de bloques individuales como para el sector en su conjunto.

3.4 Cantidades de aguas residuales

Se puede observar que no toda el agua abastecida por el acueducto vuelve, en forma de agua usada a la cloaca, debido a que una parte es descargada fuera del sistema de recolección, por lo que se considera un factor de retorno del 80%.

3.4.1 Dotación

Para las ciudades del interior del país, la dotación se obtiene de Tabla 2.

Tabla 2. Dotaciones de agua

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

Fuente: Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento aguas residuales

3.4.2 Consumo doméstico

Se conoce como consumo doméstico a todas las aguas provenientes de las viviendas, edificios públicos y otras instalaciones de las actividades netamente domésticas como inodoros, fregaderos, baños, trituradores de basura, etc.

3.4.3 Gasto de infiltración (Qinf)

Para tuberías con juntas de mortero se les deberá asignar un gasto de 10,000 L/ha/día. Para tuberías con juntas flexibles se les deberá asignar un gasto de 5000 L/ha/día. Para tuberías plásticas 2L/hora/ 100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro.

3.4.4 Gasto medio (Qm)

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

3.4.5 Gasto mínimo de aguas residuales (Qmin)

El gasto mínimo Q_{min} es el menor volumen de escurrimiento que se presenta.

3.4.6 Gasto máximo de aguas residuales (Qmáx)

El gasto máximo es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado.

3.4.7 Gasto de diseño (Qd)

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

3.5 Sistema de alcantarillado sanitario

3.5.1 Definición

Alcantarillado sanitario, también denominado red de saneamiento, red de aguas servidas o red de aguas residuales; es un conjunto integrado por distintas estructuras hidráulicas (tuberías, conectores, canales, etc.) situadas a fin de aprovechar las mejores condiciones para la recolección y disposición final de las

aguas residuales donde luego serán despojadas de elementos indeseables para ser reutilizadas.

3.5.2 Tipos de sistemas de alcantarillado

De acuerdo a la manera en que los sistemas de alcantarillado pueden transportar las aguas servidas y pluviales, es posible clasificarlos en dos tipos: Sistema Combinado o Unitario y Sistema Separado.

Los alcantarillados sanitarios también se pueden clasificar según las estructuras de registros, tipo de conexión domiciliar, diámetros, coberturas y ubicación de tuberías en los sistemas de redes en cuatro tipos:

- Sistema convencional.
- Redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos.
- Redes de alcantarillado simplificado
- Sistema de alcantarillado en régimen de condominio

3.5.3 Criterios de diseño de la red de alcantarillado

Los criterios técnicos para realizar el diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario se basan en las “Normas Técnicas para el Diseño y Construcción de Sistemas de Alcantarillados Sanitario” publicado por la Dirección de Alcantarillado Sanitario de Managua del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA); aplicadas para un Sistema de Alcantarillado Sanitario Convencional.

3.5.4 Trazado de la red

La red de alcantarillado sanitaria se diseña para que se ajuste lo más posible a la pendiente natural del terreno. La distancia horizontal de las alcantarillas con otros sistemas de redes u objetos no deberá ser menor que:

1)- Se ubicará a una distancia de 3 m de los postes de tendido eléctrico y telefónico.

2)- No deberá estar a menos de 0.5 m de los cables de energía eléctrica.

3)- Deberá existir una distancia libre de 2 m de los troncos de los árboles.

4)- Estará ubicada a 1.5 m del eje de la cuneta.

3.5.5 Ubicación de las alcantarillas

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

3.6 Componentes de la red de recolección

3.6.1 Conexión domiciliar

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

3.6.2 Conductos

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

- 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.
- Colectores secundarios: Son las tuberías que recogen las aguas de los colectores terciarios y los conducen a los colectores principales.
- Colectores terciarios: Son tuberías de pequeño diámetro (150 a 250 mm de diámetro), a los cuales se conectan las acometidas domiciliares.

3.6.3 Pozos de visitas

Son cámaras de inspección verticales que permiten el acceso a los colectores para facilitar su mantenimiento. Se construyen de ladrillos de barro y tienen diámetros internos de 1.20 m. La separación máxima de pozos de visita es de 100 m para alcantarillas de 350 mm (15”) de diámetro y menores.

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

3.6.3.1 Ubicación

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

3.6.3.2 Distancia máxima entre pozos

El espaciamiento máximo entre PVS deberá variar, de acuerdo con los métodos y equipos de mantenimiento disponibles, en la Tabla 3 se muestra la forma siguiente:

Tabla 3. Distancia máxima entre pozos

EQUIPOS	DIAMETROS (mm)	SEPARACIÓN MÁXIMA (m)
Técnicamente Avanzados	150 - 400	150
	450 y mayores	200
Tradicional	150 - 400	100
	450 y mayores	120

Fuente: Guías Técnicas para el diseño de alcantarillado Sanitario y sistema de tratamiento de Aguas Residuales INAA

3.6.3.3 Características del pozo de visita

- El PVS podrá ser construido totalmente de concreto, o con el cuerpo de ladrillo cuarterón apoyado sobre una plataforma de concreto.
- Para pozos con profundidades mayores de 3 m, el proyectista deberá determinar el grosor de la pared, para que resista los esfuerzos a que será sometida durante el funcionamiento del sistema.
- El diámetro interno Ø del pozo será 1.20 m, para alcantarillas con Ø: 750 mm y menores; para alcantarillas con Ø mayores de 750 mm, Ø deberá ser igual a Ø + 600 mm.

3.6.3.4 Pozos de vista con caída

Los pozos de vista de caída se deberán utilizar cuando el Invert de la tubería entrante este a más de 60 cm por encima del Invert de la tubería de salida.

3.7 Hidráulica de las alcantarillas

3.7.1 Fórmula y coeficiente de rugosidad

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

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

En la Tabla 4 se indican valores del coeficiente de rugosidad "n" de Manning, para las tuberías de uso más corriente.

Tabla 4. Coeficientes de rugosidad de Manning

Material	Coeficiente "n"
Concreto	0.013
Polivinilo (PVC)	0.009
Polietileno (PE)	0.009
Asbesto-Cemento(AC)	0.010
Hierro Galvanizado(HºGº)	0.014
Hierro Fundido(HºFº)	0.012
Fibra de vidrio	0.010

Fuente: Guías Técnicas para el diseño de alcantarillado Sanitario y sistema de tratamiento de Aguas Residuales INAA

3.7.2 Diámetro mínimo

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

3.7.3 Pérdida de carga adicional

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

3.7.4 Cambio de diámetro

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

3.7.5 Ángulos entre tuberías

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

3.7.6 Cobertura sobre tuberías

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

3.7.7 Velocidades mínimas y máximas

La velocidad a tubo lleno debe ser como mínimo de 0.60 m/s y máximo entre 4 m/s y 5 m/s.

3.7.8 Pendientes mínimas y máximas

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

Arrastre, que será ≥ 1 Pa. En cuanto Pendiente Máxima en el sistema convencional es aquella pendiente que produzca una velocidad de diseño no mayor de 3 m/s.

3.7.9 Tirante

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

$$\frac{d}{D}max = 0.80$$

Dónde:

d= Tirante medido desde el invert del tubo hasta la superficie del líquido.

D= Diámetro de la tubería

El área no ocupada por el flujo, servirá para la ventilación, movimiento de gases y flujos excepcionales no previsibles.

3.8 Sistemas de tratamiento

La conceptualización y selección de un proceso de tratamiento de aguas residuales, depende principalmente de las características del agua cruda, la calidad requerida del efluente, la disponibilidad del terreno, los costos de construcción, operación y mantenimiento, la eficiencia del sistema de tratamiento y la capacidad técnica existente en el país.

Los esfuerzos para colectar y tratar las aguas residuales domésticas de la descarga están sujetos a regulaciones y estándares locales, en el caso de Nicaragua, ENACAL es el ente regulador para el diseño y construcción de cualquier estructura para fines sanitarios y MARENA es el ente regulador de la calidad del efluente a través del Decreto Nº 33 – 95 y Ley General del Medio Ambiente y los Recursos Naturales.

3.8.1 Parámetros de selección del sistema de tratamiento

Para seleccionar el método más adecuado para el tratamiento de las aguas servidas, es necesario analizar factores climatológicos, económicos y topográficos.

El sistema de tratamiento seleccionado deberá producir un efluente de calidad, tal que, el vertido de este, cause el mínimo impacto ambiental sobre el cuerpo receptor, para lo cual se requiere de los siguientes parámetros de calidad:

- Reducir la incidencia de las enfermedades hídricas y contribuir en el fortalecimiento de la salud pública a través de la remoción de patógenos en los procesos de tratamiento.
- Reducir el consumo de oxigeno de la fuente receptora, a través de la remoción de la demanda bioquímica de oxigeno (DBO) de los efluentes vertidos.
- Reducir la turbiedad y permitir mayor penetración de la luz por medio de la remoción de sólidos en suspensión y sedimentables.
- Minimizar el impacto ambiental de las estructuras de tratamiento misma y de las descarga de los efluentes, debiéndose cumplir con las disposiciones del Decreto Nº 33 – 95 Disposiciones para el Control contaminación provenientes de Descargas de Aguas Residuales Domesticas, Industriales y Agropecuarias y Ley General del Medio Ambiente y los Recursos Naturales.

3.8.2 Tipos de tratamientos[17]

Existen diferentes tipos de tratamiento los cuales se determinan su uso de acuerdo a las necesidades específicas de cada proyecto, sin embargo es posible agruparlos en cuatro grupos:

- Tratamiento preliminar
- Tratamiento primario

[17]Apuntes Ingeniería Sanitaria II. Tratamiento de aguas residuales. Ing. María Elena Baldizón. 2007

- Tratamiento secundario
- Tratamiento terciario

3.8.2.1 Tratamiento preliminar

Está compuesto por dispositivos simples pero eficaces especialmente en la eliminación de elementos como desperdicios sólidos no biodegradables.

- **Rejillas**

Las rejillas de barras pueden ser de limpieza manual o mecánica. Según el tamaño de las aberturas se clasifican como rejillas gruesas o finas. Las rejillas gruesas son aquellas con aberturas iguales o mayores de 6.4 mm pueden ser de barra o varillas de acero, se deben usar para proteger bombas, válvulas, tuberías y equipos, del taponamiento o interferencia causados por trapos, tarros y otros objetos grandes.

La longitud de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. En la parte superior de la rejilla debe proveerse una placa de drenaje o placa perforada para que los objetos rastrillados puedan almacenarse temporalmente para su escurrimiento.

Las barras de la rejilla no deberán ser menores de 1 cm de anchura por 5 cm de profundidad. Por su gran importancia, la velocidad de aproximación deberá ser de 0.45 m/s a caudal promedio.

- **Desarenador**

La función de los desarenadores en el tratamiento de aguas residuales es remover arena, grava, cenizas, partículas u otro material sólido pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico bastante mayor que el de los sólidos orgánicos putrescibles de las aguas residuales.

Los desarenadores de flujo horizontal para aguas residuales, se diseñan para una velocidad horizontal de flujo aproximadamente igual a 0.3 m/s. Dicha velocidad permite el transporte dela mayor parte de partículas orgánicas del agua residual a través de la cámara y tiende a suspender el material orgánico sedimentado, pero permite el asentamiento del material inorgánico pesado. En la práctica, para facilidad de construcción, se usan desarenadores de sección trapecial, aproximada a la sección de diseño parabólica. Generalmente los desarenadores para aguas residuales se diseñan para remover todas las partículas de diámetro mayor de 0.20 mm.

- **Dispositivos para medición de caudal**

✓ **Vertederos Triangulares**

Los vertederos triangulares deben instalarse en las salidas de los sistemas de tratamiento, pues las aguas residuales ya han sido tratadas, no habiendo problemas de sólidos que puedan obstruir esos dispositivos. Estos vertederos deberán ser de pared delgada y arista viva y deberán trabajar a descarga libre.

El vertedero triangular deberá ser de escotadura en ángulo de 90º. Este vertedero proporciona un excelente método para medir pequeños gastos.

✓ **Medidor Parshall**

El canal Parshall ha sido empleado como dispositivo de medición de gastos en las plantas de tratamiento de aguas residuales, instalaciones en las que el bajo costo es cuestión de importancia. Ha resultado un medio de aforo satisfactorio y también muy útil para verificar la velocidad en los desarenadores.

El medidor Parshall presenta las ventajas de: depender de sus propias características hidráulicas, una sola determinación de carga es suficiente, la pérdida de carga es baja, posee sistema de auto-limpieza que hace que no haya obstáculos capaces de provocar formación de depósitos, por lo tanto es el más recomendable para medir caudales de aguas residuales sin tratar.

3.8.2.2 Tratamiento primario

El tratamiento primario sirve para reducir aceites, grasas, arenas y sólidos gruesos. Este paso está enteramente hecho con maquinaria, de ahí conocido también como tratamiento mecánico.

- **Tanque Imhoff**

El tanque Imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos. Tienen una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas; sin embargo, para su uso concreto es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y remoción de arena. Elimina del 40% al 50% de sólidos suspendidos y reduce la DBO del 40% al 60%.

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

- Cámara de sedimentación
- Cámara de digestión de lodos
- Área de ventilación y acumulación de natas

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

El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión, interfieran en el proceso de la sedimentación. Los gases y partículas ascendentes, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación. Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente por diferencial de presión a través de tuberías y se conducen a lechos de secado.

- **Lagunas Facultativas**

Se diseñan con una profundidad de 1 m a 2.5 m. y pueden recibir agua residual bruta o bien procedentes de lagunas anaerobias. La carga admitida a temperaturas de 12ºC a 25ºC respectivamente está en el rango de 150 $KgDBO_5/Ha*día$ a 600 $KgDBO_5/Ha*día$. La reducción DBO_5 depende de la temperatura y los tiempos de retención (7 días a 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-aireación superficial, y otra más profunda (anaerobia) donde tiene lugar la degradación anaerobia de la materia orgánica así como la de los lodos que se acumulan en esa zona.

3.8.2.3 Tratamiento secundario

- **Biofiltro**

Humedales de flujo sub-superficial (Biofiltro de flujo horizontal subsuperficial) Es un sistema de tratamiento que requiere de poca profundidad en el que se encuentran sembradas plantas acuáticas con el objeto de remover los agentes contaminantes, como metales pesados y tóxicos. Son de gran ventaja ya que no requieren de energía eléctrica para operar, son muy agradables a la vista y además efectivos en la purificación final de las aguas en todos los aspectos (eliminación de olor, color, turbiedad y agentes patógenos).

Un humedal de flujo horizontal consta de pilas rectangulares con profundidades que oscilan entre 60 cm y 100 cm, con un relleno de material grueso (5 cm a 10 cm de diámetro) en las zonas de distribución (entrada) y recolección (salida). La fracción principal del lecho filtrante, ubicada entre las zonas de material grueso, es homogénea y más fina, normalmente de 0.5 mm a 15 mm de diámetro.

En este tipo de humedales, las aguas residuales pre-tratadas fluyen lentamente desde la zona de distribución en la entrada de la pila, con una trayectoria

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

- ✓ **Lecho filtrante**

Los criterios para seleccionar el lecho filtrante son la granulometría, la porosidad, la permeabilidad y la resistencia física contra el desgaste provocado por las aguas residuales. Los materiales utilizados son grava, piedra triturada o piedra volcánica.

En Nicaragua existen materiales resistentes que poseen alta porosidad, tales como el hormigón rojo, hormigón negro y la piedra volcánica negra. Los primeros dos, que se encuentran naturalmente en bancos de arena volcánica del país, tienen una porosidad entre 40% y 60%, mientras que la piedra negra, de mayor granulometría, tiene una porosidad superior al 70%. De acuerdo con las investigaciones del Centro de Investigación de Estudios del Medio Ambiente (CIEMA), se recomienda un material con porosidad menor que el 80%, que corresponde a la definición de arena gruesa.

- ✓ **Plantas de pantano**

Las raíces de las plantas ayudan a incrementar los efectos físicos tales como la filtración y el desarrollo de los microorganismos en su área superficial. La introducción de oxígeno en el lecho filtrante permite la formación de una población microbiana aeróbica en zonas cercanas a las raíces de las plantas.

En Nicaragua existe experiencia con el tratamiento por medio de Carrizos, es de fácil manejo y se adapta sin problema a la zona donde se proyecta la planta de tratamiento.

Lagunas de Estabilización

Una laguna de estabilización es una estructura simple para embalsar aguas residuales con el objeto de mejorar sus características sanitarias. Las lagunas de estabilización se construyen de poca profundidad y con períodos de retención relativamente grandes (por lo general de varios días).

Los parámetros más utilizados para evaluar el comportamiento de las lagunas de estabilización de aguas residuales y la calidad de sus efluentes son la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) que caracteriza la carga orgánica; y el número más probable de coliformes fecales (NMP CF/100ml), que caracteriza la contaminación microbiológica. Además tienen importancia los sólidos totales sedimentables, en suspensión y disueltos.

Lagunas Aerobias

Son lagunas poco profundidades de 1 m a 1.5 m, la carga orgánica que reciben es menor de 150 $KgDBO_5/Ha*día$ con la cual prevalecen las condiciones aerobias. Las principales reacciones que se dan son:

✓ **Degradación aerobia y fotosíntesis**

Se utilizan principalmente como tratamientos adicionales de efluentes que proceden de otro tipo de tratamiento y que contienen poco sólidos en suspensión.

Lagunas Anaeróbicas

Toman este nombre por la naturaleza de la actividad biológica que tiene lugar en el proceso de tratamiento, el cual se realiza bajo una condición de ausencia de aire u oxigeno libre y está caracterizado por el empleo de una alta carga orgánica y por consiguiente un corto período de retención, razón por la cual no remueven microorganismos patógenos.

Con profundidades de 2 m a 4 m reciben aguas residuales sin tratamiento previo, la carga oscila entre 600 - 1200 Kg DBO_5/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.

3.8.2.4 Tratamiento terciario

El tratamiento terciario proporciona una etapa final para aumentar la calidad del efluente, especialmente mediante la remoción de nutrientes como el nitrógeno y el fósforo, DBO_5 y DQO que no pudieron ser removido en el tratamiento secundario, hasta dar como resultado un efluente con el estándar requerido antes de que éste sea descargado al ambiente receptor (mar, río, lago, campo, etc.). Más de un proceso terciario puede ser usado en una planta de tratamiento. Algunos de los métodos utilizados como tratamiento terciario se presentan a continuación.

- **Filtración**

La filtración por arena remueve gran parte de los residuos de materia suspendida. El carbón activado sobrante de la filtración remueve las toxinas residuales.

- **Lagunaje**

El tratamiento de lagunas proporciona el establecimiento necesario y fomenta la mejora biológica de almacenaje en charcos o lagunas artificiales. Se trata de una imitación de los procesos de autodepuración que somete un río o un lago al agua residual de forma natural. Estas lagunas son altamente aerobias y la colonización por los macrophytes nativos, especialmente cañas, se dan a menudo.

- **Tierras húmedas construidas**

Las tierras húmedas construidas incluyen camas de caña y un rango similar de metodologías similares que proporcionan un alto grado de mejora biológica

aerobia y pueden ser utilizados a menudo en lugar del tratamiento secundario para las comunidades pequeñas.

- **Remoción de nutrientes**

La remoción del nitrógeno o del fósforo de las aguas residuales se puede alcanzar mediante la precipitación química o biológica. La remoción del nitrógeno se efectúa con la oxidación biológica del nitrógeno del amoníaco a nitrato (nitrificación que implica nitrificar bacterias tales como Nitrobacter y Nitrosomonus), y entonces mediante la reducción, el nitrato es convertido en gas nitrógeno (desnitrificación), que se lanza a la atmósfera. Los filtros de arena, las lagunas y las camas de lámina se pueden utilizar para reducir el nitrógeno.

La remoción del fósforo se puede efectuar biológicamente en un proceso llamado retiro biológico realzado del fósforo. En este proceso específicamente bacteriano, llamadas Polyphosphate que acumula organismos, se enriquecen y acumulan selectivamente grandes cantidades de fósforo dentro de sus células

- **Desinfección**

El propósito de la desinfección es reducir substancialmente el número de organismos vivos en el agua que se descargará nuevamente dentro del ambiente. La efectividad de la desinfección depende de la calidad del agua que es tratada (por ejemplo: turbiedad, pH, etc.), del tipo de desinfección que es utilizada, de la dosis de desinfectante (concentración y tiempo), y de otras variables ambientales. Los métodos comunes de desinfección incluyen el ozono, la clorina, o la luz UV.

3.8.3 Disposición de las aguas tratadas

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

3.8.3.1 Disposición por dilución

El lugar lógico de evacuación de las aguas residuales de una ciudad es un cuerpo natural de agua. Esta forma de desagüe se denomina evacuación por dilución y ha sido empleada con mayor o menor éxito por muchas ciudades, con poco o ningún tratamiento.

3.8.3.2 Sistemas de tratamientos en el suelo

Consiste en la aplicación controlada de agua residual sobre la superficie de un terreno, para alcanzar un grado determinado de tratamiento a través de procesos físicos, químicos y biológicos.

Actualmente se realiza por medio de absorción superficial sobre el suelo; este sistema es conocido como campos de infiltración o campos de drenaje y consta de una serie de zanjas de relativa profundidad, 0.9 m a 2.4 m, llenas de grava.

3.8.3.3 Disposición por irrigación

Las descargas de aguas residuales tratadas utilizadas para el riego agrícola, en la producción de cultivos hortícolas deberán cumplir con los rangos y límites máximos permisibles descritos a continuación:

Tabla 5. Disposición para riego agrícola

Parámetros	Rangos y Límites Máximos Promedio Diario
PH	6.5 a 8.5
Conductividad Eléctrica (micromhos / cm)	200
DBO (mg / l)	120
DQO (mg / l)	200
Sólidos Suspendidos Totales (mg / l)	120
Aluminio (mg / l)	5.0
Arsénico (mg / l)	0.1
Boro (mg / l)	1.0
Cadmio Total (mg / l)	0.01
Cianuros (mg / l)	0.02
Cobre (mg / l)	0.2
Cromo Total (mg / l)	0.1
Hierro (mg / l)	5.0
Fluoruros (mg / l)	3.0
Manganeso (mg / l)	0.2
Níquel (mg / l)	0.2
Plomo Total (mg / l)	5

Parámetros	Rangos y Límites Máximos Promedio Diario
Selenio (mg / l)	0.02
Zinc (mg / l)	2.0
Coliformes Fecales (cada 100 ml)	1000
Huevos de Helmintos (cada 100 ml)	1
Tasa de absorción de sodio (mg / l)	6
Zinc (mg / l)	2.0

Fuente: Disposiciones para el control contaminación provenientes descargas de aguas residuales domésticas, industriales y agropecuarias – Decreto No. 33-95

3.9 Análisis de costos

3.9.1 Costos de construcción

Es el gasto económico que representa llevar a cabo el proyecto. Se compone de los costos de los materiales de construcción, de transporte de los materiales, de la mano de obra y equipos, licencia de construcción y de la adquisición de cualquier bien material para su ejecución.

3.9.2 Costos de mantenimiento y operación

Es el costo por mantener funcionando adecuadamente todos y cada uno de los componentes del proyecto. Está íntimamente ligado a las características de los diferentes dispositivos o estructuras e incluye el costo del personal para operar y velar por el bienestar físico de cada estructura, además de predecir el cambio o refuerzo de los dispositivos en el paso del tiempo.

CAPITULO IV DISEÑO METODOLÓGICO

4.1 Estudios preliminares

4.1.1 Recopilación de información

Inicialmente se realizó una visita a la Asociación para la Promoción y Desarrollo Integral de los Municipios (APRODIM) ubicada en el Municipio de San Marcos para exponer el proyecto y solicitar el respaldo de las autoridades correspondientes en lo referente a la obtención de la información necesaria para el desarrollo del proyecto monográfico. Luego se estableció el vínculo con la alcaldía de esta municipalidad para la obtención de: planos catastrales elaborados en el año 2007 y plano altimétrico realizado en el mismo año, el Plan de Desarrollo Urbano del Municipio y datos del censo poblacional barrio a barrio realizado por MINSA en enero del año 2013.

Posteriormente se realizaron visitas a la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL), con el propósito de obtener datos de consumo de agua potable y las características de las aguas residuales de las Lagunas de Estabilización de la ciudad de San Marcos.

Así mismo se hizo uso de la web como herramienta de apoyo y consulta, de donde se obtuvieron diversas informaciones tales como: Censo de población y vivienda elaborado por Instituto Nicaragüense de Información para el Desarrollo (INIDE, anteriormente INEC) en el año 2005 y Normas y Reglamentos de INAA para el diseño, operación y mantenimiento de sistemas de alcantarillado y plantas de tratamientos de aguas residuales.

4.1.2 Reconocimiento de la zona

Una vez consolidado el apoyo de la Alcaldía Municipal de San Marcos y la Fundación APRODIM referente a la obtención de información de la ciudad, se procedió con una visita a la zona a estudiar para su reconocimiento y la

verificación de los datos proporcionados referente a la topografía, el uso de suelo actual y áreas de expansión según el Plan Urbano del Municipio.

4.1.3 Estudios geotécnicos

Es importante mencionar que las calles principales que componen el Distrito IV de la ciudad de San Marcos en su totalidad se encuentran adoquinadas y asfaltadas, por lo que la realización de sondeos en el área donde se propone el trazado de la red de alcantarillado, no pudo llevarse a cabo por la complejidad y dificultad de la extracción de las muestras, por tanto se realizó perforación de 1.5m en la Finca HODERA, que representa el lugar propuesto a construir la planta de tratamiento para establecer las características de los suelos tales como: tipo de suelo, granulometría, límites de Atterberg.

Los estudios se llevaron a cabo en los laboratorios de suelos de la Universidad Nacional de Ingeniería, ubicados en el Recinto Universitario “Pedro Arauz Palacios”. Y como referencia, se utilizaron las Guías de Mecánica de suelos.

4.1.3.1 Pruebas realizadas

- **Cálculo del contenido de humedad**

El contenido de humedad del suelo, se define como la cantidad de agua presente en el suelo al momento de efectuar el ensaye, relacionado al peso de su fase sólida.

Fórmula para calcular el contenido de humedad:

$$\%W = \frac{W_w}{W_s} * 100 = \frac{W_h - W_s}{W_s} * 10 \qquad (1)$$

Dónde:

%W= Porcentaje de humedad

W_w= Peso de la muestra húmeda

W_s= Peso de la muestra seca

- **Determinación del análisis granulométrico de los suelos (Método Mecánico) (ASTM D-422; AASHTO T 27-88)**

Para determinar el tamaño de los granos del suelo, se realizó a través del método mecánico, consistió en cribar el suelo por medio de los tamices 3/8", No.4 No.10, No.40, llegando hasta la malla Nº200 (0.074 mm), los pesos retenidos en cada malla se pesaron, obteniendo así el porcentaje en peso con respecto a la muestra total.

Fórmulas a utilizar para el análisis granulométrico:

$$\boldsymbol{Pasa\ la\ No.200 = W_{S\ Seco} - W_{S\ Lavado}} \quad (2)$$

$$\%\ \boldsymbol{PRP} = \left(\boldsymbol{PRP}/\boldsymbol{100}\right) * \boldsymbol{100} \quad (3)$$

$$\%\ \boldsymbol{PRA} = \%\boldsymbol{PRP} + \%\boldsymbol{PRA\ Anterior} \quad (4)$$

$$\%\ \boldsymbol{Que\ Pasa} = \boldsymbol{100\%} - \boldsymbol{PRA} \quad (5)$$

Dónde:

PRP (gr) = Peso Retenido Parcial en gramos

PRA (gr) = Peso Retenido Acumulado en gramos

- **Determinación de los límites de consistencia o de Atterberg de los suelos (ASTM D 4318, AASHTO T 89-90 Y AASHTO T 90-87)**

Arbitrariamente Atterberg marcó las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos mediante la fijación de los limites siguientes: Líquido (L.L), Plástico (L.P.), y de contracción (L.C.) y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio. (Ver Anexo Sección A.4).

Fórmulas a utilizar para el análisis de límites de consistencia:

✓ Cálculo del Límite Líquido

$$\boldsymbol{LL} = \%\boldsymbol{W}\left(\boldsymbol{N}/\boldsymbol{25}\right)^{\boldsymbol{0.121}} \quad (6)$$

✓ Cálculo del Límite Plástico

$$\boldsymbol{LP} = \frac{\%\boldsymbol{W_1} + \%\boldsymbol{W_2}}{\boldsymbol{2}} \quad (7)$$

✓ Índice de Plasticidad

$$IP = LL - LP \qquad (8)$$

4.2 Estudio de población

Para realizar el estudio de población se utilizaron los datos de los Censos Nacionales de Población y Vivienda realizados por el ahora llamado Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE), de los años 1995 y 2005, donde se obtuvo la población para el año 2014. Asimismo se utilizaron los datos obtenidos del departamento de Catastro de la Alcaldía Municipal de San Marcos, a través del consolidado de lotes según actividad correspondiente al año 2014.En base a la de tasa crecimiento calculada, se determinó la población para el año de saturación.

4.2.1 Población de diseño

La población de diseño se estimó por los métodos geométricos y de saturación, esto con el fin de contrastar ambos resultados y determinar el valor más apto para el diseño de los componentes del sistema. Del análisis de los datos se estimó la población del Distrito, la urbana y total del Municipio al año 2014 (Censo INIDE), dando como resultado 6,591,16,129 y 36,241, habitantes respectivamente.

4.2.1.1 Proyección y tasa de crecimiento geométrico[18]

Para la estimación de la tasa de crecimiento poblacional se recomienda usar las siguientes tasas en base al crecimiento histórico:

1) Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano mayor de 4%.

2) Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano menor del 2.5%.

3) Si el promedio de la proyección de población por los dos métodos adoptados presenta una tasa de crecimiento:

[18]Guías Técnicas para el diseño de alcantarillado Sanitario y sistema de tratamiento de Aguas Residuales INAA

- Mayor del 4%, la población se proyectará en base al 4%, de crecimiento anual.
- Menor del 2.5%, la proyección final se hará basada en una tasa de crecimiento del 2.5%.
- No menor del 2.5%, ni mayor del 4%, la proyección final se hará basada en el promedio obtenido.

Con los datos de población urbana tomados de los Censos Nacionales de Población y Vivienda se calcularon las tasas de crecimiento poblacionales, para los diferentes períodos intercensales, mediante el método geométrico, donde se obtuvo un promedio menor del 2.5%.

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

$$\boldsymbol{Pn = Po(1 + r)^n} \qquad (9)$$

$$\boldsymbol{r = \left(\frac{Pn}{Po}\right)^{\frac{1}{n}} - 1} \qquad (10)$$

Donde,

Pn: población del año n.

Po: población al inicio del periodo de diseño.

r : tasa de crecimiento en el periodo de diseño, expresado en notación decimal.

n: número de años que comprende el periodo de diseño.

- **Población actual (año 2014)**

Según lo anteriormente planteado por el Instituto de Acueductos y Alcantarillado (INAA): *"Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano menor del 2.5%"*. Debido a la limitante anterior, la tasa de crecimiento seleccionada fue del 2.5%.

Por lo antes expuesto y en base a los resultados presentados en la Tabla 15 (Ver pág. 72), se utilizó un valor para la tasa de crecimiento del 2.5% para la proyección de la población del Distrito IV.

Cabe mencionar que San Marcos en cifras 2005 (INIDE) no posee los barrios Che Guevara, Anexo Villa Emérita y Hermanos Jarquín, por lo tanto la verdadera población de este distrito al año en mención, corresponde a 6,591 Hab.

4.2.1.2 Estimación de la población por el método de saturación

Para el estudio de la población se analizaron los datos censales del INIDE (VIII Censo de Población y IV de La Vivienda, 2005) y Planos suministrados por la Alcaldía, para determinar el índice de habitantes por vivienda.

Tabla 6. Índice Habitacional

Índice Habitacional	Año 2005	Año 2014
Casco Urbano	5.14hab/viv	5.67 hab/viv
Todo el Municipio	5.88 hab/viv	6.02 hab/viv

Fuente: Elaboración propia a partir del INIDE 2005

Un dato fundamental de referencia es la cantidad de lotes contabilizados en los planos, según los entregados por catastro, existen 1081 lotes y se asumió de que en cada lote existe un índice de población de 6 personas/lote (un dato conservador, teniendo en cuenta que en los datos censales del INIDE se calculó un índice de población de 5.67 personas/lote).

Tabla 7. Cantidad de lotes y Habitantes según planos

N^0 Lotes	Índice hab.	Habitantes
1081	6	6486

Fuente: Elaboración propia

Se realizó un análisis de los planos y reconocimiento del sitio y se encontraron áreas que todavía no están habitadas y que posiblemente en un futuro podrían ser ocupadas para viviendas. Por esta razón se procedió a calcular un promedio

de lotes por hectárea y calcular los lotes que podrían ser colocadas en estas zonas.

Para conocer el promedio de lotes en cada hectárea del barrio, se seleccionaron tres zonas representativas de este (saturadas de lotes). Se calculó el área (incluyendo calles) y se contabilizaron los lotes de cada zona. El producto de estos dos valores da como resultado el número de lotes por hectárea. Con este valor para cada zona, se calculó un promedio, con el cual se determinaron la cantidad de lotes que ocuparían las zonas baldías (Ver Tabla 8 y Tabla 9). Se consideró este procedimiento para obtener un tamaño representativo de los lotes del barrio.

Tabla 8. Numero de lotes por Hectárea

Zona	Área (Ha)	N^0 Lotes	N^0 Lotes/Ha
Mz-062-D4	0.45	20	44
Mz-074-D4	0.29	16	55
Mz-075-D4	0.31	17	55
Promedio			51

Fuente: Elaboración propia

Con el área de lotes baldíos se calcularon las casas que podrían ocupar estas zonas.

Tabla 9. Numero de lotes en zonas baldías

Área (Ha)	N^0 Lotes/Ha	N^0 Lotes Totales
0.92	51	47

Fuente: Elaboración propia

Con el número de lotes en las zonas baldías y el número de lotes contabilizados en los planos se obtienen el número de lotes totales y la población de saturación del Distrito IV.

Tabla 10. Numero de lotes y Habitantes

N^0 de lotes (Plano)	N^0 de lotes (Baldíos)	N^0 de lotes totales	Hab/lote	Población de Saturación
1081	47	1,128	6	6,768

Fuente: Elaboración propia

4.3 Levantamiento topográfico

Se estudió el levantamiento topográfico de acuerdo a la información brindada por la Alcaldía, constatado con una visita realizada a la zona a estudiar, que las curvas de nivel no coincidían con las pendientes del terreno. Por lo que se descartó la altimetría contando únicamente con la planimetría del terreno, sin embargo se determinó la necesidad de complementar la altimetría de los 10,813.23 m, realizándose el levantamiento de perfiles de cada una de las calles de los 11 barrios a estudiar para luego generar las curvas de nivel.

4.4 Diseño del sistema de recolección

4.4.1 Trazado de la red

Una vez analizada la topografía de la zona, se procedió al trazado de la red de recolección procurando que esta fluya por gravedad, en cuanto a los pozos de visita sanitarios, se ubicaron de acuerdo a los parámetros de distancia permisibles y cambio de alineación establecido en las Guías Técnicas para el diseño de Alcantarillados Sanitarios del INAA. Debido a la topografía variable de la zona fue necesaria la ubicación de algunos tramos de tuberías contra de la pendiente del terreno.

4.4.2 Localización de la red y numeración de pozos de visitas

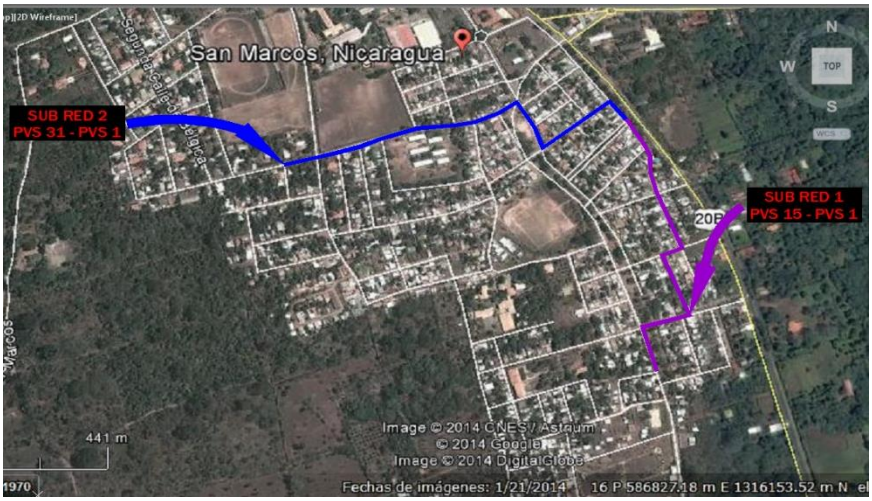
La localización de la red de recolección se realizó en las bandas Norte y Oeste delos ejes centrales de las vías. Los pozos fueron ubicados a una distancia no mayor de 100 m y en cualquier cambio de dirección presentado en la configuración de las vías.

Se trazó la red manteniendo el siguiente orden: Los prefijos PVS1 hasta PVS 31 para la colectora principal. Para las colectoras secundarias y terciarias se enumeró consecutivamente desde aguas arriba hacia aguas abajo.

4.4.3 Trazado de las alternativas

El trazado de la red de alcantarillado sanitario es el mismo en ambas alternativas, compuesta por dos sub redes de alcantarillado sanitario y un único sistema de tratamiento. Se nombró como subred 1 todos los tramos cuyos caudales comienzan en el PVS 15y termina en el PVS 1, como subred 2 todos los tramos cuyos caudales comienzan en el PVS 31 y terminan en el PVS 1.

Figura 2. Composición de la red de alcantarillado



Fuente: Elaboración propia

Las condiciones topográficas del terreno no permite la existencia de una sola red de recolección, debido a que la zona más baja se ubica en el centro del área de estudio, a orillas de la carretera que dirige a la ciudad de Jinotepe, y para evitar los costos de rebombeo se optó por el diseño de dos sub-redes.

Así mismo el trazado en planta se realizó siempre en calles o caminos públicos, así como la disposición de los Pozos de Visita Sanitario de acuerdo a lo plasmado en las Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales (INAA).

Para los trazados propuestos los tramos de tuberías fueron diseñados de tal modo que el flujo se conduzca por gravedad hasta los puntos de tratamiento y/o de recepción.

Cabe destacar que el diseño y planos de ambas alternativas de red se realizaron utilizando el programa Land Desktop Companion 2009.

4.4.4 Estimación del caudal de diseño

El caudal de diseño se estimó como la suma del gasto máximo, el gasto comercial, industrial y público de aguas residuales, y el gasto de infiltración, dando como resultado un caudal de 27.9256 l/s.

$$Q_D = Q_{máx} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{ins} + Q_{ind} \quad (11)$$

Dónde:

Q_{com}= Gasto comercial

Q_{ins}= Gasto institucional público

Q_{ind}= Gasto industrial

4.4.4.1 Gasto medio de aguas residuales

El servicio de abastecimiento de agua potable de la ciudad de San Marcos es administrado por la empresa ENACAL, donde la sede central ubicada en Managua, no brindó datos de consumo anuales para dicha ciudad, ya que no poseen documentación actualizada y ordenada de dichos datos, por tanto dada la carencia de información de consumo de agua potable en el Municipio, para la estimación del consumo promedio se utilizó una dotación de 139.2 l/hab/día, según lo establecido por INAA. Como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 11.Dotación para la ciudad de San Marcos

Descripción	Valor	Unidad
Población	6768	habitantes
Dotación	120	lpd
consumo comercial 7%	8.4	lpd
consumo público 7%	8.4	lpd
consumo industrial 2%	2.4	lpd
Total:	139.2	lpd

Fuente: Elaboración propia

$$Q_m = \frac{P*D*0.80}{86400}\,[lps] \qquad (12)$$

Dónde:

D= Dotación de agua potable (lps)

P= Población

Para la estimación del gasto medio de aguas residuales se utilizó un factor de retorno del 80%, que al ser multiplicado por el consumo promedio diario da como resultado un caudal de 10.46 l/s.

4.4.4.2 Gasto máximo y gasto mínimo

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

$$Q_{min} = \frac{1}{5} Q_m \qquad (13)$$

El valor que se acepta como límite inferior del gasto mínimo probable para cualquier tramo de la red de alcantarillado sanitario tiene un valor de 1.5 l/s que corresponde a la descarga de un inodoro.

Para el cálculo del gasto máximo ($Q_{máx}$) se utiliza factor de Harmon, cuando la población acumulada en el tramo calculado sea mayor o igual a 10000 hab. Para poblaciones menores se adopta un coeficiente de 3.

$$H = 1 + \frac{4}{4+\sqrt{P}} \qquad (14)$$

$$Q_{max} = H * Q_m \qquad (15)$$

Dónde:

H= Factor de Harmon

P= Población en miles

4.4.4.3 Gasto comercial, industrial y público de aguas residuales

Se estimó según lo establecido en INAA como porcentaje del gasto medio de aguas residuales. Como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 12. Contribuciones especiales de caudal

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Público o Institucional	7
Industrial	2

Fuente: Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento aguas residuales

4.4.4.4 Gasto de infiltración

La estimación de los caudales de infiltración se realizó multiplicando el factor infiltración, 2 l/hora/100m/pulgada de diámetro, por la longitud y el diámetro del tramo en cuestión.

Es válido mencionar que el gasto medio fue dividido entre la longitud total de la red para tener un gasto por metro de longitud de tubería, esto para facilitar los cálculos de caudales por tramo, dada la irregularidad del Municipio, al multiplicar la longitud del tramo en cuestión por dicho gasto unitario.

Utilizando el programa utilitario Excel 2010 se efectuaron las operaciones correspondientes para de esta manera obtener el caudal de diseño de cada tramo.

4.4.4.5 Análisis hidráulico de las alternativas

En el proceso de diseño se calcularon detalladamente cada uno de los tramos que forman parte del sistema de alcantarillado. Los datos de ingreso al proceso de cálculo fueron las características topográficas (niveles de tapa), la longitud del tramo y el caudal de diseño.

Los resultados obtenidos del proceso de cálculo son el diámetro de conducto requerido, la pendiente necesaria, las condiciones de escurrimiento de esos caudales: relación de llenado (h/D), velocidad y tensión de arrastre de fondo, pérdida de carga (caída en cada pozo de visita) y los niveles de tubería (corona e invert).

4.4.4.6 Diámetro

Se estableció un diámetro inicial de 6 pulgadas (150 mm), diámetro mínimo de alcantarillas según INAA, y un diámetro de 8 pulgadas (200 mm) en la red principal de la SUB-RED 1 del PVS 6 al PVS 1, el cual fueron revisados en conjunto con la pendiente del conducto para determinar la idoneidad del tubo.

4.4.4.7 Pendiente

Se estableció como pendiente inicial del conducto la pendiente del terreno, esto para minimizar los volúmenes de excavación, estableciendo como excavación hasta el nivel de Invert.

Cuando por restricciones de terreno (contra-pendiente), relación de llenado (d/D ≥ 0.8), de velocidad (velocidades de diseño fuera del rango, 0.3 – 3 m/s, velocidades a tubo lleno también fuera de rango, 0.6 – 5 m/s)), la pendiente se varió hasta que todas las condiciones fueran satisfechas. De este proceso se identifica como pendiente mínima aquella que propicia una tensión de arrastre de 1 Pa y como máxima aquella que propicia velocidades de diseño no mayores de 3 m/s.

A excepción de aquellos tramos cabeceros, con el fin de evitar profundidades exageradas y reducir los costos de excavación, se optó por no aumentar las pendientes, cumpliendo en todo caso con la velocidad mínima de 0.3m/s.

4.4.4.8 Relaciones de sección parcialmente llena

Para conocer las condiciones de escurrimiento, se calculó la relación entre el caudal de diseño del tramo y el caudal a tubo lleno (q/Q), este valor se introdujo a la "Curva del banano", de donde se obtienen las relaciones de tirante (d/D), velocidad (v/V) y radio hidráulico (rh/Rh), que son utilizadas en el cálculo del tirante, velocidad y tensión de arrastre en el conducto.

4.4.4.9 Tensión de arrastre

Luego de calcular el radio hidráulico de la tubería con el caudal mínimo, calculado como el producto de la relación rh/Rh y la cuarta parte del diámetro del tubo, se calculó la tensión de arrastre multiplicando el peso específico del líquido (9810 N/m^3) por el radio hidráulico calculado por la pendiente del tramo en análisis. Tal como lo indica el criterio de tensión de arrastre según la siguiente ecuación:

$$\boldsymbol{f = W * R * S} \qquad (16)$$

Dónde:

f= Tensión de arrastre

w= Peso específico del líquido [N/m^3]

R= Radio hidráulico a gasto mínimo [m]

S=pendiente mínima [m/m]

4.4.4.10 Pérdida de carga

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluyó una pérdida de carga igual a $0.25*V_m^2/2g$, donde V_m es la velocidad a caudal medio y g la aceleración de la gravedad, entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario correspondiente y no siendo en ninguno de los casos, menor de 0.03 m.Todos los cálculos se efectuaron haciendo uso de Excel 2010.

4.5 Diseño de alternativas de sistemas de tratamiento de aguas residuales

Se diseñaron dos alternativas de tratamiento basadas en procesos naturales que no ameritan consumo de energía eléctrica, que tuvieran un alto nivel de descomposición de la materia orgánica, que fueran de fácil manejo en la operación y mantenimiento, que se rija al instructivo de operación y mantenimiento. (Ver anexo H)

El dimensionamiento de las plantas de tratamiento se realizó tratando que el agua del efluente se apegara a las normas sobre la calidad de las aguas residuales que se pueden depositar en un cuerpo receptor, según el Decreto 33-95 del MARENA.

Tabla 13. Alternativas de Sistemas de Tratamiento aguas residuales

Alternativa	Sistemas de Tratamiento Propuestos
1	Tanque Imhoff + Biofiltro.
2	Laguna Facultativa Primaria + Laguna Aeróbia Secundaria + Biofiltro

Fuente: Elaboración propia

De estas dos alternativas fue seleccionada la primera (Tanque Imhoff + Biofiltro), este sistema es una de las mejores alternativas para este tipo de localidades ya que está en concordancia con la realidad económica, debido a que no requiere altos costos de operación y permite utilizar operadores con bajo grado de escolaridad, debido a su gran facilidad en la operación.

Como tratamiento preliminar se diseñó un canal de entrada, una reja de barras de limpieza manual, un desarenador de flujo horizontal doble en paralelo y un canal medidor de caudal Parshall; este tiene el objetivo de conducir las aguas a los procesos de tratamiento posteriores.

4.5.1 Tratamiento preliminar

Se procedió a realizar el diseño del tratamiento preliminar de las aguas servidas, donde este corresponde al mismo para las dos alternativas propuestas, ya que ambos poseen el mismo diseño de la red de recolección y son formuladas para construirse en la misma área superficial.

4.5.1.1 Canal de aproximación

Se realizaron los cálculos con el caudal máximo de toda la red. Proponiendo un ancho, pendiente longitudinal y variando el tirante con el fin de cumplir con la velocidad y el caudal, los cuales se obtienen a prueba y error (Ver Anexo Sección E.1.1)

4.5.1.2 Rejillas

El diseño de la rejilla depende del ancho y pendiente longitudinal del canal de aproximación respectivo. Se seleccionaron barras circulares de 1/2'' de diámetro por ser de fácil adquisición comercial y no poseen lados que puedan herir en caso de remover los desechos con la mano (Ver Anexo Sección E.1.2)

Los criterios de diseño corresponden a lo especificado en las Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales (INAA). Cada una de las rejillas fue diseñada para cumplir con todos y cada uno de los criterios y parámetros de diseño ahí publicados.

a) Canal de entrada: Cálculo de la velocidad máxima y velocidad media

$$V_{max} = \frac{Q_{max}}{B * H_{max}} \qquad (17)$$

$$V_{med} = \frac{Q_{med}}{B * H_{med}} \qquad (18)$$

Dónde:

$Q_{máx}$= Caudal máximo de aguas residuales

Q_{med}= Caudal medio de aguas residuales

$H_{máx}$= Altura máxima de aguas residuales tomada del canal de entrada

H_{med}= Altura media de aguas residuales tomada del canal de entrada

B= Ancho del canal, tomada del canal de entrada

b) Condiciones en la rejilla:

- Área total mojada (A_t)

$$A_t = B * H_{max} \quad (19)$$

- Eficiencia (E)

$$E = \frac{a}{a+t} \quad (20)$$

Dónde:

a= separación entre rejas

t= Espesor de las rejas

- Área útil (A_u)

$$A_u = A_t * E \quad (21)$$

- Velocidad de paso (V_p)

$$V_p = \frac{Q_{max}}{B*A_u} \quad (22)$$

c) Verificación de velocidad media

- Área total y útil con Vmed (At', Au')

$$A'_t = B * H_{med} \quad (23)$$

$$A'_u = A'_t * E \quad (24)$$

- Velocidad media (V'm)

$$V'_m = \frac{Q_{med}}{A'_u} \quad (25)$$

d) Pérdidas y altura del canal

- Pérdida de carga en rejas limpias

$$H_f = \beta \left(\frac{t}{a}\right)^{4/3} * \sin\theta * \frac{V_{med}^2}{2*g} \quad (26)$$

- Pérdida de carga en rejas parcialmente obstruidas (50%)

$$H_{fo} = \left(\frac{E}{0.5*E}\right)^2 * H_f \qquad (27)$$

- Altura del canal (H)

$$H = H_{max} + H_f + H_{fo} \qquad (28)$$

e) Longitud (LB) y cantidad (C) de barras

$$L_B = \frac{H}{\cos\theta} \qquad (29)$$

$$C = \frac{B}{a+t} + 1 \qquad (30)$$

4.5.1.3 Desarenadores

Los desarenadores fueron diseñados para cumplir con todas las especificaciones y criterios de diseño de las Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales (INAA) y de la Guía para el Diseño de Desarenadores y Sedimentadores (CEPIS/OPS/2005).

Se diseñaron dos desarenadores de flujo horizontal en paralelo. Como dato inicial se tomó el caudal, el diámetro de las partículas a remover (0.20 mm), la velocidad horizontal de flujo, 0.30 m/s (de acuerdo a las Guías Técnicas para el Diseño Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales), el coeficiente de Manning para concreto (n=0.013), una carga superficial de 1300 m^3/m^2/día (entre 700 y 1600 según INAA) y se propuso como tiempo de retención de sedimentos 15 días, la cantidad de material retenido se tomó como 0.029 l/m^3, valor para zona residencial según CEPIS. Durante el diseño se prestó especial atención a las velocidades de sedimentación de manera que se cumpliera en el diseño especificado (Ver Anexo Sección E.1.3)

Luego de comprobar que el diseño cumplía con las velocidades y el volumen de tolva propuesto era mayor que el mínimo requerido para arenas, se obtuvieron las dimensiones para cada unidad de desarenador.

El diseño obedeció la siguiente línea de cálculo:

a) Zona de sedimentación:

- Área superficial (As):

$$As = Q_d * 86400/Cs \qquad (31)$$

- Ancho del desarenador (B): Igual al canal

- Longitud teórica del desarenador (L):

$$L = \frac{As}{B} \qquad (32)$$

- Velocidad de sedimentación (V_s):

$$V_s = \frac{Q_d}{As}, \text{del orden de } 2\ cm/s \qquad (33)$$

- Altura del agua en la zona de sedimentación (H_{agua}):

$$H_{agua} = \frac{L*V_s}{V_h} \qquad (34)$$

- Longitud de transición (L_t):

$$Lt = \frac{2B-Bcanal}{2*\tan 12.5°} \qquad (35)$$

- Incremento de longitud por turbulencia (Lturb):

$$L_{turb} = 2H_t - 0.5L \qquad (36)$$

- Radio hidráulico (Rh):

$$Rh = \frac{B*H_{agua}}{B+2H_{agua}} \qquad (37)$$

- Pendiente longitudinal del sedimentador (S):

$$S = \left(\frac{n*V_h}{Rh^{2/3}}\right)^2 \qquad (38)$$

- Pérdidas en el desarenador (H_f):

$$H_f = S/L \qquad (39)$$

b) Zona de lodos:

- Volumen de arena retenido (Varena):

$$V_{arena} = \frac{Q_d*86400*15*0.029}{1000} \qquad (40)$$

- Ancho de tolva: B

- Altura de tolva (H_{tolva}): Propuesta

- Volumen de Tolva (Vtolva):

$$V_{tolva} = B * H_{tolva} * L > V_{arena} \qquad (41)$$

4.5.1.4 Dispositivo de medición de caudal

- **Canaleta Parshall**

Para la Alternativa 1 y 2 se seleccionó canaleta Parshall como dispositivo de medición de caudal, ya que el caudal a ser medido correspondía al caudal total de todo el sistema de alcantarillas del Distrito IV.

Inicialmente se escogió un ancho de garganta y con la ecuación para gasto máximo y gasto mínimo de la misma tabla se comprobó que la selección de ancho de garganta cumple con el límite modular (Anexo Sección E.1.4,Tabla 62). A continuación se procedió a efectuar los cálculos correspondientes a las condiciones hidráulicas en la entrada, la garganta y la salida de la canaleta.

4.5.2 Tratamiento primario

4.5.2.1 Tanque imhoff y lecho de secado

En la Alternativa 1 se hizo necesario el diseño de dos tanques Imhoff, ambos tanques constan de 2 cámaras de sedimentación y dos cámaras de digestión. Para el dimensionamiento se utilizaron todos los parámetros de diseño plasmados en la Tabla 63(Ver Anexo Sección E.2).

Se procedió al dimensionamiento de las cámaras de sedimentación, del deflector de espuma, la zona de ventilación de gases y las cámaras de digestión de acuerdo a la metodología de cálculo propuesta por el CEPIS (Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización). El período de limpieza del tanque se fijó en 30 días (ver Anexo Sección E.2.1).

Los análisis de aguas residuales de la zona, se tomaron de los valores promedios obtenidos en el análisis del afluente de las Lagunas de Estabilización de San Marcos, debido a que las características de la zona de dicha planta son iguales a la de la zona en estudio por tratarse en la misma ciudad.

Tabla 14. Promedio de los análisis efectuados en la planta de San Marcos

Parámetro	Valor	Unidad
DBO_5	299	mg/l
DQO	501	mg/l
N-total	24.11	mg/l
Fósforo total	15.25	mg/l
Sólidos suspendidos	343	mg/l
E. Coli	1.10E+08	NMP/100ml

Fuente: ENACAL CENTRAL

Es preciso mencionar que los valores de remoción se tomaron del Cuadro 3 de la Norma Técnica Ambiental para Regular los Sistemas de Tratamiento y de Aguas Residuales, publicada en la Gaceta – Diario Oficial el día 10 de mayo del año 2006.

El dimensionamiento del tanque Imhoff respondió a la siguiente metodología de diseño:

a) Cámara de sedimentación:

Se dimensionó utilizando una carga superficial (Cs) de 1.35 $m^3/m^2/h$, valor comprendido en el rango recomendado por INAA (1 - 1.7$m^3/m^2/h$), un tiempo de retención (Tr) de 2 horas, una relación largo/ancho de 4 y una pendiente de fondo de (V/H) de 3/2. La longitud de abertura entre compartimentos se estableció en 0.25 m; al igual que la longitud del saliente, la velocidad horizontal del flujo se estableció menor o igual a 30 cm/min. El caudal medio se dividió entre el número de unidades a construir para establecer el caudal de diseño de cada tanque.

- Área superficial total (Ast):

$$\text{Ast} = \frac{\text{Qm}}{\text{Cs}} \qquad (42)$$

- Área superficial por sedimentador (Asu):

$$\text{Asu} = \frac{\text{Ast}}{\text{n}} \qquad (43)$$

Dónde:

n: Número de tanques

- Volumen total de sedimentación (Vst):

$$\text{Vst} = \text{Qm} * \text{Tr} \qquad (44)$$

Dónde:

n: Número de tanques

- Volumen por sedimentador (Vsu):

$$\text{Vsu} = \frac{\text{Vst}}{\text{n}} \qquad (45)$$

- Ancho del sedimentador (Bs):

$$\text{Bs} = \sqrt{\frac{\text{Asu}}{4}} \qquad (46)$$

- Longitud del sedimentador (Ls):

$$\text{Ls} = 4 * \text{Bs} \qquad (47)$$

- Altura triangular del sedimentador (Htrs):

$$\text{Htrs} = \frac{\text{Bs}}{2} * (5/4) \qquad (48)$$

- Área triangular del sedimentador (Ats):

$$\text{Ats} = \frac{\text{Bs}*\text{Htrs}}{2} \qquad (49)$$

- Área rectangular del sedimentador (Ars):

$$\text{Ars} = \frac{\text{Vsu}-\text{Ats}*\text{Ls}}{\text{Ls}} \qquad (50)$$

- Altura rectangular del sedimentador (Hrs):

$$\text{Hrs} = \frac{\text{Ars}}{\text{Bs}} \qquad (51)$$

- Altura total del sedimentador (HTs):

$$HTs = Htrs + Hrs \quad (52)$$

- Área total del sedimentador (AT):

$$\mathrm{AT} = \mathrm{Ats} * \mathrm{Ars} \quad (53)$$

- Velocidad de flujo horizontal (Vs):

$$\mathrm{Vs} = \frac{\mathrm{Qm}}{2*\mathrm{AT}} \leq 30\mathrm{cm/min} \quad (54)$$

b) Deflector de espumas:

Se dimensionó con un borde libre de 60 cm, con 30 cm por encima y por debajo de la superficie del líquido.

c) Zona de ventilación de gases:

El ancho de las aberturas se fijó en 60 cm y la separación entre sedimentadores en 1 m, ambas representan un 21.1% del ancho total del tanque, valor comprendido en las recomendaciones de INAA (15% – 30%).

d) Cámara de digestión:

Se propusieron dos cámaras de digestión con el objetivo de maximizar el volumen de digestión sin incrementar la profundidad del tanque. La pendiente del fondo se propuso en 0.5 m/m para asegurar que los lodos escurran al fondo de la cámara y facilite su extracción, la cual se realizará por diferencial de presiones a través de tubería. Para el cálculo del volumen de digestión se utilizó una temperatura media de 24°C, según datos de INETER.

- Volumen de almacenamiento total (Vdt):

$$\mathrm{Vdt} = \frac{70*\frac{\text{Población}}{\mathrm{n}}*\mathrm{Fcr}}{1000} \quad (55)$$

- Volumen de almacenamiento por cámara (Vdc):

$$\mathrm{Vdc} = \frac{\mathrm{Vdt}}{2} \quad (56)$$

- Base mayor de la cámara de digestión (BM):

$$BM = (Bs + 2bi + s) + 2 * n * 0.15 \qquad (57)$$

- Base menor de la cámara de digestión (Bm): 1 m, asumido.

- Longitud de la cámara (Lc):

$$Lc = \frac{Ls}{2} \qquad (58)$$

- Altura trapezoidal (Htc):

$$Htc = \frac{BM - Bm}{2} * 0.5 \qquad (59)$$

- Volumen trapezoidal (Vt):

$$Vt = \frac{Htc}{3} * \left(Lc * BM + Bm^2 + \sqrt{Lc * BM + Bm^2}\right) \qquad (60)$$

- Volumen rectangular (Vr):

$$Vr = Vdc - Vt \qquad (61)$$

- Altura en zona rectangular (Hrc):

$$Hrc = \frac{Vr}{Lc * BM} \qquad (62)$$

- **Distancia libre de lodos (Dl):** 0.40 m, asumido.

- Altura total de la cámara de digestión (HTc):

$$HTc = Htc + Hrc + Dl \qquad (63)$$

- Altura total del tanque (HT):

$$HT = HTs + HTc + BL \qquad (64)$$

e) Remoción

Se establecieron porcentajes de remoción de DBO_5 y de coliformes fecales del 50% y 20% respectivamente, según lo establecido en la NTON 05 027 05

"Norma Técnica Ambiental para Regular los Sistemas de Tratamiento y de Aguas Residuales".

f) Lecho de secado de lodos

El lecho de secado de lodos se diseñó de acuerdo a criterios de diseño de INAA (Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales) y al CEPIS (Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización). Se asumió un espesor de capa y un ancho con los que se comprobó que su dimensionamiento cumple con los parámetros y criterios de diseño.

El diseño del lecho de secado estuvo sujeto a la siguiente metodología de cálculo:

-Carga de sólidos en el sedimentador (C):

$$C = Qm * SS \qquad (65)$$

- Masa de sólidos totales desechados al día (Px):

$$Px = (0.5 * 0.7 * 0.5 * C) + (0.5 * 0.3 * C) \qquad (66)$$

- Volumen de lodos por día (Vd):

$$Vd = \frac{Px}{1000 * Dr * (1 - Pr)} \qquad (67)$$

Dónde:

Dr= Densidad relativa de lodos, 1.04 según INAA

Pr= % de humedad del sólido, 90% según INAA

- Volumen de lodos a evacuar (Vt):

$$Vt = Vd * 30 \qquad (68)$$

- Espesor de la capa de lodo (E): 0.20 m (asumido)

- Área requerida (Ar):

$$Ar = \frac{Vt}{E} \qquad (69)$$

- Ancho (B): 6 m (asumido)

- Longitud (L):

$$L = \frac{Ar}{B} < 60 \qquad (70)$$

4.5.2.2 Lagunas Facultativas

A pesar de utilizar grandes extensiones de tierra, se decidió considerar como opción de comparación al tanque imhoff, las lagunas facultativas debido a que éstas son los tratamientos de aguas residuales de mayor uso en el país. Se diseñó dos lagunas facultativas para la Alternativa 2, partiendo de los criterios y parámetros de diseño del CEPIS (Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización), (Ver Anexo Sección E.3).

Como datos iniciales se tiene el caudal medio, la temperatura del agua y las características del afluente. Se dimensionó en base a la metodología ampliamente abordada en la guía antes mencionada y se verificó la eficiencia de remoción de DBO_5 y coliformes fecales de acuerdo a numerosos métodos.

a) Dimensionamiento

Se procedió a calcular la carga total aplicada (CTA) multiplicando la concentración de DBO_5 en el afluente por el caudal medio. Con este resultado y utilizando la ecuación $Csmáx = 357.4*1.085^{(Ta-20ºC)}$, luego se calculó la carga superficial aplicada multiplicando la carga superficial máxima (CSmáx) por un factor de 0.70. (Ver Anexo Sección E.3.1)

Dividiendo la carga total aplicada entre la carga superficial aplicada se obtiene el área para las lagunas, la cual dio como resultado un área menor a una hectárea. Se propuso una altura de laguna entre 1.5m a 2.5 m de acuerdo a las recomendaciones en la guía técnica de diseño de INAA. Además se propuso dimensiones de longitud de manera que hubiera una relación largo ancho (L/B) de 2. Las dimensiones se variaron de acuerdo al período de retención, que según recomendaciones de INAA debe variar entre 7-15 días.

b) Modelos de remoción de DBO_5

Se intentó respetar al máximo los rangos en los criterios de diseño y la metodología de diseño con el fin de cumplir con los parámetros de calidad del efluente. De esta manera para la laguna se llevó a cabo el análisis de remoción de DBO_5 y de coliformes fecales de acuerdo a distintos modelos.

Finalmente se calculó la remoción de DBO_5 de acuerdo a tres métodos distintos:

-Marais Chow

$$K_{20ºC} = \frac{P_r}{(-14.77+4.46*P_r)} \quad (71)$$

$$S = \frac{S_0}{(1+(K_d*P_r))} \quad (72)$$

$$K_d = K_{20ºC} * 1.085^{(T_a-20ºC)} \quad (73)$$

Dónde:

S= DBO_5 remanente en el efluente

S_o= DBO_5 en el afluente

$K_{20°C}$= Constante de biodegradación orgánica a 20°C

K_d= Constante de reacción de primer orden a temperatura ambiente

P_r= Período de retención

T_a= Temperatura del agua en el mes más frío

- Dr. Yánez

$$CSremov = 7.67 + 0.806 * CSA \quad (74)$$

$$Csreman = CSA - CSremov \quad (75)$$

$$CTefluente = CSreman * A_T \quad (76)$$

$$S = \frac{CTefluente}{Q_m} \quad (77)$$

Dónde:

Csremov= Carga superficial removida

CSA= Carga superficial aplicada

CSrman= Carga superficial remanente

CTefluente= Carga total en el efluente

A_T= Área total de laguna

S= concentración de DBO_5 en el efluente

- Thirimurty

$$d = \frac{x}{(-0.26118+0.25392+1.01368x^2)} \quad (78)$$

$$a = \left(1 + (4K_d * d * P_r)\right)^2 \quad (79)$$

$$S = \frac{\left(S_0 * 4 * a * e^{\frac{1-a}{2d}}\right)}{(1+a)^2} \quad (80)$$

Dónde:

d= Factor de dispersión

x= Factor geométrico

a= Factor de DBO_5

S= Concentración de DBO_5 en el efluente

Pr= Período de retención

c) Modelos de remoción de coliformes fecales

La remoción de coliformes fecales por dos métodos:

- Marais Chow

$$K_b = 0.84 * 1.07^{(T_a - 20ºC)} \quad (81)$$

$$CFRE = \frac{CFA}{(1+K_b+P_r)} \quad (82)$$

Dónde:

Ta= Temperatura del agua en el mes más frio

Kb= Coeficiente de mortandad de coliformes fecales

CFA= Coliformes fecales en el afluente

CFRE= Coliformes fecales remanentes en el efluente

Pr= Período de retención

- Thirimurty:

$$CFRE = \frac{\left(CFA * 4 * a * e^{\frac{1-a}{2d}}\right)}{(1+a)^2} \quad (83)$$

$$a = \left(1 + (4K_d * d * P_r)\right)^2 \quad (84)$$

$$d = \frac{x}{(-0.26118+0.25392+1.01368x^2)} \quad (85)$$

Dónde:

CFA= Coliformes fecales en el afluente

CFRE= Coliformes fecales remanentes en el afluente

a= Factor de DBO_5

d= Factor de dispersión

4.5.3 Tratamiento secundario

4.5.3.1 Biofiltro

Se proyectaron biofiltros con plantas Carrizo debido a las buenas experiencias con estas plantas en la remoción de coliformes fecales y a los beneficios adicionales en su utilización. El diseño se basó en los criterios de INAA (Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales) y otras bibliografías donde se facilitan datos de acuerdo a la experiencia en proyectos similares en Nicaragua y otros países.

Para la Alternativa 1 se dimensionaron tres biofiltros, donde se establecieron como parámetros evaluativos de la calidad del efluente la DBO_5 y los coliformes fecales, siendo la dimensión final, aquella que cumpliera con los límites de dichos valores para riego. Así mismo, se utilizó la temperatura media del mes de enero (mes más frío de la zona), 22.4°C según datos de INETER, un lecho filtrante de tamaño efectivo de 128 mm, con una porosidad de 0.45 y una conductividad hidráulica de 100000 m^3/m^2/día (Ver Anexo Sección E.2.2)

En general, el diseño de los biofiltros se realizó de la manera siguiente:

a) Datos iniciales:

- Temperatura crítica del aire (Tai): 22.4°C

- Temperatura crítica del agua al entrar (Ta):

$$\mathrm{Ta} = 10.443 + 0.668^{\mathrm{Tai}} \qquad (86)$$

- Const. Biodegradación a 20°C (K_{20}):

$$\mathrm{K_{20}} = \mathrm{K_o} * 37.31 * \mathrm{P}^{4.172} \qquad (87)$$

Dónde:

Ko= Constante óptima de remoción para medio con zona de raíces completamente desarrollada, 1.839[19] para aguas residuales municipales.

P= Porosidad del lecho filtrante

- Constante de reacción de 1er orden a temperatura ambiente (Kt)[18]:

$$Kt = K_{20} * 1.06^{Ta-20} \qquad (88)$$

b) Área requerida, tiempo de retención hidráulica y cargas:

- Área superficial requerida (A_s):

$$A_s = \frac{Qm*\log(\frac{Ca}{Ce})}{Y*P*Kt} \qquad (89)$$

Dónde:

Ca= Contaminante en el afluente

Ce= Contaminante en el efluente

Y= Profundidad promedio del agua, asumida

P= Porosidad del lecho filtrante

- Tiempo de retención hidráulica (TRH):

$$TRH = \frac{A_s*Y*P}{Q_m} \qquad (90)$$

- Carga orgánica (C_{org}):

$$\frac{C_o*Y*P}{TRH} \leq 112\ KgDBO/Ha/dia \qquad (91)$$

Dónde:

Co= Carga inicial de DBO_5

- Carga hidráulica (C_h)

$$C_h = \frac{Q_m}{A_s} \qquad (92)$$

[19] Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales.

c) Transferencia de energía, temperatura del agua:

- Coeficiente de transferencia de calor (U)[20]:

$$U = \frac{1}{\frac{Y_1}{K_1}+\frac{Y_2}{K_2}+\frac{Y_3}{K_3}} \qquad (93)$$

Dónde:

Yi= Espesor de la capa, se consideran una capa de residuo vegetal, una de grava gruesa y el lecho filtrante.

Ki= conductividad térmica de la capa

- Energía ganada por el agua (q_G):

$$q_G = C_p * \delta * A_s * Y * P \qquad (94)$$

Dónde:

Cp= Capacidad de calor específico del agua

δ= Densidad del agua

- Energía perdida (q_L):

$$q_L = (T_a - T_{ai}) * U * A_s * TRH \qquad (95)$$

- Cambio de temperatura (T_c):

$$T_c = \frac{q_L}{q_G} \qquad (96)$$

- Temperatura del efluente (T_e):

$$T_e = T_a - T_c \qquad (97)$$

d) Dimensionamiento de las celdas:

- Número de celdas (N): Asumido

- Área superficial de cada celda (As_{unit}):

$$As_{unit} = \frac{A_s}{N} \qquad (98)$$

- Caudal en cada celda (Q_{unit}):

$$Q_{unit} = \frac{Qm}{N} \qquad (99)$$

[20]Lara, Jaime: Depuración de AR mediante humedales artificiales

- Pendiente de fondo del lecho (S): Asumida

- Área transversal (At):

$$\mathrm{At} = \frac{\mathrm{Q_{unit}}}{\mathrm{S} * \mathrm{K_s} * 0.1} \qquad (100)$$

Dónde:

Ks= Conductividad hidráulica del lecho

- Ancho unitario (B):

$$\mathrm{B} = \frac{\mathrm{At}}{\mathrm{Y}} \qquad (101)$$

- Longitud unitaria (L):

$$\mathrm{L} = \frac{\mathrm{As_{unit}}}{\mathrm{B}} \qquad (102)$$

4.5.3.2 Laguna Aerobia

Se diseñó dos Lagunas Aerobias luego de las Lagunas Facultativas como parte de la segunda opción como Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales del Municipio San Marcos (ver Anexo SecciónE.3.2)

a) Dimensionamiento

Se dimensionaron con la misma área de las lagunas facultativas y una altura de acuerdo al rango especificado en la guía del CEPIS (Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización).

Se calculó la carga total aplicada dividiendo el resultado de los distintos métodos con que se calculó la remoción de DBO_5 en la laguna facultativa entre el caudal medio. Acto seguido se calculó la carga superficial aplicada dividiendo las dos cargas total aplicada entre el área respectivamente.

Se propuso una altura entre 1 m a 1.5 m de acuerdo a lo recomendado en el diseño para este tipo de laguna. Se dimensionó para tener una relación de largo/ancho de 2 y dando así un período de retención de 9.73 días.

b) Modelo de remoción de DBO_5

Se calculó la remoción de DBO_5 por tres métodos distintos:

- Marais Chow:

$$K_{20^oC} = \frac{P_r}{(-14.77+4.46*P_r)} \quad (103)$$

$$S = \frac{S_0}{(1+(K_d*P_r))} \quad (104)$$

$$K_d = K_{20^oC} * 1.085^{(T_a-20^oC)} \quad (105)$$

Dónde:

S= DBO_5 remanente en el efluente

S_0= DBO_5 en el afluente

$K_{20°C}$= Constante de biodegradación orgánica a 20°C

K_d= Constante de reacción de primer orden a temperatura ambiente

P_r= Período de retención

T_a= Temperatura del agua en el mes más frio

- Dr. Yánez

Se utiliza una relación de DBO_{5total}/$DBO_{5soluble}$ lo cual se encuentra dado en la tabla plasmada en el CEPIS.

$$CSA = \left(\frac{DBO_{5Total}}{DBO_{5\ soluble}}\right) * CS_{reman} \quad (106)$$

$$CSremov = 0.765 * CSA - 0.8 \quad (107)$$

$$CSreman = CSA - CSremov \quad (108)$$

$$CTE = CSreman * A_T \quad (109)$$

$$S = \frac{CTA_{efleunte}}{Q_m} \quad (110)$$

Dónde:

CSA= Carga superficial aplicada

Csremov= Carga superficial removida

CSreman= Carga superficial remanente

CTE= Carga total en el efluente

S= concentración de DBO5 en el efluente

Ta= Temperatura del agua en el mes más frío

- Thirimurty

$$d = \frac{x}{(-0.26118+0.25392+1.01368x^2)} \quad (111)$$

$$a = \left(1 + (4K_d * d * P_r)\right)^2 \quad (112)$$

$$S = \frac{\left(S_0 * 4 * a * e^{\frac{1-a}{2d}}\right)}{(1+a)^2} \quad (113)$$

Dónde:

d= Factor de dispersión

x= Factor geométrico

a= Factor de DBO5

S= Concentración de DBO5 en el efluente

Pr= Período de retención

c) Modelos de remoción de coliformes fecales

La remoción de coliformes fecales se calculó por dos métodos:

- Marais Chow

$$K_b = 0.84 * 1.07^{(T_a - 20ºC)} \quad (114)$$

$$CFRE = \frac{CFA}{(1+K_b+P_r)} \quad (115)$$

Dónde:

Ta= Temperatura del agua en el mes más frio

Kb= Coeficiente de mortandad de coliformes fecales

CFA= Coliformes fecales en el afluente

CFRE= Coliformes fecales remanentes en el efluente

Pr= Período de retención

- Thirimurty

$$CFRE = \frac{\left(CFA * 4 * a * e^{\frac{1-a}{2d}}\right)}{(1+a)^2} \quad (116)$$

$$a = \left(1 + (4K_d * d * P_r)\right)^2 \quad (117)$$

$$d = \frac{x}{(-0.26118+0.25392+1.01368x^2)} \quad (118)$$

Dónde:

CFA= Coliformes fecales en el afluente
CFRE= Coliformes fecales remanentes en el afluente
a= Factor de DBO5
d= Factor de dispersión

4.6 Estimación del costo de las alternativas

Se estimó la cantidad de materiales, equipos y mano de obra necesaria para la construcción de la red y de cada uno de los componentes del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales del Municipio.

Se indagaron los precios unitarios de todos los elementos de la red y el sistema de tratamiento en diversos proyectos nacionales así como trabajos monográficos con temática similar. Finalmente se totalizó el costo para conocer el valor de construcción de la red y el sistema de tratamiento (Ver Anexo Sección F)

4.7 Comparación y selección de alternativa

Inicialmente se efectuó un análisis comparativo acerca del tipo de tecnología de tratamiento más adecuada para el Municipio de San Marcos, puesto que para cada alternativa de red se diseñó opciones de tratamiento de aguas residuales diferentes, la primera tanque Imhoff + Biofiltro (Alternativa 1), y la segunda opción Laguna Facultativa + Laguna Aerobia + Biofiltro (Alternativa 2). (Ver Anexo Sección F.3)

Para cada opción de tecnología de tratamiento se consideraron aspectos como el costo estimado, eficiencia en la remoción de DBO_5 y coliformes fecales, las dimensiones, la operación y mantenimiento, dificultades de construcción, así como posibles afectaciones al medio ambiente.

CAPITULO V ANALISIS DE RESULTADOS Y SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA

5.1 Estudio de suelo

Todos los trabajos de muestrea se han realizado dentro de la Finca “HODERA”, ubicada a 318.50mts de la última casa conectada a la red de Alcantarillado Sanitario, la cual fue previamente informada de la posible construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales en esta área. El estudio comprendió la perforación de un sondeo manual de exploración de 1.5 mts. de profundidad para el registro litológico del terreno de emplazamiento de la planta y la recogida de las muestras del terreno. (Ver Anexo Sección A)

- **Contenido natural del agua (Humedad)**

La humedad del primer estrato alcanza un 34.87% y lo cual varía considerablemente entre cada estrato encontrado en el sondeo de forma decreciente, hasta llegar a la muestra 4 que aumenta considerable a 38.24%, sin embargo al alcanzar el estrato 5 nuevamente el valor desciende a 36.95%. (Ver Anexo Sección A.1).

- **Determinación del análisis granulométrico de los suelos (Método Mecánico). (ASTM D-422; AASHTO T 27-88)**

Según los resultados obtenidos en los laboratorios, en las muestras estudiadas solo se encuentran partículas finas, ya que pasan más del 50% el tamiz Nº200, por tanto la clasificación de suelos fino se hizo a través de la Carta de Plástica, donde se dibuja el Limite Liquido vs el Índice de Plasticidad. (Ver Anexo Sección A.2).

- **Determinación de los límites de consistencia o de Atterbeg de los suelos (ASTM D 4318, AASHTO T 89-90 Y AASHTO T 90-87)**

El límite líquido de las muestras obtenidas varían decrecientemente de estrato a estrato hasta llegar al 3 que va de 57.6% a 41.10%, al alcanzar el estrato 4

aumenta a 78.8%, un valor considerable con respecto el estrato anterior. En cuanto a la muestra 5 posee un valor de 79%. (Ver Anexo SecciónA.3.1).

En cuanto a Límites Plásticos también descienden del estrato 1 al estrato 3, que equivale a 45.71% y 33.28% respectivamente, sin embrago el estrato 4 aumenta a 63.47% y el estrato 5 a 69.51%. (Ver Anexo SecciónA.3.2)

- **Condiciones estratigráficas**

A partir de los análisis de laboratorio efectuados en las muestras, se determinaron los perfiles estratigráficos. Estos datos sirvieron para determinar la estratigrafía del subsuelo en el sondeo efectuado, los cuales se describen a continuación, haciéndose notar que los resultados están referenciados al nivel del terreno existente en la fecha en que se efectuaron los sondeos (Julio 2014), los cuales pueden variar significativamente de un sitio a otro.

Superficialmente se tiene un estrato con un espesor de aproximadamente 13cm, la existencia de raíces y materia orgánica es muy predominante, está constituido por suelo predominantemente arcilloso de color negro, bastante suelto. Su contenido de humedad es de 34.87% y el suelo es de tipo plástico.

Se realizaron un total de 5 muestras en el sondeo hasta llegar a los 1.50 m, en los que el suelo varia de color conforme al nivel de profundidad. Se obtuvo un estrato de material limoso de color café algo amarillento, sin raíces ni material orgánico. (Ver Anexo Sección A.5).

5.2 Población de diseño

La población de diseño se estimó por los métodos geométricos y de saturación ya que el estudio se realiza para un área determinada de la Ciudad de San Marcos que no presenta expansión poblacional. Se contrastaron ambos resultados con el fin de determinar el valor más apto para el diseño de los

componentes del sistema. Alcanzó una población de diseño de 6,768 habitantes que corresponde al año 2016, periodo en el que alcanza la saturación.

5.2.1 Método de proyección geométrica

La población urbana estimada del Distrito IV para el año 2014 es de 6,442habitantes a partir de los datos censales del INIDE. LaTabla 15Tabla 15presenta el crecimiento de la población, tanto urbana como municipal a partir del año 1995.Los datos del 2014 y 2016 fueron calculados utilizando una tasa de crecimiento del 2.5%, ya que el promedio de las tasas calculadas para los períodos inter-censales es menor a la mínima tasa especificada por INAA.

Población en el año 2005 (INIDE)= 5,158 Hab.

Población 2014= $5{,}158(1 + 0.025)^9 = 6{,}442$ Hab.

Tabla 15. Tasas de crecimiento urbano y municipal de San Marcos

Año	Población		
	Municipio		Departamento
	Total	Urbana	Urbana
1995	25871	16041	85620
2005	29019	18852	102522
Tasa Crec (rg)	**1.15**	**1.63**	**1.82**
Tasa Utilizada	**2.5%**		

Fuente: Elaboración propia

5.2.2 Población por saturación

Si bien el Distrito IV de la ciudad de San Marcos se encuentra muy próximo al límite de su saturación, se decidió utilizar una tasa del 2.5% ya que existen áreas de futura expansión localizadas en la zona sureste del Municipio.

A partir de datos catastrales facilitados por la Alcaldía, reflejan un total de 1081 lotes pertenecientes a dicho distrito, con un índice habitacional de 6 personas/vivienda.

Con estos datos se prosiguió a realizar el análisis de lotes por Hectárea, obteniendo un promedio de 51 lotes/ha, resultando 47 lotes en zonas baldías llegando a un total de 1,128 lotes que conforman una población de diseño de 6,768 habitantes, a través del método geométrico dicha población alcanzara su saturación en el período 2016, como se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 16. Saturación de la población

POBLACION INICIAL 2014: 6,591 Habitantes	
Año	**Población (Tg=2.5%)**
2015	6,756 Habitantes
2016	6,925 Habitantes

Fuente: Elaboración propia

5.3 Estimación de caudales

El caudal de diseño de las redes de alcantarillado se calculó en 27.926l/s (Ver Anexo Sección B.1), distribuido en 11.876l/s para la subred 1 y 16.049 l/s para la subred 2. (Ver Anexo Sección B.2.1 y Sección B.2.2).

5.4 Red de alcantarillado sanitario

5.4.1 Análisis hidráulico de las alcantarillas

Las características principales de la red propuesta se resumen en laTabla 17, Tomando en cuenta que el trazado de la red es el mismo en ambas alternativas (Ver Anexo Sección C.1 y Sección C.2).

Tabla 17. Hidráulica de las alcantarillas para la alternativa propuesta

Descripción	Alternativa	Unidad
Pendiente Máxima	11.6	%
Pendiente Mínima	0.7	%
Pendiente Promedio	2.81	%
Velocidad de Diseño Máxima	2.15	m/s
Velocidad Diseño Mínima	0.3	m/s
Velocidad Diseño Promedio	0.76	m/s
Tensión de Arrastre Máxima	12.69	Pa

Descripción	Alternativa	Unidad
Tensión de Arrastre Mínima	0.47	Pa
Tensión de Arrastre Promedio	2.44	Pa

Fuente: Elaboración propia

5.4.2 Características topográficas y de obras

A continuación se exponen las principales características topográficas (Ver Anexo Sección D.1 y Sección D.2C.2).

Tabla 18. Topografía y dispositivos en la alternativa de alcantarillado propuesta

Descripción	Alternativa	Unidad
Pozos de Visita Sanitario	177	Unid
Pozos Cabeceros	38	Unid
Pozos con Caída	17	Unid
Profundidad igual a 1.65 m	38	PVS
Profundidad de 1.65 a 2.00 m	58	PVS
Profundidad de 2.00 a 2.50 m	45	PVS
Profundidad de 2.50 a 3.00 m	29	PVS
Profundidad de 3.00 a 3.50 m	1	PVS
Profundidad de 3.50 a 4.00 m	4	PVS
Profundidad de 4.00 a 4.50 m	1	PVS
Profundidad de 4.50 a 5.00 m	1	PVS
Longitud de Tubería (Ø 6”)	10,651.56	M
Longitud de Tubería (Ø 8”)	161.67	M
Conexiones Domiciliares Cortas	949	Unid
Conexiones Domiciliares Largas	179	Unid
Volumen de excavación, relleno y compactación	12,825.7	m^3

Fuente: Elaboración propia

5.5 Sistema de tratamiento

En todos los casos, el pre-tratamiento consta de rejas de limpieza manual, seguidas de un desarenador de flujo horizontal de limpieza manual y canaleta Parshall como medidor de caudal. (Ver Anexo Sección E).

5.5.1 Alternativa 1

5.5.1.1 Tanque Imhoff + Biofiltro

Se compone de dos tanques Imhoff, con dos cámaras de sedimentación y dos cámaras de digestión cada uno, y un sistema de biofiltros compuesto de tres celdas, con plantas de Carrizo y grava gruesa (Tamaño efectivo = 128 mm) como lecho filtrante. (Ver Anexo Sección E.2).

5.5.2 Alternativa 2

5.5.2.1 Laguna Facultativa + Laguna Aerobia + Biofiltro

Se compone de dos lagunas facultativas seguida de dos lagunas aerobias y como tratamiento terciario dos unidades de Biofiltros de flujo horizontal, con modelos de remoción de Materia Orgánica y Coliformes Fecales de Marais Show, Dr.Yánez y Thirimurty. (Ver Anexo Sección E.3).

5.6 Estimación de costos

A continuación se exponen los costos del a red de alcantarillado, tratamiento preliminar y los sistemas de tratamiento correspondientes a cada alternativa. El costo de adquisición del terreno que corresponde a 3.5 Mz equivalen a $ 122,500.00, con un costo de $35,0000.00 por manzana. (Ver anexo F).

5.6.1 Red de alcantarillado

Este ítem comprende los costos preliminares, el sistema de colectoras, obras para registros, la caída de los pozos de visita, las conexiones domiciliares, así mismo incluye la ruptura y reposición para aquellas calles que se encuentra adoquinadas o asfaltadas y por último la limpieza final. (Ver Anexo Sección F.1).

Tabla 19. Costo de Red de Alcantarillado

ETAPA	DESCRIPCIÓN	COSTO TOTAL
1	Preliminares	237,597.9
2	Sistema de colectoras	5,242,390.03
3	Obras para Registro	2,175,147.38
4	Conexiones domiciliares	7,437,744.80
5	Rotura y Reposición de Carpeta	1,735,206.80

ETAPA	DESCRIPCIÓN	COSTO TOTAL
6	Limpieza Final	262,697.24

Fuente: Elaboración propia

5.6.2 Tratamientos preliminares

Los costos de esta área del proyecto corresponden a un solo diseño para la etapa de Tratamiento primario y secundario de las aguas residuales de San Marcos. (Ver Anexo Sección F.2.1).

Tabla 20. Costos de Pre tratamiento

ETAPA	DESCRIPCIÓN	COSTO TOTAL C$
1	Limpieza Inicial	7,994.09
2	Construcción de Canal	10,427.05
3	Construcción de Reja	678
4	Construcción de Desarenador	17,722.4
5	Medidor Parshall	7,530
6	Cajas de Recolección y Distribución	70,305.6
7	Operación y Acabado	806,535.1

Fuente: Elaboración propia

5.6.3 Alternativa 1

La estimación de costo de esta alternativa se dividió en los precios de Mano de Obra, Materiales y Equipos a utilizar. (Ver Anexo Sección F.2.2)

Tabla 21. Costo de Alternativa 1

Descripción	Costo total C$		
	Mano de Obra	Materiales	Equipo
Tratamiento Primario			
Tanque Imhoff	171,671.74	846,863.63	332,872.83
Lecho de Secado	237,404.69	103,278.55	61,739.47
Tratamiento Secundario			
Biofiltro	211,712.54	1,549,791.69	2,949,788.79

Fuente: Elaboración propia

5.6.4 Alternativa 2

Para el desarrollo total de esta alternativa, se hizo a través de diferentes rubros, como se logra apreciar en la tabla siguiente. (Ver Anexo Sección F.2.3).

Tabla 22. Costos de Alternativa 2

Descripción	Costo Total C$			
	Laguna Facultativa	Laguna Aerobia	Biofiltro	
Excavación	808,913.52	485,348.11	Excavación	691,448.29
Protección	479,128.36	893,465.14	Mano de Obra	141,142.22
Botado de Tierra	1,215,620.98	740,790.06	Materiales	514,498.56
Acabado	24,336.37	19,507.00	Equipo	1,275,096.00
Geomembrana	1,151,392.54	953,736.86	Geomembrana	517,869.60

Fuente: Elaboración propia

5.7 Selección de la alternativa de tratamiento

Las alternativas de los sistemas de tratamiento primario y secundario se resumen en laTabla 23, en ella puede observarse que los sistemas de lagunas + biofiltro cumplen con los requerimientos de depuración especificados en la normativa nacional, específicamente en lo que se refiere a remoción de coliformes fecales (mayor a 1+E03 NMP/100ml). Debido a que la metodología de diseño se basó en el caudal a tratar, en los criterios y parámetros de diseño estipulados por el CEPIS, da como resultado lagunas con dimensiones y tiempo de retención suficientes para ser una vía efectiva para el tratamiento de las aguas residuales.

Tabla 23. Resultados de los sistemas de tratamiento

Parámetro	Alternativa 1				Alternativa 2		
	Tanque Imhoff	Biofiltro	Total	Laguna Facultativa	Laguna Aerobia	Biofiltro	Total
Cantidad (c/u)	2	3		2	2	2	
Dimensiones							
Profundidad Media (m)	9.44	0.70		2.5	1.5	0.70	
Área (Ha)	0.06	0.97	**1.03**	0.56	0.56	0.54	**1.66**
Volumen Promedio (m^3)	296.10	6,775.23	**7,071.33**	10,138.48	8,380.82	3,803.49	**22,322.79**
Tiempo de retención (días)	0.08	3.47	**3.55**	13.45	11.12	1.95	**26.52**
Calidad del Efluente							
DBO_5							
Eficiencia (%)	40	97.21	**99.99**	86.88	99.99	53.477	**96.50**
Calidad (mg/l)	179	5.00	**5.00**	39.23	0.12	11	**10.39**
Coliformes Fecales							
Eficiencia (%)	20	99.99	**99.99**	99.67	100	99.87	**99.50**
Calidad (NMP/100 ml)	8.80E+07	5.63+E02	**5.63+E02**	3.67+E05	3.22+E01	5.63+E02	**5.82E+05**

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 24 muestra los criterios de evaluación y selección de las tecnologías de los sistemas de tratamiento en las dos alternativas propuestas, el cual determina la opción que mejor se adapta a las condiciones existentes del Municipio.

Cada tecnología de tratamiento se evaluó otorgándole un puntaje desde 1, que representa el peor puntaje, hasta 5, que significa el mejor puntaje; con el fin de escoger la tecnología de tratamiento con el puntaje más alto.

Tabla 24. Comparación y evaluación de alternativas por tipo de sistemas de tratamiento

No	Criterios Aplicados	Imhoff + Biofiltros	Lagunas de Estabilización + Biofiltro
1	Tasa de capital local/extranjero	5	5
2	Costos de operación y mantenimiento	4	5
3	Requerimiento de energía eléctrica	5	5
4	Requerimiento de operadores y personal	4.5	5
5	Adaptación al medio	5	5
6	Complejidad de operación y control	5	5
7	Calidad del efluente	5	4
8	Necesidad de equipos y materiales	5	5
9	Requerimiento de áreas y terrenos	5	5
10	Construcción por etapas	5	4
11	Usos benéficos adicionales	5	4
12	Requerimiento de pre-tratamiento y tratamiento de lodos	5	5
13	Contaminación potencial de aguas subterráneas y superficial	5	5
14	Exposición de trabajadores	5	4
15	Costo de construcción	4.8	5
	Total	73.3	71

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 25 se presenta de forma global, las estimaciones de costos de las dos alternativas, en ella puede observarse que la Alternativa 2 presenta un costo de construcción mayor que la Alternativa 1, así mismo su costo de operación y mantenimiento es mayor.

Tabla 25. Estimación de costos de cada componente de las distintas alternativas de tratamiento

ALTERNATIVA No	DESCRIPCIÓN	COSTO (C$)	
		PER CÁPITA	TOTAL
1	**Construcción**		
	Alcantarillado	3,646.87	24,682,049.08
	Preliminares	197.36	1,335,728.73
	Tanque Imhoff	289.53	1,959,541.88
	Lecho de Secado	86.22	583,512.93
	Biofiltro	1009.36	6,831,374.87
	Operación y Mantenimiento	66.09	447,307.39
2	**Construcción**		
	Alcantarillado	3,646.87	24,682,049.08
	Preliminares	197.36	1,335,728.73
	Laguna Facultativa	788.29	5,335,118.06
	Laguna Aerobia	662.62	4,484,742.90
	Biofiltro	672.74	4,553,079.27
	Operación y Mantenimiento	96.83	655,323.55

Fuente: Elaboración propia

Luego de evaluar cada tecnología de tratamiento propuesta en las alternativas, se determinó que el sistema de tratamiento compuesto por Tanque Imhoff + Biofiltro es el más idóneo, por lo que se seleccionó la Alternativa 1.

CAPITULO VI OBRAS PROPUESTAS DE ALTERNATIVA SELECCIONADA

A continuación se expone los valores de la alternativa seleccionada como la mejor opción para el Distrito IV de la ciudad de San Marcos.

6.1 Red de alcantarillado sanitario

El diseño de la red es de tipo convencional consta de 10,651.56 m de tubería de 150 mm (6 pulg) y 161.67 m de tubería de 200 mm (8 pulg) de diámetro con SDR-46 y un total de 177pozos de visitas sanitarios a una distancia máxima de 99.28 m, construidos de ladrillo cuarterón, tal como se muestra en las especificaciones técnicas de construcción descritas en el Anexo G. (Ver Anexo Sección G.4)

6.2 Tratamiento preliminar

Compuesto por una reja de limpieza manual, dos desarenadores en paralelo y una canaleta Parshall, como dispositivo de medición de caudales, todos colocados en un canal de concreto rectangular. Para la construcción se realizó un manual de especificaciones técnicas. (Ver Anexo Sección G.6E.1)

6.2.1 Canal

Este tiene una longitud total de 1.75 m, con un ancho de 0.5 m y una altura de 0.5 m y tiene la capacidad de conducir el caudal de diseño (máximo: 26.17 l/s y mínimo: 8.72 l/s) a velocidades de 0.652 m/s y 0.443 m/s, las cuales no permiten que se formen sedimentos en el fondo del canal.

6.2.2 Rejas

Es de limpieza manual con el mismo ancho y alto del canal y una inclinación de 45° con respecto a la horizontal, la velocidad de paso es de 0.786 m/s y utilizando barras circulares de 3/8”.

6.2.3 Desarenador

Se encuentra a 0.50 m después de la reja, es de 2.5 m de largo y con una profundidad de 0.5 m, son dos unidades paralela, estas sedimentaran el material mayor a 0.20 mm. Serán construidos de concreto reforzado de tantos 3000 psi.

6.3 Tratamiento primario

El tratamiento primario se efectuará mediante dos tanques Imhoff de doble cámara de sedimentación y digestión con período de limpieza de 30 días. Este está construido con concreto reforzado en su totalidad y se encuentra en su mayoría por debajo del nivel superficial.

Los porcentajes estimados de remoción de DBO_5 y Coliformes fecales fueron recomendaciones basadas en experiencias sobre estructuras de este mismo tipo en Nicaragua, dando entonces un efluente de 179 mg/lt de DBO_5 y 8.80E+07 NMP de Coliformes, pasando posteriormente a un tratamiento secundario.
Tal como se muestra en laTabla 63. (Ver Anexo Sección E.2.1)

6.4 Tratamiento secundario

El tratamiento secundario se realizará mediante humedales de flujo sub-superficial de plantas de Carrizo, con hormigón rojo como material filtrante, cuyo diseño se realizó con el objetivo de remover coliformes fecales. Requiriendo un área de 1.03 Ha dividida entre las unidades que procesarían las agua por 3.47 días y soportando una carga Hidráulica que cumple con los rangos establecidos por el INAA (470 -1870 m^3/ha*d) con una valor de 778.8m^3/ha*d.(Ver Anexo Sección E.2.2)

6.5 Resumen de costos de obras propuestas

La alternativa seleccionada tiene un costo de construcción de C$ 35,392,207.49 y el costo de adquisición del terreno para la construcción del sistema de tratamiento asciende a $122,500.00, equivalentes a 3.5 Mz ($35,000 por Mz). En

la Tabla 26se presenta el resumen de costo per cápita y total de cada componente de la alternativa. (Ver Anexo Sección F)

Tabla 26. Resumen de costos de alternativa seleccionada

DESCRIPCIÓN	COSTO C$	
	PER CÁPITA	TOTAL
Construcción		
Alcantarillado	3,646.87	24,682,049.08
Preliminares (Pre tratamiento)	197.36	1,335,728.73
Tanque Imhoff	289.53	1,959,541.88
Lecho de Secado	86.22	583,512.93
Biofiltro	1473.86	6,831,374.87
Total	5,693.84	35,392,207.49
Operación y Mantenimiento[21]		
Alcantarillado (Anual)	10.87	73,550.88
Sistema de Tratamiento	66.09	447,307.89
Total	76.96	520,858.77

Fuente: Elaboración propia

[21] Costo anual

CAPITULO VII CONCLUSIONES

- El análisis del registro histórico de los datos poblacionales del Municipio de San Marcos obtenidos por el INIDE, determinó que la población pertenece al Distrito IV para el año 2014 equivale a 6,591 habitantes, con un crecimiento anual del 2.5%.

- El análisis de la composición de los distritos de la ciudad, demostró que para el Distrito IV no existen más zonas donde la población pueda expandirse, es por tal razón que el diseño de la red de alcantarillado se realizó en base a la población de saturación que equivale a 6,768 habitantes, valor que se alcanzará en el año 2016.

- El levantamiento altimétrico realizado mostró que la configuración topográfica del Distrito IV, presenta pendientes no muy pronunciadas que permiten que el sistema de recolección drene por gravedad en su totalidad hasta dirigirse al sistema de tratamiento, donde una vez concluido este proceso las aguas serán vertidas a un cauce natural llamado El Carmen, el cual se dirige a la Laguna de Masaya.

- El diseño de la Red de alcantarillado sanitario del Distrito IV de la ciudad de San Marcos, constará con 10,651.56 m de longitud de tubería de PVC-SDR 41 de 6'' de diámetro y 161.67 m de longitud de tubería de PVC-SDR 41 de 8", donde en el diseño resultaron 17 pozos con caída de un total de 177 pozos.

- Para el dimensionamiento del sistema de tratamiento se presentaron dos alternativas, ambas con un mismo pretratamiento y basado en la efectividad de remoción de contaminantes, se determinó que los sistemas de tanques Imhoff y biofiltros (Alternativa 1) son los más adecuados para el Municipio, en comparación con la Alternativa 2 (Laguna Facultativa + Laguna Aerobia +

Biofiltro), siendo la calidad del efluente resultante de 0.001 mg/l de DBO_5 y de 563 NMP/100ml de coliformes fecales.

- Se elaboró presupuesto para la construcción del Sistema de Alcantarillado Sanitario del Distrito IV del Municipio de San Marcos, así mismo para las alternativas de tratamiento realizadas, seleccionándose como la más factible y económica por su costo en comparación con la Alternativa 2, con un costo total de C$ 35,392,207.49que corresponde a la Alternativa N°1.

CAPITULO VIII RECOMENDACIONES

Se recomienda a la alcaldía del Municipio de San Marcos o a quien concierna:

- El suelo encontrado en el sondeo son de tipo Limos y Arcillas, son suelos que por sus propiedades geotécnicas pueden ser utilizados como impermeabilizantes.

- Incentivar a la población para promover el desuso de letrinas o evacuar las aguas domésticas a las calles y brindarles la información necesaria para que adquieran conocimientos básicos del buen uso y funcionamiento del sistema de alcantarillado sanitario. Así mismo darles a conocer que la red es únicamente para recolectar agua de desechos domésticos y no pluviales, para que no recarguen las tuberías de las mismas.

- Las aguas tratadas tienen características óptimas para ser vertidas en otros cuerpos de agua (como ríos cercanos), así mismo para el uso en riego de plantaciones, botánica o bien de carácter meramente ornamental. Es por ello que queda en manos de la Alcaldía de la ciudad de San Marcos el proporcionar la información para que el centro de rehabilitación HODERA, haga reuso de estas aguas en el riego de sus cultivos.

- Es recomendable realizar el diseño estructural del Tanque Imhoff, ya que poseen una profundidad considerable, equivalente a 9.45 m.

- El operador de la planta de tratamiento debe ser una persona capacitada, donde a su vez se le brinde asistencia técnica acerca de la operación de la planta por lo menos durante el primer, para lograr y garantizar el buen funcionamiento de esta.

- Al notarse un flujo superficial, será necesario cambiar después de la zona entrada de 1 a 2 m, el material del lecho filtrante. La frecuencia de este cambio se puede reducir cribando el material de reposición y alargando el material grueso colocado en la zona de entrada.

- Los Carrizos recortados del lecho de biofiltros pueden representar una excelente fuente de ingreso para el Municipio, debido a los diversos usos que se les puede dar: fabricación de artesanías a partir de los tallos secos (techumbres, cortavientos y esteras), las hojas pueden servir de alimento para ganado y con las inflorescencias, una vez secas, se pueden hacer escobas y adornos florales.

CAPITULO IX BIBLIOGRAFIA

1. (SNIP), S. N. (s.f.). *www.snip.gob.ni*.
2. Baldizón, M. E. (s.f.). *Tratamiento de Aguas Residuales/ Ingeniería Sanitaria II.* Managua, Nicaragua: UNI FTC.
3. Borrero, J. A. (1999). *Depuracion de Aguas Residuales Municipales con Humedales Artificiales.* Barcelona: Universidad Nacional de Cataluña.
4. CEPIS. (2005). *Guias para el Diseño de Tecnologia de Alcantarillado.* Lima.
5. CEPIS, O. (2005). Guia para el Diseño de Tanques Septicos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización. 20,27. Lima, Peru.
6. CIEMA, Corporación Austríaca para el Desarrollo. (2005). *Proyecto ASTEC, Tecnología sostenible para el tratamiento de aguas residuales en América Central.* Managua: UNI.
7. Desarrollo, I.-I. N. (Marzo 2008). *SAN MARCOS en cifras.* Managua.
8. Fundación ICA, A.C. (s.f.). INGENIERÍA DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES. México, D.F, México.
9. Guzman, A. M. (2003). *Tratamientos Preliminares.* Sanra Cruz.
10. INETER. (2012). *Resumen Meteorologico Anual.* Masatepe.
11. INETER. (2012). *Resumen Meteorologico Anual.* Masatepe.
12. Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados. (s.f.). *Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamientos de Aguas Residuales.* Managua, Nicaragua.
13. INTERNATIONAL, A. (s.f.). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils - D4318 – 10. En *Normas ASTM* (págs. 105-121). Estados Unidos.
14. Lara, J. (1999). Depuración de aguas residuales urbanas mediante humedales artificiales. Barcelona, España.
15. Marcos, A. d. (2013). *Actualizacion de Caracterizacion Municipal, San Marcos.* San Marcos, Carazo.

16. MIFIC. (2006). *NTON 05 027 05 "Norma Técnica Ambiental para Regular los Sistemas de Tratamiento y de Aguas Residuales".* Managua: La Gaceta - Diario Oficial.

17. Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales. (s.f.). Decreto 33-95 Disposiciones para el control de contaminación proveniente de descargas de aguas residuales domésticas, industriales y agropecuarias. 3526.

18. Presidencia de Nicaragua. (2003). Decreto Presidencial No. 73. La Gaceta, Diario Oficial.

19. Steel, E. (s.f.). *Manual de Tratamiento de Aguas Residuales.* New York, Estados Unidos de América.

ANEXOS

Estudio de Suelo



San Marcos, Carazo

A ESTUDIO DE SUELO

A.1 Contenido natural del agua (humedad)

Una vez obtenidas las 5 muestras del campo y debidamente identificadas, se procedió a obtener el peso de las taras a utilizar y una muestra representativa del suelo para evaluar sus porcentajes de humedad. El cual dio como resultado la siguiente tabla:

Tabla 27. Peso tara + muestra húmeda

Muestra	Tara	Peso Tara (gr)	Peso Tara + Muestra (gr)
1	A-08	39.7	130.2
2	A-16	42	126.2
3	D-12	47.6	130
4	YEYO	47.1	128.8
5	A-170	31.1	118.2

Fuente: Elaboración propia

Una vez obtenido los pesos, fueron ingresadas las muestras por las siguientes 24 horas al horno a una temperatura de 110°C. Una vez Transcurrido ese período de tiempo, se procedió a pesar nuevamente las taras. Dando los siguientes resultados.

Tabla 28. Peso tara + muestra seca

Muestra	Tara	Peso Tara (gr)	Peso Tara + Muestra (gr)
1	A-08	39.7	106.8
2	A-16	42	108.5
3	D-12	47.6	117.3
4	YEYO	47.1	106.2
5	A-170	31.1	94.7

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de los porcentajes de humedad, fue necesario obtener los pesos de las muestras sin tara. Como se muestran a continuación.

Tabla 29. Peso muestras húmedas y secas sin tara

Muestra	Tara	Peso Tara (gr)	PROFUNDIDAD (m)	PESO MUESTRA MENOS PESO TARA (gr)	
				HUMEDO	SECO
1	A-08	39.7	0.16	90.5	67.1
2	A-16	42	0.35	84.2	66.5
3	D-12	47.6	0.29	82.4	69.7
4	YEYO	47.1	0.28	81.7	59.1
5	A-170	31.1	0.38 a más	87.1	63.6

Fuente: Elaboración propia

Logrando así los porcentajes de humedad.

Tabla 30. Porcentaje de humedad de las muestras

Muestra	Tara	Peso Tara (gr)	PROFUNDIDAD (m)	%W
1	A-08	39.7	0.16	34.87
2	A-16	42	0.35	26.62
3	D-12	47.6	0.29	18.22
4	YEYO	47.1	0.28	38.24
5	A-170	31.1	0.38 a más	36.95

Fuente: Elaboración propia

A.2 Determinación del análisis granulométrico de los suelos (Método Mecánico). (ASTM D-422; AASHTO T 27-88)

Se obtuvieron como primer paso los pesos del material mayor al tamiz N° 4.

Tabla 31. Análisis mecánico con material mayor que el tamiz n° 4

Tamiz No.	Muestra 1 PRP (gr)	Muestra 2 PRP (gr)	Muestra 3 PRP (gr)	Muestra 4 PRP (gr)	Muestra 5 PRP (gr)
1/2"	0	0	0	0	0
3/8"	0	24.5	3.3	5.1	2.4
No. 4	20.5	43.5	58.6	27.9	26.3
pasa No. 4	1,243	1,078	1,380	910	773
SUMA	**1,263.50**	**1,146.00**	**1,441.90**	**943.00**	**801.70**

Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos por cada muestra.

Tabla 32. Muestra 1- Material Grueso

Tamiz No.	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa por el Tamiz
1/2"	0	0	0	100
3/8"	0	0	0	100
No. 4	20.5	1.6	1.6	98.4
pasa No. 4	1243	98.4	100	0
SUMA	**1,263.50**	**100.00**		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33. Muestra 2 – Material Grueso

Tamiz No.	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa por el Tamiz
1/2"	0	0	0	100
3/8"	24.5	2.1	2.1	97.9
No. 4	43.5	3.8	5.9	94.1
pasa No. 4	1078	94.1	100.0	0
SUMA	**1,146.00**	**100.00**		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 34. Muestra 3 – Material Grueso

Tamiz No.	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa por el Tamiz
1/2"	0	0	0	100
3/8"	3.3	0.2	0.2	99.8
No. 4	58.6	4.1	4.3	95.7
pasa No. 4	1380	95.7	100.0	0
SUMA	**1,441.90**	**100.00**		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35. Muestra 4 – Material Grueso

Tamiz No.	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa por el Tamiz
1/2"	0	0	0	100
3/8"	5.1	0.5	0.5	99.5
No. 4	27.9	3.0	3.5	96.5
pasa No. 4	910	96.5	100.0	0
SUMA	**943.00**	**100.00**		

Tabla 36. Muestra 5 – Material Grueso

Tamiz No.	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa por el Tamiz
1/2"	0	0	0	100
3/8"	2.4	0.3	0.3	99.7
No. 4	26.3	3.3	3.6	96.4
pasa No. 4	773	96.4	100.0	0
SUMA	**801.70**	**100.00**		

Fuente: Elaboración propia

Se obtuvieron los pesos del material menor al tamiz N° 4, con un valor en peso representativo de cada muestra. Después haber saturado las muestras por 24 horas y lavarlas en el tamiz N° 200 para luego ser sometidas a una temperatura de 100°C por 24 horas.

Tabla 37. Peso sucio y lavado de las muestras

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4	Muestra 5
Ws sucio (gr)	154	170	164.5	161	150
Ws lavad seco(gr)	42.5	90.2	73.5	25.1	21

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38. Análisis mecánico con material menor que el tamiz n° 4

Tamiz No.	Muestra 1 PRP (gr)	Muestra 2 PRP (gr)	Muestra 3 PRP (gr)	Muestra 4 PRP (gr)	Muestra 5 PRP (gr)
10	6.4	10.4	13.5	8.5	6.2
40	18.2	35	32.9	10.3	8.5
200	17.9	44.8	27.1	6.3	6.3
Pasa la # 200	112	80	91	136	129
SUMA	**154.00**	**170.00**	**164.50**	**161.00**	**150.00**

Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos por cada muestra, se muestran a continuación:

Tabla 39. Muestra 1 – Material Fino

Tamiz No.	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa por el Tamiz
10	6.4	4.2	4.2	95.8
40	18.2	11.8	16.0	84.0
200	17.9	11.6	27.6	72.4
pasa No. 200	111.5	72.4	100.0	0.0
SUMA	**154.00**	**100.00**		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 40. Muestra 2 – Material Fino

Tamiz No.	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa por el Tamiz
10	10.4	6.1	6.1	93.9
40	35	20.6	26.7	73.3
200	44.8	26.4	53.1	46.9
pasa No. 200	79.8	46.9	100.0	0.0
SUMA	**170.00**	**100.00**		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41. Muestra 3 – Material Fino

Tamiz No.	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa por el Tamiz
10	13.5	8.2	8.2	91.8
40	32.9	20.0	28.2	71.8
200	27.1	16.5	44.7	55.3
pasa No. 200	91	55.3	100.0	0.0
SUMA	**164.50**	**100.00**		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 42. Muestra 4 – Material Fino

Tamiz No.	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa por el Tamiz
10	8.5	5.3	5.3	94.7
40	10.3	6.4	11.7	88.3
200	6.3	3.9	15.6	84.4
pasa No. 200	135.9	84.4	100.0	0.0
SUMA	161.00	100.00		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43. Muestra 5 – Material Fino

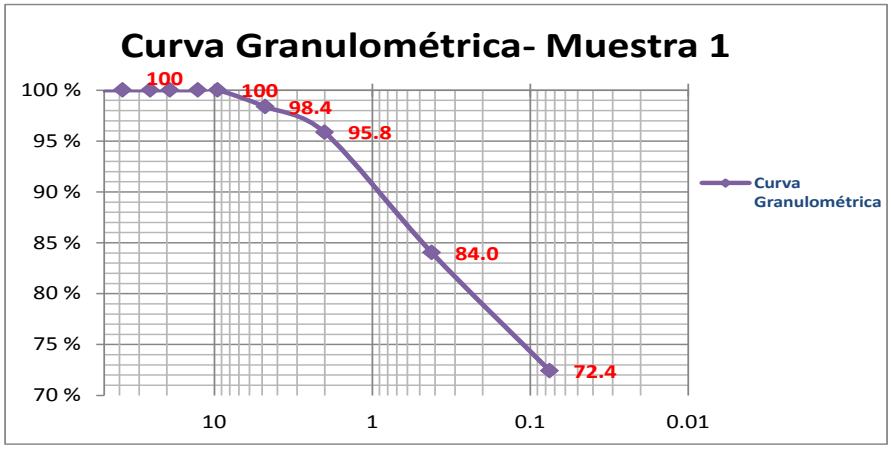
Tamiz No.	Peso Retenido Parcial (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa por el Tamiz
10	6.2	4.1	4.1	95.9
40	8.5	5.7	9.8	90.2
200	6.3	4.2	14.0	86.0
pasa No. 200	129	86.0	100.0	0.0
SUMA	**150.00**	**100.00**		

Fuente: Elaboración propia

Se efectuó la presentación gráfica de los resultados obtenidos por medio de la curva granulométrica, con el fin de encontrar la uniformidad del suelo, así como el coeficiente de curvatura, sin embargo el predominio de material fino en las muestras alcanzo valores mucho mayores al 50% de material que pasa por la malla N°200, por lo que se procedió a la clasificación de los suelos de granos finos a través de la carta de plasticidad.

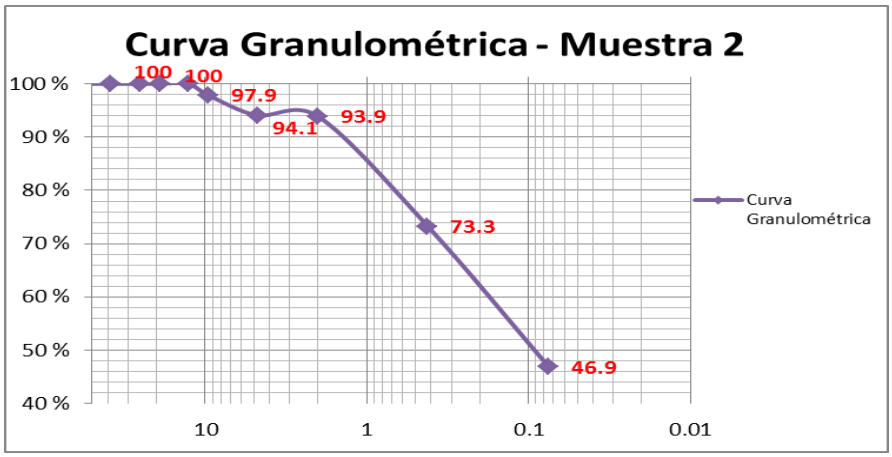
A continuación se presentas las curvas correspondientes a cada estrato del sondeo realizado en la ciudad de San Marcos, Carazo, para una mejor visualización de lo anteriormente expuesto.

Gráfica 1. Curva Granulométrica - Muestra 1



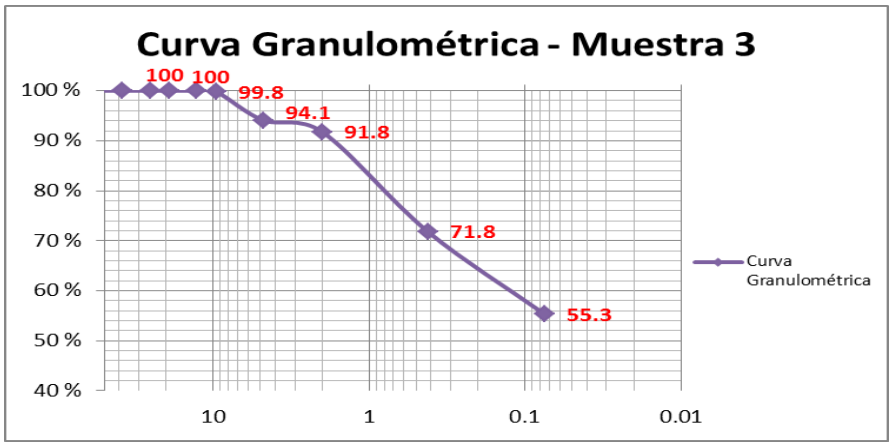
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 2. Curva Granulométrica - Muestra 2



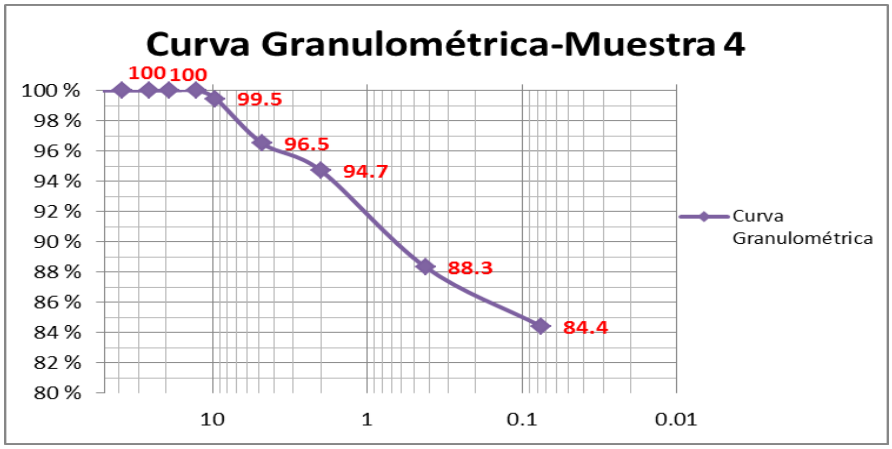
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 3. Curva Granulométrica - Muestra 3



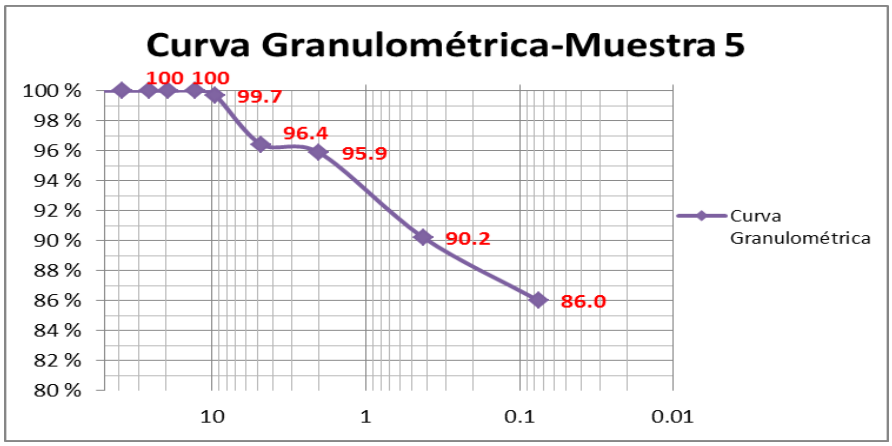
(Fuente: Elaboración propia

Gráfica 4. Curva Granulométrica - Muestra 4



Fuente: Elaboración propia)

Gráfica 5. Curva Granulométrica - Muestra 5



Fuente: Elaboración propia)

A.3 Determinación de los Límites de Consistencia o de Atterbeg de los Suelos. (ASTM D 4318, AASHTO T 89-90 Y AASHTO T 90-87)

A.3.1 Limite Líquido

Datos y presentación de los resultados obtenidos de las muestras, con los valores N° golpes alcanzados por el "Aparato de Casagrande" y de los Limites Líquidos correspondientes a 25 golpes a través de la Curva de Fluidez. Sin embargo como se expuso anteriormente los valores de los Limites Líquidos de las muestras utilizados en este estudio, se obtuvieron por el Método de Un Punto.

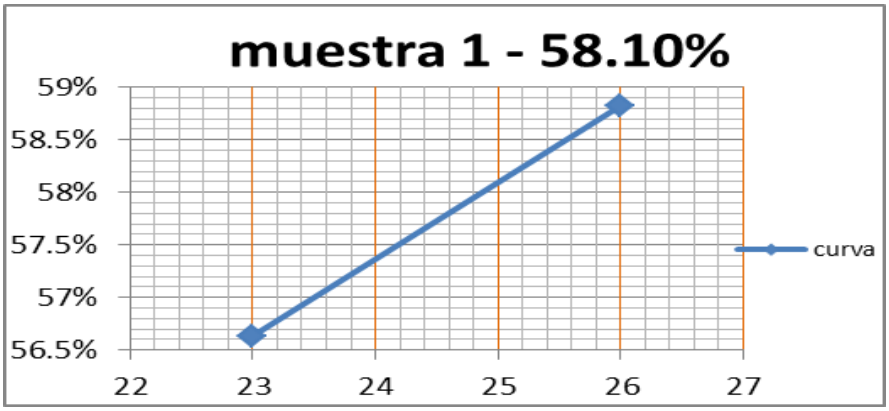
Tabla 44. Limite líquido de las muestras

MUESTRA	TARA	W_{Tara} (gr)	$W_{h\ (T+M)}$ (gr)	$W_{s\ (T+M)}$ (gr)	No. GOLPES	$W_{h\ Muestra}$	$W_{s\ Muestra}$	%W	LL	
1	A-01	22.3	40	33.6	23	17.7	11.3	56.64	56.07	57.6
1	B-06	21.6	40.5	33.5	26	18.9	11.9	58.82	59.10	
2	A-R	21.6	42.2	36	22	20.6	14.4	43.06	42.39	42.2
2	H-17	21.5	41.5	35.6	26	20	14.1	41.84	42.04	
3	B-5	21.3	39	34	28	17.7	12.7	39.37	39.91	41.1
3	H-15	13.8	38.4	31.1	25	24.6	17.3	42.20	42.20	
4	H-21	21.2	38.6	30.6	20	17.4	9.4	85.11	82.84	78.8
4	A-11	21.3	38.4	31.1	26	17.1	9.8	74.49	74.84	
5	B-9	21.2	36.1	29.2	10	14.9	8	86.25	77.20	79.0
5	A-36	21.5	33.2	27.8	19	11.7	6.3	85.71	82.91	
5	A-46	21.9	32.3	27.8	27	10.4	5.9	76.27	76.98	

Fuente: Elaboración propia

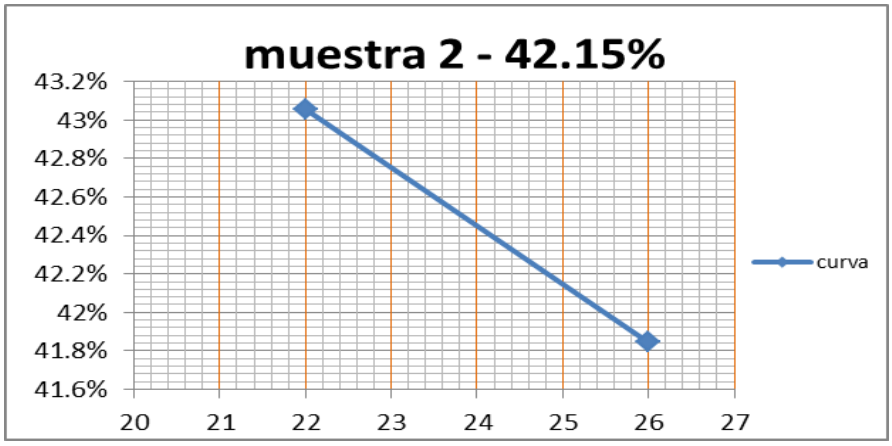
Una vez que se obtuvieron las humedades se grafican versus el número de Golpes, utilizando como ordenadas los %W y el número de Golpes como abscisas, graficando estos valores, se forma la llamada Curva de Fluidez, que a continuación se exponen únicamente de tal manera que se pueda comprender, recalcando que no se consideraron como valores de resultado.

Gráfica 6. Curva de Fluidez - Muestra 1



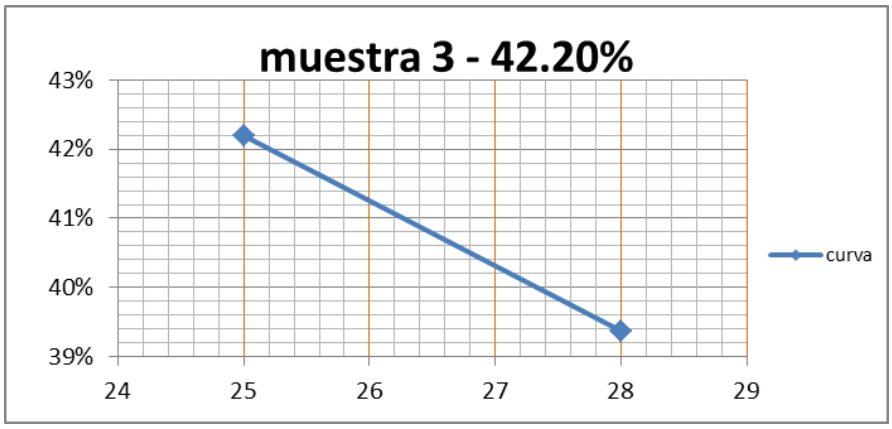
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 7. Curva de Fluidez - Muestra 2



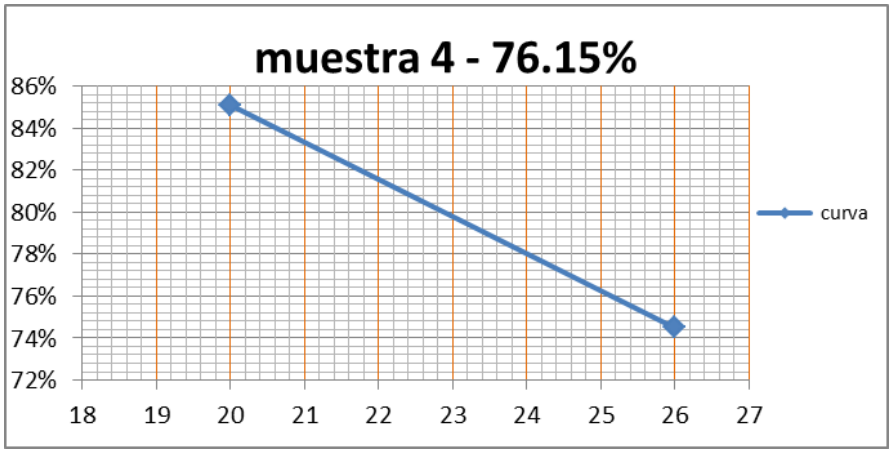
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 8. Curva de Fluidez - Muestra 3



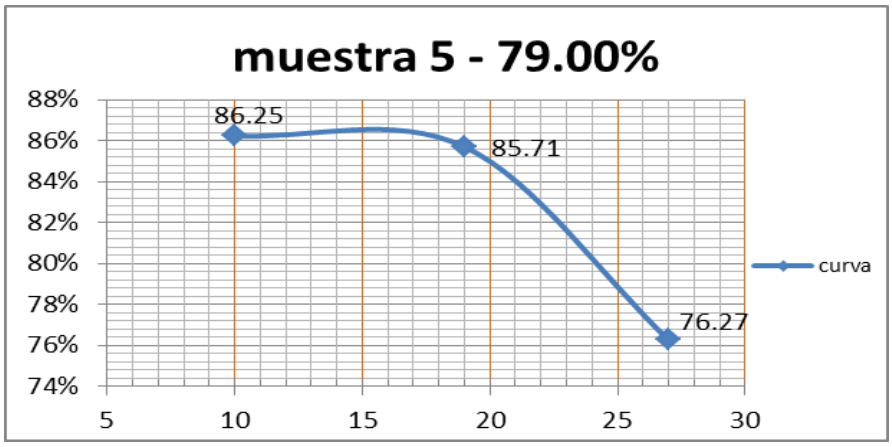
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 9. Curva de Fluidez - Muestra 4



Fuente: Elaboración propia

Gráfica 10. Curva de Fluidez - Muestra 5



Fuente: Elaboración propia

A.3.2 Limite Plástico

Para este ensaye los rollos de 3mm no fueron posibles formarlos, ya que el suelo muy fácilmente se agrieta al rodarlo con la mano sobre la superficie absorbente.

Tabla 45. Limite plástico de las muestras

MUESTRA	TARA	W_{Tara} (gr)	$W_{h\ (T+M)}$ (gr)	$W_{s\ (T+M)}$ (gr)	$W_{h\ Muestra}$	$W_{s\ Muestra}$	%W	Δ%W	LP
1	A-05	21.6	43.1	36.4	21.5	14.8	45.27	0.88	45.71
1	A-45	21.6	40.6	34.6	19	13	46.15		
2	A-15A	21.3	54.2	45.4	32.9	24.1	36.51	0.11	36.57
2	R-118	20.9	50	42.2	29.1	21.3	36.62		
3	B-01	21.4	56.1	47.3	34.7	25.9	33.98	1.40	33.28
3	R-124	21.2	56.2	47.6	35	26.4	32.58		
4	B-06	21.3	44.5	35.7	23.2	14.4	61.11	4.73	63.47
4	B-4	21.4	48.1	37.5	26.7	16.1	65.84		
5	H-26	21.4	54.4	40.9	33	19.5	69.23	0.55	69.51
5	H-21	21.2	52.1	39.4	30.9	18.2	69.78		

Fuente: Elaboración propia

A.3.3 Índice de Plasticidad

Una vez obtenidos los Límites Líquidos y Plásticos, al calcular su diferencia esta corresponde al Índice de Plasticidad. A continuación se describe el correspondiente a cada muestra encontrada en el campo.

- ✓ **Muestra 1**

IP= LL – LP

IP= 57.6 – 45.71

IP= 11.89

- ✓ **Muestra 2**

IP= LL – LP

IP= 42.2 – 36.57

IP= 5.63

- ✓ **Muestra 3**

IP= LL – LP

IP= 41.1 – 33.28

IP= 7.82

- ✓ **Muestra 4**

IP= LL – LP

IP= 78.8 – 63.47

IP= 15.33

- ✓ **Muestra 5**

IP= LL – LP

IP= 79.0 – 69.51

IP=9.49

A.4 Clasificación de muestras por el método AASHTO M-145

✓ **Muestra 1**

LL= 57.6%

IP= 11.89%

Tamiz No.	% Que pasa por el Tamiz
10	95.8
40	84.0
200	72.4

Suelo Tipo: **AASHTO A-7-5** Suelo Arcilloso

✓ **Muestra 2**

LL= 42.2%

IP= 5.63

Tamiz No.	% Que pasa por el Tamiz
10	93.9
40	73.3
200	46.9

Suelo Tipo: **AASHTOA-5** Suelo Limoso

✓ **Muestra 3**

LL= 41.10%

IP= 7.82%

Tamiz No.	% Que pasa por el Tamiz
10	91.8
40	71.8
200	55.3

Suelo Tipo: **AASHTO A-5** Suelo Limosos

✓ **Muestra 4**

LL= 78.8%

IP= 15.33%

Tamiz No.	% Que pasa por el Tamiz
10	94.7
40	88.3
200	84.4

Suelo Tipo: **AASHTOA-7-5** Suelo Arcilloso

✓ **Muestra 5**

LL= 79%

IP= 9.49%

Tamiz No.	% Que pasa por el Tamiz
10	95.9
40	90.2
200	86.0

Suelo Tipo: **AASHTOA-5** Suelo Limoso

Clasificación de los Suelos por el método AASHTO M-145

CLASIFICACION DE SUELOS
Sistema AASHTO

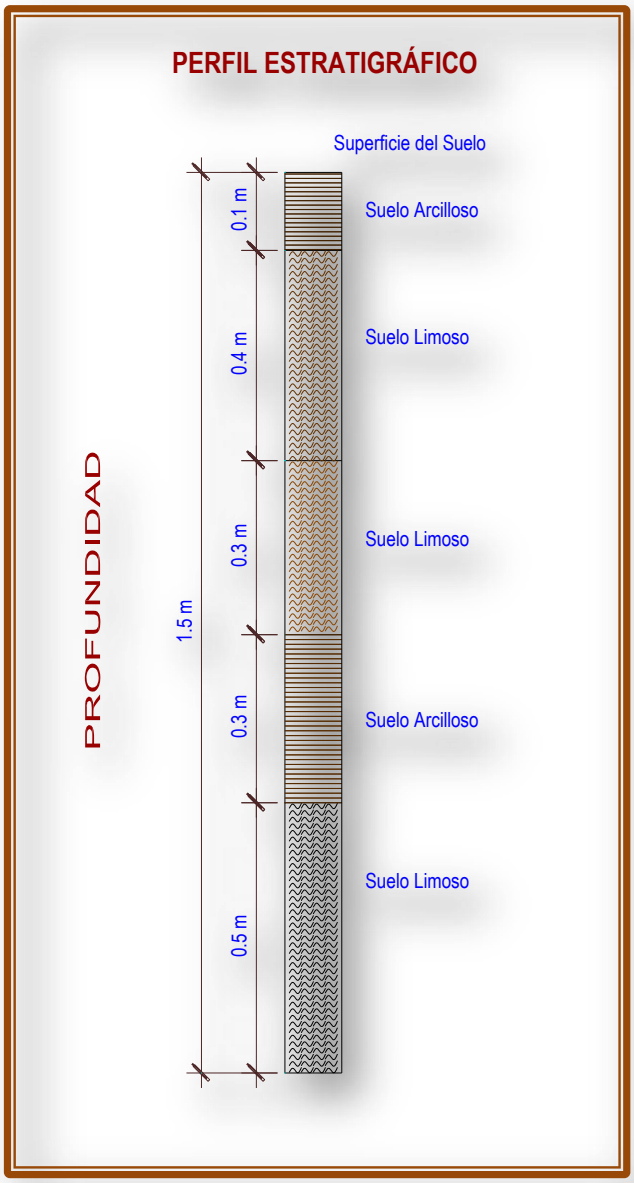
Clasif. General	Materiales Granulares (35% o menos pasa la malla nº 200)							Limos y Arcillas (35% pasa malla nº 200)			
Grupos	**A - 1**		**A - 3**	**A - 2**				**A - 4**	**A - 5**	**A - 6**	**A - 7**
Subgrupos	**A - 1 - a**	**A - 1 - b**		**A - 2 - 4**	**A - 2 - 5**	**A - 2 - 6**	**A - 2 - 7**				**A-7-5/A-7-6**
% que pasa tamiz :											
Nº 10	50 máx										
Nº 40	30 máx	50 máx	51 mín								
Nº 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 mín	36 mín	36 mín	
Caract. Bajo Nº 40											
LL				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
IP	6 máx	6 máx	NP	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
IG	0	0	0	0	0	4 máx	4 máx	8 máx	12 máx	16 máx	20 máx
Tipo de material	Gravas y Arenas		Arena fina	Gravas y arenas limosas y arcillosas				Suelos Limosos		Suelos arcillosos	
Terreno fundación	Excelente		Excelente	Excelente a bueno				Regular a malo			

El índice de Plasticidad del subgrupo A - 7 - 5 es menor o igual a (LL - 30)
El índice de Plasticidad del subgrupo A - 7 - 6 es mayor a (LL - 30)

(Fuente: Principios de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das, 1998)

A.5 Perfil Estratigráfico del Terreno para la Ubicación del Sistema de Tratamiento

Gráfica 11. Perfil Estratigráfico



Fuente: Elaboración propia

Estimación del Caudal de Diseño



San Marcos, Carazo

B ESTIMACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

B.1 Caudales totales

Tabla 46. Caudales de diseño

				Caudales de Aguas Residuales						
Población[22]	CPD			Factor de Harmon	Caudal Medio			Caudal Máximo		
	lpd	m3/d	l/s		lpd	m3/d	l/s	lpd	m3/d	l/s
6768.0	942105.6	942.1	10.9	3.0	753684.5	753.7	8.723	2261053.4	2261.1	26.170

Fuente: Elaboración propia

Dotación

Población	6,768	hab
Dotación[23]	120	
Consumo Comercial (7%)	8.4	
Consumo Público (7%)	8.4	
Consumo Industrial (2%)	2.4	
Total	139.2	lpd

Factor de Retorno	0.8	lps
Qmedio	8.7232	lps
Qmedio unitario	0.000807	l/s/m
Qcomercial	0.610624	lps
N° comercios	5	
Qcom. Unitario	0.122125	lps
Qinstitucional	0.610624	lps
N° Instituciones	2	
Q inst. unitario	0.305312	lps
Q industrial	0.174464	lps
N° Industria	1	

B.2 Caudales por tramo

Q infiltración PVC	lt /hr /100 mts x 25 mm de diámetro	2

[22] Población de saturación
[23] Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales

Diámetro mínimo	150	mm
Q infiltración	0.36	l/sg
q infiltración	3.33333E-05	l/sg /mt

B.2.1 Cálculos de caudales subred A

Tabla 47. Estimación de Caudales para la Subred A

TRAMO	Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Longitud (m)		Q medio Dom. (lps)		Q máx	Caudales Locales (lps)			Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
	Desde	Hasta	Inicial	Final	Tramo	Acumulada	Tramo	Acumulada	(lps)	Q comer	Q instit	Q indust		
1	PVS - 31.2	PVS - 31.1	554.52	552.93	39.33	39.33	0.0317	0.0317	0.0951	0	0	0	0.0013	0.096
2	PVS - 31.1	PVS - 31	552.93	551.39	91.81	131.14	0.0741	0.1058	0.3174	0	0	0	0.0044	0.322
3	PVS - 30.2	PVS - 31	552.18	551.39	69.7	69.7	0.0562	0.0562	0.1686	0	0	0	0.0023	0.171
4	PVS - 31	PVS - 30	551.39	549.11	59.93	260.77	0.0483	0.2104	0.6312	0	0	0	0.0087	0.640
5	PSV - 30.7	PSV - 30.6	555.35	555.36	21.62	21.62	0.0174	0.0174	0.0522	0	0	0	0.0007	0.053
6	PVS - 30.6.1	PVS - 30.6	556.59	555.36	38.92	38.92	0.0314	0.0314	0.0942	0	0	0	0.0013	0.096
7	PVS - 30.6	PV - 30.5	555.36	555.18	28.24	88.78	0.0228	0.0716	0.2148	0	0	0	0.0030	0.218
8	PVS - 30.5	PVS - 30.4	555.18	554.66	20.41	109.19	0.0165	0.0881	0.2643	0	0	0	0.0036	0.268
9	PVS - 30.4.1	PVS - 30.4	555.57	554.66	42.13	42.13	0.034	0.034	0.102	0	0	0	0.0014	0.103
10	PVS - 30.4	PVS - 30.3	554.66	553.81	54.02	205.34	0.0436	0.1657	0.4971	0	0	0	0.0068	0.504
11	PVS - 30.3.1	PVS - 30.3	555.2	553.81	34.62	34.62	0.0279	0.0279	0.0837	0	0	0	0.0012	0.085
12	PVS - 30.3	PVS - 30.2	553.81	552.18	76.65	316.61	0.0618	0.2554	0.7662	0	0	0	0.0106	0.777
13	PVS - 30.2	PVS - 30.1	552.18	551.72	61.48	378.09	0.0496	0.305	0.915	0	0	0	0.0126	0.928
14	PVS - 30.1	PVS - 30	551.72	549.11	72.14	450.23	0.0582	0.3632	1.0896	0	0	0	0.0150	1.105
15	PVS- 30	PVS - 29	549.11	548.55	42.81	753.81	0.0345	0.6081	1.8243	0	0	0	0.0251	1.849
16	PVS - 29.2	PVS - 29.1	551.77	550.16	93.4	93.4	0.0753	0.0753	0.2259	0	0	0	0.0031	0.229

TRAMO	Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Longitud (m)		Q medio Dom. (lps)		Q máx	Caudales Locales (lps)			Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
	Desde	Hasta	Inicial	Final	Tramo	Acumulada	Tramo	Acumulada	(lps)	Q comer	Q instit	Q indust		
17	PVS - 29.1	PVS - 29	550.16	548.55	20.48	113.88	0.0165	0.0919	0.2757	0	0	0	0.0038	0.280
18	PVS - 29	PVS - 28	548.55	548.04	40.47	908.16	0.0326	0.7326	2.1978	0	0	0	0.0303	2.228
19	PVS - 28.2	PVS - 28.1	550.64	549.3	95.6	95.6	0.0771	0.0771	0.2313	0	0	0	0.0032	0.235
20	PVS - 28.1	PVS - 28	549.3	548.04	17.4	113	0.014	0.0912	0.2736	0	0	0	0.0038	0.277
21	PVS - 28	PVS - 27	548.04	547.48	37.03	1058.2	0.0299	0.8537	2.5611	0	0	0	0.0353	2.596
22	PVS - 27.2	PVS - 27.1	549.53	548.52	65.71	65.71	0.053	0.053	0.159	0	0	0	0.0022	0.161
23	PVS - 27.1	PVS - 27	548.52	547.48	19.5	85.21	0.0157	0.0687	0.2061	0	0	0	0.0028	0.209
24	PVS - 27	PVS - 26	547.48	545.91	72.84	1216.2	0.0588	0.9812	2.9436	0	0	0	0.0405	2.984
25	PVS - 26	PVS - 25	545.91	543.64	68.47	1284.7	0.0552	1.0364	3.1092	0	0.31	0	0.0428	3.457
26	PVS - 22.1.1	PVS -25	543.72	543.64	51.3	51.3	0.0414	0.0414	0.1242	0	0	0	0.0017	0.126
27	PVS - 25	PVS - 24	543.64	542.55	33.11	1369.1	0.0267	1.1045	3.3135	0	0	0	0.0456	3.359
28	PVS - 24.1	PVS -24	542.74	542.55	58.31	58.31	0.047	0.047	0.141	0	0	0	0.0019	0.143
29	PVS - 24	PVS - 23	542.55	540.72	43.65	1471.1	0.0352	1.1867	3.5601	0	0	0	0.0490	3.609
30	PVS - 24.1	PVS - 23.1	542.74	540.3	64.34	64.34	0.0519	0.0519	0.1557	0	0	0	0.0021	0.158
31	PVS - 23.1	PVS - 23	540.3	540.72	49.76	114.1	0.0401	0.092	0.276	0	0	0	0.0038	0.280
32	PVS - 23	PVS - 22	540.72	538.42	39.98	1625.2	0.0323	1.311	3.933	0	0	0	0.0542	3.987
33	PVS - 22.3.2	PVS - 23.3.1	545.13	542.66	70.87	70.87	0.0572	0.0572	0.1716	0	0	0	0.0024	0.174
34	PVS - 22.3.1	PVS - 22.3	542.66	539.96	87.13	158	0.0703	0.1275	0.3825	0	0	0	0.0053	0.388
35	PVS - 22.3	PVS - 22.2	539.96	539.63	50.34	208.34	0.0406	0.1681	0.5043	0	0	0	0.0069	0.511
36	PVS - 22.2.2	PVS - 22.2.1	544.39	542.98	69.41	69.41	0.056	0.056	0.168	0	0	0	0.0023	0.170
37	PVS - 22.2.1	PVS - 22.2	542.98	539.63	96.96	166.37	0.0782	0.1342	0.4026	0	0	0	0.0055	0.408
38	PVS - 22.2	PVS - 22.1	539.63	539	46.82	421.53	0.0378	0.3401	1.0203	0.122	0	0	0.0141	1.157
39	PVS - 22.1.2	PVS - 22.1.1	546.05	543.72	69.57	69.57	0.0561	0.0561	0.1683	0	0	0	0.0023	0.171
40	PVS - 22.1.1	PVS - 22.1'	543.72	541.36	51.44	121.01	0.0415	0.0976	0.2928	0	0	0	0.0040	0.297

TRAMO	Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Longitud (m)		Q medio Dom. (lps)		Q máx	Caudales Locales (lps)			Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
	Desde	Hasta	Inicial	Final	Tramo	Acumulada	Tramo	Acumulada	(lps)	Q comer	Q instit	Q indust		
41	PVS - 22.1'	PVS - 22.1	541.36	539	51.44	172.45	0.0415	0.1391	0.4173	0	0	0	0.0057	0.423
42	PVS - 22.1	PVS - 22	539	538.42	47.1	641.08	0.038	0.5172	1.5516	0	0	0	0.0214	1.573
43	PVS - 22	PVS - 21	538.42	538.34	12.69	2278.9	0.0102	1.8384	5.5152	0	0	0	0.0760	5.591
44	PVS - 21	PVS - 20	538.34	537.4	49.45	2328.4	0.0399	1.8783	5.6349	0	0	0	0.0776	5.713
45	PVS - 20	PVS - 19	537.4	535.63	46.24	2374.6	0.0373	1.9156	5.7468	0	0	0	0.0792	5.826
46	PVS - 30.5	PVS - 19.3.8	555.18	553.41	67.76	67.76	0.0547	0.0547	0.1641	0	0	0	0.0023	0.166
47	PVS - 19.3.8	PVS - 19.3.7	553.41	551.66	67.8	135.56	0.0547	0.1094	0.3282	0	0	0	0.0045	0.333
48	PVS - 30.1	PVS - 19.3.7	551.72	551.66	65.2	65.2	0.0526	0.0526	0.1578	0	0	0	0.0022	0.160
49	PVS - 19.3.7	PVS - 19.3.6	551.66	551.44	16.23	216.99	0.0131	0.175	0.525	0	0	0	0.0072	0.532
50	PVS - 19.3.6	PVS - 19.3.5	551.44	551.16	36.61	253.6	0.0295	0.2046	0.6138	0	0	0	0.0085	0.622
51	PVS - 29.2	PVS - 19.3.5	551.77	551.16	42.96	42.96	0.0347	0.0347	0.1041	0	0	0	0.0014	0.106
52	PVS - 19.3.5	PVS -19.3.4	551.16	550.49	44.51	341.07	0.0359	0.2751	0.8253	0	0	0	0.0114	0.837
53	PVS - 28.2	PVS - 19.3.4	550.64	550.49	47.53	47.53	0.0383	0.0383	0.1149	0	0	0	0.0016	0.117
54	PVS - 19.3.4	PVS - 19.3.3	550.49	548.75	69.83	458.43	0.0563	0.3698	1.1094	0	0	0	0.0153	1.125
55	PVS - 19.3.3	PVS - 19.3.2	548.75	545.59	69.88	528.31	0.0564	0.4262	1.2786	0	0	0	0.0176	1.296
56	PVS - 19.3.2	PVS - 19.3.1	545.59	541.64	75.1	603.41	0.0606	0.4868	1.4604	0	0	0	0.0201	1.481
57	PVS - 19.3.1	PVS - 19.3	541.64	541.37	23.16	626.57	0.0187	0.5055	1.5165	0	0	0	0.0209	1.537
58	PVS - 27.2	PVS - 19.7	549.53	549.18	21.8	21.8	0.0176	0.0176	0.0528	0	0	0	0.0007	0.054
59	PVS - 19.7	PVS - 19.6	549.18	546.31	68.17	89.97	0.055	0.0726	0.2178	0	0	0	0.0030	0.221
60	PVS - 19.6	PVS - 19.5	546.31	543.43	68.16	158.13	0.055	0.1276	0.3828	0	0	0	0.0053	0.388
61	PVS - 19.5	PVS - 19.4	543.43	541.63	32.8	190.93	0.0265	0.154	0.462	0	0	0	0.0064	0.468
62	PVS - 24.1	PVS - 19.4	542.74	541.63	52.53	52.53	0.0424	0.0424	0.1272	0	0	0	0.0018	0.129
63	PVS - 19.4	PVS - 19.3	541.63	541.37	19.73	263.19	0.0159	0.2123	0.6369	0	0	0	0.0088	0.646
64	PVS - 19.3	PVS - 19.2	541.37	538.71	51.67	941.43	0.0417	0.7595	2.2785	0	0	0	0.0314	2.310

TRAMO	Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Longitud (m)		Q medio Dom. (lps)		Q máx	Caudales Locales (lps)			Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
	Desde	Hasta	Inicial	Final	Tramo	Acumulada	Tramo	Acumulada	(lps)	Q comer	Q instit	Q indust		
65	PVS - 19.2.1	PVS - 19.2	541.37	538.71	32.76	32.76	0.0264	0.0264	0.0792	0	0	0	0.0011	0.080
66	PVS - 19.2	PVS - 19.1	538.71	537.56	27.86	1002.1	0.0225	0.8084	2.4252	0	0	0	0.0334	2.459
67	PVS - 19.1.1	PVS - 19.1	538.22	537.56	27.7	27.7	0.0223	0.0223	0.0669	0	0	0	0.0009	0.068
68	PVS - 6.11.5	PVS - 19.1.2'	541.18	539.18	51.49	51.49	0.0415	0.0415	0.1245	0	0	0	0.0017	0.126
69	PVS - 19.1.2'	PVS - 19.1.2	539.18	537.17	51.49	102.98	0.0415	0.0831	0.2493	0	0	0	0.0034	0.253
70	PVS - 19.1.2	PVS - 19.1	537.17	537.56	41.42	144.4	0.0334	0.1165	0.3495	0	0	0	0.0048	0.354
71	PVS - 19.1	PVS - 19	537.56	535.63	39.88	1214	0.0322	0.9794	2.9382	0	0	0	0.0405	2.979
72	PVS - 19	PVS - 18	535.63	532.66	55.79	3644.4	0.045	2.94	8.82	0	0	0	0.1215	8.942
73	PVS - 18	PVS - 17	532.66	530.98	49.32	3693.8	0.0398	2.9798	8.9394	0	0	0	0.1231	9.063
74	PVS - 16.2	PVS - 17.2	534.12	533.5	47.67	47.67	0.0385	0.0385	0.1155	0	0	0	0.0016	0.117
75	PVS - 20	PVS - 17.2.1	537.4	535.16	73.67	73.67	0.0594	0.0594	0.1782	0	0	0	0.0025	0.181
76	PVS - 17.2.1	PVS - 17.2	535.16	533.5	14.4	88.07	0.0116	0.071	0.213	0	0	0	0.0029	0.216
77	PVS - 17.2	PVS - 17.1	533.5	532.9	14.45	150.19	0.0117	0.1212	0.3636	0	0	0	0.0050	0.369
78	PVS - 17.1	PVS - 17	532.9	530.98	30	180.19	0.0242	0.1454	0.4362	0	0	0	0.0060	0.442
79	PVS - 17	PVS - 16	530.98	529.35	53.69	3927.6	0.0433	3.1685	9.5055	0	0	0	0.1309	9.636
80	PVS - 16.2.1	PVS - 16.2	537.93	534.12	55.74	55.74	0.045	0.045	0.135	0	0	0	0.0019	0.137
81	PVS - 21	PVS - 16.2	538.34	534.12	79.81	79.81	0.0644	0.0644	0.1932	0	0	0	0.0027	0.196
82	PVS - 16.2	PVS - 16.1	534.12	533.51	51.51	187.06	0.0416	0.1509	0.4527	0	0	0	0.0062	0.459
83	PVS - 16.1.1	PVS - 16.1	537.26	533.51	63.05	63.05	0.0509	0.0509	0.1527	0.122	0	0	0.0021	0.277
84	PVS - 16.1	PVS - 16	533.51	529.35	93.39	343.5	0.0753	0.2771	0.8313	0	0	0	0.0115	0.843
85	PVS - 16	PVS - 1	529.35	528.46	44.9	4316	0.0362	3.4818	10.4454	0	0	0	0.1439	10.589
86	PVS - 19	PVS - 1.2	535.63	531.6	76.48	76.48	0.0617	0.0617	0.1851	0	0	0	0.0025	0.188
87	PVS - 1.2	PVS - 1.1	531.6	529.68	61.82	138.3	0.0499	0.1116	0.3348	0	0	0	0.0046	0.339
88	PVS - 18	PVS - 1.1	532.66	529.68	63.09	63.09	0.0509	0.0509	0.1527	0	0	0	0.0021	0.155

TRAMO	Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Longitud (m)		Q medio Dom. (lps)		Q máx	Caudales Locales (lps)			Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
	Desde	Hasta	Inicial	Final	Tramo	Acumulada	Tramo	Acumulada	(lps)	Q comer	Q instit	Q indust		
89	PVS - 1.1	PVS - 1	529.68	528.46	99.08	300.47	0.0799	0.2424	0.7272	0	0	0	0.0100	0.737

Fuente: Elaboración propia

B.2.2 Cálculos de caudales subred B

Tabla 48. Estimación de caudales para la subred B

TRAMO	Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Lon. Tramo (m)	Long. Tránsito (m)	Q medio Dom. Tramo (lps)	Q medio Dom. Acum. (lps)	Q máx (lps)	Q comer (lps)	Q instit (lps)	Q indust (lps)	Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
	Desde	Hasta	Inicial	Final										
90	PVS - 14.4	PVS - 15.9.1	548.16	547.85	69.58	69.58	0.0561	0.0561	0.1683	0	0	0	0.0023	0.1706
91	PVS - 15.9.1	PVS - 15.9	547.85	547.23	72.81	142.39	0.0587	0.1149	0.3447	0	0	0	0.0047	0.3494
92	PVS - 15.9	PVS - 15.8	547.23	546.17	74.49	216.88	0.0601	0.175	0.525	0	0	0	0.0072	0.5322
93	PVS - 15.8.1	PVS - 15.8	546.6	546.17	73.5	73.5	0.0593	0.0593	0.1779	0	0	0	0.0025	0.1804
94	PVS - 15.8	PVS - 15.7	546.17	544.67	42.17	332.55	0.034	0.2683	0.8049	0	0	0	0.0111	0.816
95	PVS - 15.7.1	PVS - 15.7	545.1	544.67	73.49	73.49	0.0593	0.0593	0.1779	0	0	0	0.0024	0.1803
96	PVS - 15.7	PVS - 15.6	544.67	543.16	42.29	448.33	0.0341	0.3617	1.0851	0	0	0	0.0149	1.1
97	PVS - 15.6.1	PVS - 15.6	543.73	543.16	71.3	71.3	0.0575	0.0575	0.1725	0	0	0	0.0024	0.1749
98	PVS - 15.6	PVS - 15.5	543.16	541.59	43.98	563.61	0.0355	0.4547	1.3641	0	0	0	0.0188	1.3829
99	PVS - 15.5.1	PVS - 15.5	542.03	541.59	73.3	73.3	0.0591	0.0591	0.1773	0	0	0	0.0024	0.1797
100	PVS - 15.5	PVS - 15.4	541.59	540.27	48.28	685.19	0.0389	0.5528	1.6584	0	0	0	0.0228	1.6812
101	PVS - 15.4	PVS - 15.3	540.27	539.9	10.55	695.74	0.0085	0.5613	1.6839	0	0	0	0.0232	1.7071
102	PVS - 15.3	PVS - 15.2	539.9	538.35	70.44	766.18	0.0568	0.6181	1.8543	0	0	0	0.0255	1.8798
103	PVS - 15.2	PVS - 15	538.35	537.73	47.4	813.58	0.0382	0.6563	1.9689	0	0	0	0.0271	1.996
104	PVS - 15.3	PVS - 15.1	539.9	539.33	46.74	46.74	0.0377	0.0377	0.1131	0	0	0	0.0016	0.1147

TRAMO	Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Lon. Tramo (m)	Long. Tránsito (m)	Q medio Dom. Tramo (lps)	Q medio Dom. Acum. (lps)	Q máx (lps)	Q comer (lps)	Q instit (lps)	Q indust (lps)	Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
	Desde	Hasta	Inicial	Final										
105	PVS - 15.1	PVS - 15	539.33	537.73	72.91	119.65	0.0588	0.0965	0.2895	0	0	0	0.004	0.2935
106	PVS - 15	PVS - 14	537.73	537.28	87.55	1020.8	0.0706	0.8235	2.4705	0	0	0	0.034	2.5045
107	PVS - 14.2.4	PVS - 14.2.3	547.34	547.71	50.95	50.95	0.0411	0.0411	0.1233	0	0	0	0.0017	0.125
108	PVS - 14.4	PVS - 14.2.3	548.16	547.71	57.34	57.34	0.0463	0.0463	0.1389	0	0	0	0.0019	0.1408
109	PVS - 14.2.3	PVS - 14.2.2	547.71	546.47	56.55	164.84	0.0456	0.133	0.399	0	0	0	0.0055	0.4045
110	PVS - 14.2.2	PVS - 14.2.1	546.47	543.89	96.15	260.99	0.0776	0.2105	0.6315	0	0	0	0.0087	0.6402
111	PVS - 14.2.1	PVS - 14.2	543.89	542.98	55.46	316.45	0.0447	0.2553	0.7659	0	0	0	0.0105	0.7764
112	PVS - 14.4	PVS - 14.3	548.16	546.39	62.54	62.54	0.0505	0.0505	0.1515	0	0	0	0.0021	0.1536
113	PVS - 15.8.1	PVS - 14.3	546.6	546.39	67.88	67.88	0.0548	0.0548	0.1644	0	0	0	0.0023	0.1667
114	PVS - 14.3	PVS - 14.2	546.39	542.98	94.04	224.46	0.0759	0.1811	0.5433	0	0	0	0.0075	0.5508
115	PVS - 14.2	PVS - 14.1	542.98	539.84	75.56	616.47	0.061	0.4973	1.4919	0	0	0.175	0.0205	1.6869
116	PVS - 14.1	PVS - 14	539.84	537.28	73.36	689.83	0.0592	0.5565	1.6695	0.122	0	0	0.023	1.8146
117	PVS - 14	PVS - 13	537.28	536.12	29.11	1739.7	0.0235	1.4035	4.2105	0	0	0	0.058	4.2685
118	PVS - 6.6.1	PVS - 13.3	539.64	539.51	60.68	60.68	0.049	0.049	0.147	0	0	0	0.002	0.149
119	PVS - 14.1	PVS - 13.3	539.84	539.51	54.19	54.19	0.0437	0.0437	0.1311	0	0	0	0.0018	0.1329
120	PVS - 13.3	PVS - 13.2'	539.51	537.83	51.45	166.32	0.0415	0.1342	0.4026	0	0	0	0.0055	0.4081
121	PVS - 13.2'	PVS - 13.2	537.83	536.14	51.45	217.77	0.0415	0.1757	0.5271	0	0	0	0.0073	0.5344
122	PVS - 13.2	PVS - 13	536.14	536.12	56.91	274.68	0.0459	0.2216	0.6648	0	0	0	0.0092	0.674
123	PVS - 13.1	PVS - 13.1'	536.58	536.18	54.95	54.95	0.0443	0.0443	0.1329	0	0	0	0.0018	0.1347
124	PVS - 13.1'	PVS - 13	536.18	536.12	54.95	109.9	0.0443	0.0887	0.2661	0	0	0	0.0037	0.2698
125	PVS - 13	PVS - 12	536.12	534.03	50.63	2174.9	0.0408	1.7545	5.2635	0	0	0	0.0725	5.336
126	PVS - 13.1	PVS - 12.2	536.58	534.83	45.63	45.63	0.0368	0.0368	0.1104	0	0	0	0.0015	0.1119
127	PVS - 11.1.2	PVS - 12.2	535.87	534.83	49.78	49.78	0.0402	0.0402	0.1206	0	0	0	0.0017	0.1223
128	PVS - 12.2	PVS - 12.1	534.83	534.43	56.41	151.82	0.0455	0.1225	0.3675	0	0	0	0.0051	0.3726

TRAMO	Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Lon. Tramo (m)	Long. Tránsito (m)	Q medio Dom. Tramo (lps)	Q medio Dom. Acum. (lps)	Q máx (lps)	Q comer (lps)	Q instit (lps)	Q indust (lps)	Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
	Desde	Hasta	Inicial	Final										
129	PVS - 12.1	PVS - 12	534.43	534.03	56.41	208.23	0.0455	0.168	0.504	0	0	0	0.0069	0.5109
130	PVS - 12	PVS - 11	534.03	533.92	6.98	2390.1	0.0056	1.9282	5.7846	0	0	0	0.0797	5.8643
131	PVS - 11.4	PVS - 11.3	540.68	539.65	72.09	72.09	0.0582	0.0582	0.1746	0	0	0	0.0024	0.177
132	PVS - 11.3	PVS - 11.2	539.65	538.15	74.17	146.26	0.0598	0.118	0.354	0	0	0	0.0049	0.3589
133	PVS - 11.2	PVS - 11.1	538.15	534.72	56.36	202.62	0.0455	0.1635	0.4905	0	0	0	0.0068	0.4973
134	PVS - 11.1.2	PVS - 11.1.1	535.87	535.41	57.04	57.04	0.046	0.046	0.138	0	0	0	0.0019	0.1399
135	PVS - 11.1.1	PVS - 11.1	535.41	534.72	57.02	114.06	0.046	0.092	0.276	0	0	0	0.0038	0.2798
136	PVS - 11.1	PVS - 11	534.72	533.92	42.38	359.06	0.0342	0.2897	0.8691	0	0	0	0.012	0.8811
137	PVS - 11	PVS - 10	533.92	533.74	41.12	2790.3	0.0332	2.251	6.753	0	0	0	0.093	6.846
138	PVS - 10	PVS - 9	533.74	532.79	73.59	2863.9	0.0594	2.3104	6.9312	0	0	0	0.0955	7.0267
139	PVS - 6.6.1	PVS - 9.2	539.64	535.67	99.28	99.28	0.0801	0.0801	0.2403	0	0	0	0.0033	0.2436
140	PVS - 6.3	PVS - 9.2	535.74	535.67	60.55	60.55	0.0488	0.0488	0.1464	0	0	0	0.002	0.1484
141	PVS - 13.2	PVS - 9.2	536.14	535.67	55.53	55.53	0.0448	0.0448	0.1344	0	0	0	0.0019	0.1363
142	PVS - 9.2	PVS - 9.1	535.67	533.15	48.12	263.48	0.0388	0.2126	0.6378	0	0	0	0.0088	0.6466
143	PVS - 9.1.1	PVS - 9.1	534.28	533.15	30	30	0.0242	0.0242	0.0726	0	0	0	0.001	0.0736
144	PVS - 9.1	PVS - 9	533.15	532.79	10.33	303.81	0.0083	0.2451	0.7353	0	0	0	0.0101	0.7454
145	PVS - 9	PVS - 8	532.79	531.45	40.01	3207.7	0.0323	2.5877	7.7631	0	0	0	0.1069	7.87
146	PVS - 8.1	PVS - 8	532.51	531.45	71.53	71.53	0.0577	0.0577	0.1731	0	0	0	0.0024	0.1755
147	PVS - 8	PVS - 7	531.45	530.5	56.25	3335.5	0.0454	2.6908	8.0724	0	0	0	0.1112	8.1836
148	PVS - 7	PVS - 6	530.5	529.82	56.8	3392.3	0.0458	2.7366	8.2098	0.122	0	0	0.1131	8.445
149	PVS - 30.7	PVS - 6.19.1	555.35	552.84	71.89	71.89	0.058	0.058	0.174	0	0	0	0.0024	0.1764
150	PVS - 6.19.1	PVS - 6.19	552.84	550.33	71.88	143.77	0.058	0.116	0.348	0	0	0	0.0048	0.3528
151	PVS - 19.3.6	PVS - 6.19	551.44	550.33	35.36	35.36	0.0285	0.0285	0.0855	0	0	0	0.0012	0.0867
152	PVS - 6.19	PVS - 6.18	550.33	548.02	22.07	201.2	0.0178	0.1623	0.4869	0	0	0	0.0067	0.4936

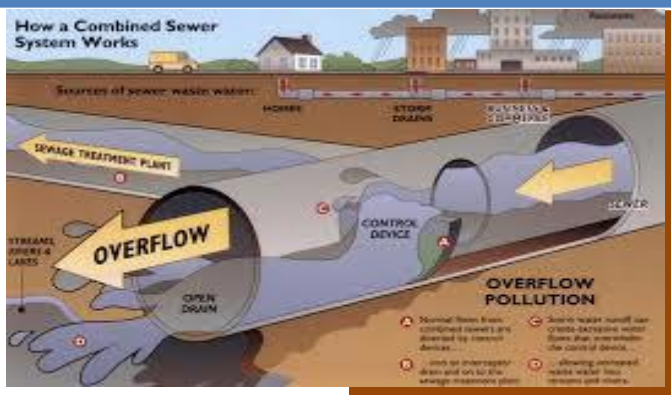
TRAMO	Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Lon. Tramo (m)	Long. Tránsito (m)	Q medio Dom. Tramo (lps)	Q medio Dom. Acum. (lps)	Q máx (lps)	Q comer (lps)	Q instit (lps)	Q indust (lps)	Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
	Desde	Hasta	Inicial	Final										
153	PVS - 6.18.1	PVS - 6.18	550.39	548.02	44.42	44.42	0.0358	0.0358	0.1074	0	0	0	0.0015	0.1089
154	PVS - 6.18	PVS - 6.17	548.02	545.3	32.08	277.7	0.0259	0.224	0.672	0	0	0	0.0093	0.6813
155	PVS - 6.17.1.4	PVS - 6.17.1.3	546.59	546.42	25.87	25.87	0.0209	0.0209	0.0627	0	0	0	0.0009	0.0636
156	PVS - 6.17.1.3	PVS - 6.17.1.2	546.42	545.79	79.72	105.59	0.0643	0.0852	0.2556	0	0	0	0.0035	0.2591
157	PVS - 6.17.1.2	PVS - 6.17.1.1	545.79	545.71	41.83	147.42	0.0337	0.1189	0.3567	0	0	0	0.0049	0.3616
158	PVS - 6.17.1.4	PVS - 6.17.1.1.1	546.59	546.55	17.31	17.31	0.014	0.014	0.042	0	0	0	0.0006	0.0426
159	PVS - 6.17.1.1.1	PVS - 6.17.1.1	546.55	545.71	64.97	82.28	0.0524	0.0664	0.1992	0	0	0	0.0027	0.2019
160	PVS - 6.17.1.1	PVS - 6.17.1	545.71	547.61	12.15	241.85	0.0098	0.1951	0.5853	0	0	0	0.0081	0.5934
161	PVS - 6.17.2	PVS - 6.17.1	552	547.61	79.35	79.35	0.064	0.064	0.192	0	0	0	0.0026	0.1946
162	PVS - 6.17.1	PVS - 6.17	547.61	545.3	37.97	359.17	0.0306	0.2897	0.8691	0	0	0	0.012	0.8811
163	PVS - 6.17	PVS - 6.16	545.3	544.21	9.29	646.16	0.0075	0.5213	1.5639	0	0	0	0.0215	1.5854
164	PVS - 6.16	PVS - 6.15	544.21	542.85	44.57	690.73	0.036	0.5572	1.6716	0	0	0	0.023	1.6946
165	PVS - 6.15.1	PVS - 6.15	544.14	542.85	22.91	22.91	0.0185	0.0185	0.0555	0	0	0	0.0008	0.0563
166	PVS - 6.15	PVS - 6.14	542.85	540.73	76.67	790.31	0.0619	0.6376	1.9128	0	0	0	0.0263	1.9391
167	PVS - 6.14	PVS - 6.13	540.73	539.61	41.62	831.93	0.0336	0.6711	2.0133	0	0	0	0.0277	2.041
168	PVS - 6.13	PVS - 6.12	539.61	538.56	39.06	870.99	0.0315	0.7026	2.1078	0	0	0	0.029	2.1368
169	PVS - 6.16	PVS - 6.12.3	544.21	540.49	75.63	75.63	0.061	0.061	0.183	0	0	0	0.0025	0.1855
170	PVS - 6.12.3.1	PVS - 6.12.3	543.46	540.49	47.87	47.87	0.0386	0.0386	0.1158	0	0	0	0.0016	0.1174
171	PVS - 6.12.3	PVS - 6.12.2	540.49	539.83	41.91	165.41	0.0338	0.1334	0.4002	0.122	0	0	0.0055	0.5278
172	PVS - 6.12.2.1	PVS - 6.12.2	542.8	539.83	42.81	42.81	0.0345	0.0345	0.1035	0	0	0	0.0014	0.1049
173	PVS - 6.12.2	PVS - 6.12.1	539.83	539.26	40.28	248.5	0.0325	0.2005	0.6015	0	0	0	0.0083	0.6098
174	PVS - 6.12.1.2	PVS - 6.12.1	541.91	539.26	36.3	36.3	0.0293	0.0293	0.0879	0	0	0	0.0012	0.0891
175	PVS - 6.12.1.1	PVS - 6.12.1	539.73	539.26	40.3	40.3	0.0325	0.0325	0.0975	0	0	0	0.0013	0.0988
176	PVS - 6.12.1	PVS - 6.12	539.26	538.56	43.7	368.8	0.0353	0.2975	0.8925	0	0	0	0.0123	0.9048

TRAMO	Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Lon. Tramo (m)	Long. Tránsito (m)	Q medio Dom. Tramo (lps)	Q medio Dom. Acum. (lps)	Q máx (lps)	Q comer (lps)	Q instit (lps)	Q indust (lps)	Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
	Desde	Hasta	Inicial	Final										
177	PVS - 6.12	PVS - 6.11	538.56	537.81	72.95	1312.7	0.0588	1.059	3.177	0	0	0	0.0438	3.2208
178	PVS - 19.3.1	PVS - 6.11.5	541.64	541.18	24.99	24.99	0.0202	0.0202	0.0606	0	0	0	0.0008	0.0614
179	PVS - 6.11.5	PVS - 6.11.4	541.18	540.49	15.7	40.69	0.0127	0.0328	0.0984	0	0	0	0.0014	0.0998
180	PVS - 6.11.4	PVS - 6.11.3	540.49	540.09	11.72	52.41	0.0095	0.0423	0.1269	0	0	0	0.0017	0.1286
181	PVS - 6.11.3.1	PVS - 6.11.3	543.51	540.09	42.14	42.14	0.034	0.034	0.102	0	0	0	0.0014	0.1034
182	PVS - 6.11.3	PVS - 6.11.2	540.09	539.31	26.15	120.7	0.0211	0.0974	0.2922	0	0	0	0.004	0.2962
183	PVS - 6.11.2	PVS - 6.11.1	539.31	538.31	32	152.7	0.0258	0.1232	0.3696	0	0	0	0.0051	0.3747
184	PVS - 6.11.1	PVS - 6.11	538.31	537.81	27.91	180.61	0.0225	0.1457	0.4371	0	0	0	0.006	0.4431
185	PVS - 6.11	PVS - 6.10	537.81	537.86	7.8	1501.2	0.0063	1.211	3.633	0	0	0	0.05	3.683
186	PVS - 6.10	PVS - 6.9	537.86	537.56	41.42	1542.6	0.0334	1.2444	3.7332	0	0.31	0	0.0514	4.0899
187	PVS - 6.11.2	PVS - 6.9	539.31	537.56	71.22	71.22	0.0575	0.0575	0.1725	0	0	0	0.0024	0.1749
188	PVS - 6.9	PVS - 6.8	537.56	537.61	27.2	1641	0.0219	1.3238	3.9714	0	0	0	0.0547	4.0261
189	PVS - 6.8	PVS - 6.7	537.61	537.91	30.06	1671.1	0.0242	1.3481	4.0443	0	0	0	0.0557	4.1
190	PVS - 6.7	PVS - 6.6	537.91	538.92	33.91	1705	0.0274	1.3754	4.1262	0	0	0	0.0568	4.183
191	PVS - 6.6.1	PVS - 6.6	539.64	538.92	54.43	54.43	0.0439	0.0439	0.1317	0	0	0	0.0018	0.1335
192	PVS - 6.6	PVS - 6.5	538.92	538.9	25	1784.4	0.0202	1.4395	4.3185	0	0	0	0.0595	4.378
193	PVS - 6.5	PVS - 6.4	538.9	536.95	38.95	1823.3	0.0314	1.4709	4.4127	0	0	0	0.0608	4.4735
194	PVS - 6.4	PVS - 6.3	536.95	535.74	26.31	1849.7	0.0212	1.4921	4.4763	0	0	0	0.0617	4.538
195	PVS - 6.3	PVS - 6.2	535.74	535.21	55.19	1904.8	0.0445	1.5367	4.6101	0	0	0	0.0635	4.6736
196	PVS - 6.2	PVS - 6.1	535.21	532.05	58.72	1963.6	0.0474	1.584	4.752	0	0	0	0.0655	4.8175
197	PVS - 9.1.1	PVS - 6.1	534.28	532.05	85.56	85.56	0.069	0.069	0.207	0	0	0	0.0029	0.2099
198	PVS - 6.1	PVS - 6	532.05	529.82	47.8	2096.9	0.0386	1.6916	5.0748	0	0	0	0.0699	5.1447
199	PVS - 6.1.1	PVS - 6	534.05	529.82	47.39	47.39	0.0382	0.0382	0.1146	0	0	0	0.0016	0.1162
200	PVS - 6	PVS - 5	529.82	529.56	43.5	5580.1	0.0351	4.5016	13.5048	0	0	0	0.186	13.691

TRAMO	Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Lon. Tramo (m)	Long. Tránsito (m)	Q medio Dom. Tramo (lps)	Q medio Dom. Acum. (lps)	Q máx (lps)	Q comer (lps)	Q instit (lps)	Q indust (lps)	Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
	Desde	Hasta	Inicial	Final										
201	PVS - 3.1	PVS - 5	531.26	529.56	47.95	47.95	0.0387	0.0387	0.1161	0	0	0	0.0016	0.1177
202	PVS - 5	PVS - 4	529.56	529.23	30.92	5659	0.0249	4.5652	13.6956	0	0	0	0.1886	13.884
203	PVS - 4	PVS - 3	529.23	528.92	25.77	5684.8	0.0208	4.586	13.758	0	0	0	0.1895	13.948
204	PVS - 2.3	PVS - 3.2	534.24	531.41	76.27	76.27	0.0615	0.0615	0.1845	0	0	0	0.0025	0.187
205	PVS - 6.1	PVS - 3.2	532.05	531.41	60.48	60.48	0.0488	0.0488	0.1464	0	0	0	0.002	0.1484
206	PVS - 3.2	PVS - 3.1	531.41	531.26	7.6	144.35	0.0061	0.1164	0.3492	0	0	0	0.0048	0.354
207	PVS - 3.1	PVS - 3	531.26	528.92	65.38	209.73	0.0527	0.1692	0.5076	0	0	0	0.007	0.5146
208	PVS - 3	PVS - 2	528.92	528.45	54.18	5948.7	0.0437	4.7989	14.3967	0	0	0	0.1983	14.595
209	PVS - 6.2	PVS - 2.3	535.21	534.24	28.76	28.76	0.0232	0.0232	0.0696	0	0	0	0.001	0.0706
210	PVS - 2.3	PVS - 2.2	534.24	531.59	52.9	81.66	0.0427	0.0659	0.1977	0	0	0	0.0027	0.2004
211	PVS - 2.2	PVS - 2.1	531.59	529.81	60.8	142.46	0.049	0.1149	0.3447	0	0	0	0.0047	0.3494
212	PVS - 2.1	PVS - 2	529.81	528.45	98.3	240.76	0.0793	0.1942	0.5826	0	0	0	0.008	0.5906
213	PVS - 2	PVS - 1	528.45	528.46	7.3	6196.7	0.0059	4.999	14.997	0	0	0	0.2066	15.204

Fuente: Elaboración propia

Hidráulica de las Alcantarillas



San Marcos, Carazo

C HIDRÁULICAS DE LAS ALCANTARILLAS

C.1 Cálculos hidráulicos subred A

Tabla 49. Elementos hidráulicos de subred A

TRAMO	Pozo de Visita		Diámet	Pendiente (%)		QLL	VLL	Qd/QLL	Relaciones de elementos de tubos parcialmente llenos			y	Rh	Tensión Arrastre	Vd	Pérdidas
	Desde	Hasta	m	Terreno	Tubo	lps	m/s		Vd/VLL	Y/D	Rh/RhLL	mm	m	Pa	m/s	m
1	PVS - 31.2	PVS - 31.1	0.15	4.04	4.4	46.190	2.614	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	1.38	0.51	0.003
2	PVS - 31.1	PVS - 31	0.15	1.68	1.6	27.854	1.576	0.012	0.337	0.076	0.195	11.40	0.007	1.15	0.53	0.004
3	PVS - 30.2	PVS - 31	0.15	1.13	1.5	26.969	1.526	0.006	0.273	0.055	0.143	8.25	0.005	0.79	0.42	0.002
4	PVS - 31	PVS - 30	0.15	3.8	3.5	41.196	2.331	0.016	0.370	0.088	0.225	13.20	0.008	2.88	0.86	0.009
5	PSV - 30.7	PSV - 30.6	0.15	-0.05	1.5	26.969	1.526	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	0.47	0.3	0.001
6	PVS - 30.6.1	PVS - 30.6	0.15	3.16	3.2	39.391	2.229	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	1.00	0.44	0.003
7	PVS - 30.6	PV - 30.5	0.15	0.64	1.5	26.969	1.526	0.008	0.298	0.063	0.163	9.45	0.006	0.90	0.45	0.003
8	PVS - 30.5	PVS - 30.4	0.15	2.55	2.6	35.507	2.009	0.008	0.298	0.063	0.163	9.45	0.006	1.56	0.6	0.005
9	PVS - 30.4.1	PVS - 30.4	0.15	2.16	2.2	32.661	1.848	0.003	0.222	0.040	0.105	6.00	0.004	0.84	0.41	0.002
10	PVS - 30.4	PVS - 30.3	0.15	1.57	1.6	27.854	1.576	0.018	0.383	0.093	0.237	13.95	0.009	1.40	0.6	0.005
11	PVS - 30.3.1	PVS - 30.3	0.15	4.02	4.1	44.588	2.523	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	1.29	0.49	0.003
12	PVS - 30.3	PVS - 30.2	0.15	2.13	2.2	32.661	1.848	0.024	0.416	0.106	0.269	15.90	0.010	2.18	0.77	0.008
13	PVS - 30.2	PVS - 30.1	0.15	0.75	0.8	19.696	1.115	0.047	0.510	0.147	0.365	22.05	0.014	1.08	0.57	0.004
14	PVS - 30.1	PVS - 30	0.15	3.62	3.6	41.780	2.364	0.026	0.428	0.111	0.280	16.65	0.011	3.71	1.01	0.013
15	PVS- 30	PVS - 29	0.15	1.31	1.3	25.107	1.421	0.074	0.585	0.184	0.448	27.60	0.017	2.14	0.83	0.009
16	PVS - 29.2	PVS - 29.1	0.15	1.72	1.8	29.543	1.672	0.008	0.298	0.063	0.163	9.45	0.006	1.08	0.5	0.003
17	PVS - 29.1	PVS - 29	0.15	7.86	7.8	61.499	3.480	0.005	0.257	0.050	0.130	7.50	0.005	3.75	0.89	0.010
18	PVS - 29	PVS - 28	0.15	1.26	1.2	24.122	1.365	0.092	0.622	0.204	0.491	30.60	0.018	2.17	0.85	0.009
19	PVS - 28.2	PVS - 28.1	0.15	1.4	1.5	26.969	1.526	0.009	0.311	0.067	0.173	10.05	0.007	0.96	0.47	0.003

TRAMO	Pozo de Visita		Diámet	Pendiente (%)		QLL	VLL	Qd/QLL	Relaciones de elementos de tubos parcialmente llenos			y	Rh	Tensión Arrastre	Vd	Pérdidas
	Desde	Hasta	m	Terreno	Tubo	lps	m/s		Vd/VLL	Y/D	Rh/RhLL	mm	m	Pa	m/s	m
20	PVS - 28.1	PVS - 28	0.15	7.24	7.2	59.087	3.344	0.005	0.257	0.050	0.130	7.50	0.005	3.46	0.86	0.009
21	PVS - 28	PVS - 27	0.15	1.51	1.4	26.055	1.474	0.1	0.638	0.213	0.510	31.95	0.019	2.62	0.94	0.011
22	PVS - 27.2	PVS - 27.1	0.15	1.54	1.6	27.854	1.576	0.006	0.273	0.055	0.143	8.25	0.005	0.85	0.43	0.002
23	PVS - 27.1	PVS - 27	0.15	5.33	5.2	50.214	2.842	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	2.24	0.68	0.006
24	PVS - 27	PVS - 26	0.15	2.16	2.2	32.661	1.848	0.091	0.621	0.203	0.489	30.45	0.018	3.95	1.15	0.017
25	PVS - 26	PVS - 25	0.15	3.32	3.2	39.391	2.229	0.088	0.615	0.200	0.482	30.00	0.018	5.68	1.37	0.024
26	PVS - 22.1.1	PVS -25	0.15	0.16	2.3	33.395	1.890	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	0.99	0.45	0.003
27	PVS - 25	PVS - 24	0.15	3.29	2.5	34.817	1.970	0.096	0.631	0.209	0.502	31.35	0.019	4.61	1.24	0.020
28	PVS - 24.1	PVS -24	0.15	0.33	1.5	26.969	1.526	0.005	0.257	0.050	0.130	7.50	0.005	0.72	0.39	0.002
29	PVS - 24	PVS - 23	0.15	4.19	4.2	45.128	2.554	0.08	0.598	0.191	0.463	28.65	0.017	7.17	1.53	0.030
30	PVS - 24.1	PVS - 23.1	0.15	3.79	3.9	43.486	2.461	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	1.68	0.59	0.004
31	PVS - 23.1	PVS - 23	0.15	-0.84	1.2	24.122	1.365	0.012	0.337	0.076	0.195	11.40	0.007	0.86	0.46	0.003
32	PVS - 23	PVS - 22	0.15	5.75	5	49.239	2.786	0.081	0.600	0.192	0.465	28.80	0.017	8.53	1.67	0.036
33	PVS - 22.3.2	PVS - 23.3.1	0.15	3.49	3.5	41.196	2.331	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	1.51	0.56	0.004
34	PVS - 22.3.1	PVS - 22.3	0.15	3.1	3.1	38.771	2.194	0.01	0.319	0.070	0.181	10.50	0.007	2.07	0.7	0.006
35	PVS - 22.3	PVS - 22.2	0.15	0.66	0.9	20.890	1.182	0.024	0.416	0.106	0.269	15.90	0.010	0.89	0.49	0.003
36	PVS - 22.2.2	PVS - 22.2.1	0.15	2.03	2.1	31.910	1.806	0.005	0.257	0.050	0.130	7.50	0.005	1.01	0.46	0.003
37	PVS - 22.2.1	PVS - 22.2	0.15	3.46	3.5	41.196	2.331	0.01	0.319	0.070	0.181	10.50	0.007	2.33	0.74	0.007
38	PVS - 22.2	PVS - 22.1	0.15	1.35	1.4	26.055	1.474	0.044	0.500	0.142	0.353	21.30	0.013	1.81	0.74	0.007
39	PVS - 22.1.2	PVS - 22.1.1	0.15	3.35	3.4	40.603	2.298	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	1.47	0.55	0.004
40	PVS - 22.1.1	PVS - 22.1'	0.15	4.59	4.6	47.228	2.673	0.006	0.273	0.055	0.143	8.25	0.005	2.44	0.73	0.007
41	PVS - 22.1'	PVS - 22.1	0.15	4.59	4.6	47.228	2.673	0.009	0.311	0.067	0.173	10.05	0.007	2.93	0.83	0.009
42	PVS - 22.1	PVS - 22	0.15	1.23	2.5	34.817	1.970	0.045	0.504	0.144	0.358	21.60	0.013	3.29	0.99	0.013
43	PVS - 22	PVS - 21	0.15	0.63	0.7	18.423	1.043	0.303	0.876	0.377	0.820	56.55	0.031	2.11	0.91	0.011

TRAMO	Pozo de Visita		Diámet	Pendiente (%)		QLL	VLL	Qd/QLL	Relaciones de elementos de tubos parcialmente llenos			y	Rh	Tensión Arrastre	Vd	Pérdidas
	Desde	Hasta	m	Terreno	Tubo	lps	m/s		Vd/VLL	Y/D	Rh/RhLL	mm	m	Pa	m/s	m
44	PVS - 21	PVS - 20	0.15	1.9	2	31.141	1.762	0.183	0.760	0.289	0.663	43.35	0.025	4.89	1.34	0.023
45	PVS - 20	PVS - 19	0.15	3.83	3.5	41.196	2.331	0.141	0.705	0.253	0.593	37.95	0.022	7.62	1.64	0.034
46	PVS - 30.5	PVS - 19.3.8	0.15	2.61	2.7	36.183	2.048	0.005	0.257	0.050	0.130	7.50	0.005	1.30	0.53	0.004
47	PVS - 19.3.8	PVS - 19.3.7	0.15	2.58	2.6	35.507	2.009	0.009	0.311	0.067	0.173	10.05	0.007	1.66	0.62	0.005
48	PVS - 30.1	PVS - 19.3.7	0.15	0.09	0.8	19.696	1.115	0.008	0.298	0.063	0.163	9.45	0.006	0.48	0.33	0.001
49	PVS - 19.3.7	PVS - 19.3.6	0.15	1.36	1.4	26.055	1.474	0.02	0.393	0.097	0.247	14.55	0.009	1.28	0.58	0.004
50	PVS - 19.3.6	PVS - 19.3.5	0.15	0.76	0.9	20.890	1.182	0.03	0.445	0.118	0.297	17.70	0.011	0.98	0.53	0.004
51	PVS - 29.2	PVS - 19.3.5	0.15	1.42	1.6	27.854	1.576	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	0.69	0.38	0.002
52	PVS - 19.3.5	PVS -19.3.4	0.15	1.51	1.4	26.055	1.474	0.032	0.455	0.122	0.307	18.30	0.012	1.58	0.67	0.006
53	PVS - 28.2	PVS - 19.3.4	0.15	0.32	0.9	20.890	1.182	0.006	0.273	0.055	0.143	8.25	0.005	0.48	0.32	0.001
54	PVS - 19.3.4	PVS - 19.3.3	0.15	2.49	2.5	34.817	1.970	0.032	0.455	0.122	0.307	18.30	0.012	2.82	0.89	0.010
55	PVS - 19.3.3	PVS - 19.3.2	0.15	4.52	4.5	46.712	2.643	0.028	0.438	0.115	0.290	17.25	0.011	4.81	1.16	0.017
56	PVS - 19.3.2	PVS - 19.3.1	0.15	5.26	5.2	50.214	2.842	0.029	0.441	0.116	0.292	17.40	0.011	5.61	1.25	0.020
57	PVS - 19.3.1	PVS - 19.3	0.15	1.17	1.2	24.122	1.365	0.064	0.560	0.171	0.419	25.65	0.016	1.85	0.76	0.007
58	PVS - 27.2	PVS - 19.7	0.15	1.61	1.9	30.353	1.718	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	0.60	0.34	0.002
59	PVS - 19.7	PVS - 19.6	0.15	4.21	4.2	45.128	2.554	0.005	0.257	0.050	0.130	7.50	0.005	2.02	0.66	0.006
60	PVS - 19.6	PVS - 19.5	0.15	4.23	4.1	44.588	2.523	0.009	0.311	0.067	0.173	10.05	0.007	2.61	0.78	0.008
61	PVS - 19.5	PVS - 19.4	0.15	5.49	5.5	51.642	2.922	0.009	0.311	0.067	0.173	10.05	0.007	3.51	0.91	0.011
62	PVS - 24.1	PVS - 19.4	0.15	2.11	2.4	34.114	1.930	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	1.04	0.46	0.003
63	PVS - 19.4	PVS - 19.3	0.15	1.32	1.6	27.854	1.576	0.023	0.411	0.104	0.264	15.60	0.010	1.55	0.65	0.005
64	PVS - 19.3	PVS - 19.2	0.15	5.15	4.8	48.244	2.730	0.048	0.515	0.149	0.369	22.35	0.014	6.50	1.4	0.025
65	PVS - 19.2.1	PVS - 19.2	0.15	8.12	8.1	62.671	3.546	0.001	0.159	0.024	0.063	3.60	0.002	1.91	0.56	0.004
66	PVS - 19.2	PVS - 19.1	0.15	4.13	4.1	44.588	2.523	0.055	0.536	0.159	0.392	23.85	0.015	5.91	1.35	0.023
67	PVS - 19.1.1	PVS - 19.1	0.15	2.38	2.9	37.499	2.122	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	0.91	0.42	0.002

TRAMO	Pozo de Visita		Diámet	Pendiente (%)		QLL	VLL	Qd/QLL	Relaciones de elementos de tubos parcialmente llenos			y	Rh	Tensión Arrastre	Vd	Pérdidas
	Desde	Hasta	m	Terreno	Tubo	lps	m/s		Vd/VLL	Y/D	Rh/RhLL	mm	m	Pa	m/s	m
68	PVS - 6.11.5	PVS - 19.1.2'	0.15	3.88	3.9	43.486	2.461	0.003	0.222	0.040	0.105	6.00	0.004	1.49	0.55	0.004
69	PVS - 19.1.2'	PVS - 19.1.2	0.15	3.9	3.9	43.486	2.461	0.006	0.273	0.055	0.143	8.25	0.005	2.07	0.67	0.006
70	PVS - 19.1.2	PVS - 19.1	0.15	-0.94	0.9	20.890	1.182	0.017	0.375	0.090	0.230	13.50	0.009	0.76	0.44	0.003
71	PVS - 19.1	PVS - 19	0.15	4.84	4.5	46.712	2.643	0.064	0.560	0.171	0.419	25.65	0.016	6.93	1.48	0.028
72	PVS - 19	PVS - 18	0.15	5.32	5.3	50.694	2.869	0.176	0.752	0.283	0.651	42.45	0.024	12.69	2.15	0.059
73	PVS - 18	PVS - 17	0.15	3.41	3.4	40.603	2.298	0.223	0.804	0.320	0.721	48.00	0.027	9.01	1.85	0.044
74	PVS - 16.2	PVS - 17.2	0.15	1.3	1.99	31.063	1.758	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	0.86	0.42	0.002
75	PVS - 20	PVS - 17.2.1	0.15	3.04	3.1	38.771	2.194	0.005	0.257	0.050	0.130	7.50	0.005	1.49	0.56	0.004
76	PVS - 17.2.1	PVS - 17.2	0.15	11.53	11.6	74.998	4.244	0.003	0.222	0.040	0.105	6.00	0.004	4.44	0.94	0.011
77	PVS - 17.2	PVS - 17.1	0.15	4.15	4.2	45.128	2.554	0.008	0.298	0.063	0.163	9.45	0.006	2.51	0.76	0.007
78	PVS - 17.1	PVS - 17	0.15	6.4	6.4	55.707	3.152	0.008	0.298	0.063	0.163	9.45	0.006	3.83	0.94	0.011
79	PVS - 17	PVS - 16	0.15	3.04	3.1	38.771	2.194	0.249	0.830	0.340	0.757	51.00	0.028	8.64	1.82	0.042
80	PVS - 16.2.1	PVS - 16.2	0.15	6.84	6.8	57.422	3.249	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	2.13	0.64	0.005
81	PVS - 21	PVS - 16.2	0.15	5.29	5.2	50.214	2.842	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	2.24	0.68	0.006
82	PVS - 16.2	PVS - 16.1	0.15	1.18	1.2	24.122	1.365	0.019	0.388	0.095	0.242	14.25	0.009	1.07	0.53	0.004
83	PVS - 16.1.1	PVS - 16.1	0.15	5.95	5.9	53.487	3.027	0.005	0.257	0.050	0.130	7.50	0.005	2.84	0.78	0.008
84	PVS - 16.1	PVS - 16	0.15	4.45	4.5	46.712	2.643	0.018	0.383	0.093	0.237	13.95	0.009	3.93	1.01	0.013
85	PVS - 16	PVS - 1	0.15	1.98	2	31.141	1.762	0.34	0.903	0.401	0.858	60.15	0.032	6.32	1.59	0.032
86	PVS - 19	PVS - 1.2	0.15	5.27	5.3	50.694	2.869	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	2.29	0.69	0.006
87	PVS - 1.2	PVS - 1.1	0.15	3.11	3.1	38.771	2.194	0.009	0.311	0.067	0.173	10.05	0.007	1.98	0.68	0.006
88	PVS - 18	PVS - 1.1	0.15	4.72	4.7	47.739	2.701	0.003	0.222	0.040	0.105	6.00	0.004	1.80	0.6	0.005
89	PVS - 1.1	PVS - 1	0.15	1.23	1.2	24.122	1.365	0.031	0.450	0.120	0.302	18.00	0.011	1.33	0.61	0.005

Fuente: Elaboración propia

C.2 Cálculos Hidráulicos Subred B

Tabla 50. Elementos hidráulicos de sub red B

TRAMO	Pozo de Visita		Diámet	Pendiente (%)		QLL	VLL	Qd/QLL	Relaciones de elementos de tubos parcialmente llenos			y	Rh	Tensión Arrastre	Vd	Pérdidas
	Desde	Hasta	m	Terreno	Tubo	lps	m/s		Vd/VLL	Y/D	Rh/RhLL	mm	m	Pa	m/s	m
90	PVS - 14.4	PVS - 15.9.1	0.15	0.45	0.7	18.423	1.043	0.009	0.311	0.067	0.173	10.1	0.007	0.45	0.32	0.00
91	PVS - 15.9.1	PVS - 15.9	0.15	0.85	1.1	23.095	1.307	0.015	0.362	0.085	0.218	12.8	0.008	0.88	0.47	0.00
92	PVS - 15.9	PVS - 15.8	0.15	1.42	1.3	25.107	1.421	0.021	0.401	0.1	0.254	15	0.010	1.21	0.57	0.00
93	PVS - 15.8.1	PVS - 15.8	0.15	0.59	1	22.020	1.246	0.008	0.298	0.063	0.163	9.45	0.006	0.60	0.37	0.00
94	PVS - 15.8	PVS - 15.7	0.15	3.56	2.9	37.499	2.122	0.022	0.406	0.102	0.259	15.3	0.010	2.76	0.86	0.01
95	PVS - 15.7.1	PVS - 15.7	0.15	0.59	0.8	19.696	1.115	0.009	0.311	0.067	0.173	10.1	0.007	0.51	0.35	0.00
96	PVS - 15.7	PVS - 15.6	0.15	3.57	3.3	40.002	2.264	0.027	0.433	0.113	0.285	17	0.011	3.46	0.98	0.01
97	PVS - 15.6.1	PVS - 15.6	0.15	0.8	1.2	24.122	1.365	0.007	0.286	0.059	0.153	8.85	0.006	0.67	0.39	0.00
98	PVS - 15.6	PVS - 15.5	0.15	3.57	3.5	41.196	2.331	0.034	0.464	0.126	0.316	18.9	0.012	4.05	1.08	0.01
99	PVS - 15.5.1	PVS - 15.5	0.15	0.6	1.1	23.095	1.307	0.008	0.298	0.063	0.163	9.45	0.006	0.66	0.39	0.00
100	PVS - 15.5	PVS - 15.4	0.15	2.73	2.8	36.847	2.085	0.046	0.508	0.146	0.362	21.9	0.014	3.74	1.06	0.01
101	PVS - 15.4	PVS - 15.3	0.15	3.51	3.6	41.780	2.364	0.041	0.491	0.138	0.344	20.7	0.013	4.56	1.16	0.02
102	PVS - 15.3	PVS - 15.2	0.15	2.2	2	31.141	1.762	0.06	0.550	0.166	0.408	24.9	0.015	3.00	0.97	0.01
103	PVS - 15.2	PVS - 15	0.15	1.31	1.4	26.055	1.474	0.077	0.591	0.187	0.454	28.1	0.017	2.33	0.87	0.01
104	PVS - 15.3	PVS - 15.1	0.15	1.22	1.9	30.353	1.718	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	0.82	0.41	0.00
105	PVS - 15.1	PVS - 15	0.15	2.19	2.2	32.661	1.848	0.009	0.311	0.067	0.173	10.1	0.007	1.40	0.57	0.00
106	PVS - 15	PVS - 14	0.15	0.51	0.9	20.890	1.182	0.12	0.673	0.233	0.552	35	0.021	1.83	0.79	0.01
107	PVS - 14.2.4	PVS - 14.2.3	0.15	-0.73	1.2	24.122	1.365	0.005	0.257	0.05	0.130	7.5	0.005	0.58	0.35	0.00
108	PVS - 14.4	PVS - 14.2.3	0.15	0.78	0.9	20.890	1.182	0.007	0.286	0.059	0.153	8.85	0.006	0.50	0.34	0.00
109	PVS - 14.2.3	PVS - 14.2.2	0.15	2.19	2.2	32.661	1.848	0.012	0.337	0.076	0.195	11.4	0.007	1.58	0.62	0.00
110	PVS - 14.2.2	PVS - 14.2.1	0.15	2.68	2.7	36.183	2.048	0.018	0.383	0.093	0.237	14	0.009	2.36	0.78	0.01

TRAMO	Pozo de Visita		Diámet	Pendiente (%)		QLL	VLL	Qd/QLL	Relaciones de elementos de tubos parcialmente llenos			y	Rh	Tensión Arrastre	Vd	Pérdidas
	Desde	Hasta	m	Terreno	Tubo	lps	m/s		Vd/VLL	Y/D	Rh/RhLL	mm	m	Pa	m/s	m
111	PVS - 14.2.1	PVS - 14.2	0.15	1.64	1.6	27.854	1.576	0.028	0.438	0.115	0.290	17.3	0.011	1.71	0.69	0.01
112	PVS - 14.4	PVS - 14.3	0.15	2.83	2.8	36.847	2.085	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	1.21	0.5	0.00
113	PVS - 15.8.1	PVS - 14.3	0.15	0.31	0.9	20.890	1.182	0.008	0.298	0.063	0.163	9.45	0.006	0.54	0.35	0.00
114	PVS - 14.3	PVS - 14.2	0.15	3.63	3.7	42.357	2.397	0.013	0.345	0.079	0.203	11.9	0.008	2.76	0.83	0.01
115	PVS - 14.2	PVS - 14.1	0.15	4.16	4.2	45.128	2.554	0.037	0.475	0.131	0.328	19.7	0.012	5.07	1.21	0.02
116	PVS - 14.1	PVS - 14	0.15	3.49	3.3	40.002	2.264	0.045	0.504	0.144	0.358	21.6	0.013	4.34	1.14	0.02
117	PVS - 14	PVS - 13	0.15	3.98	3.2	39.391	2.229	0.108	0.652	0.221	0.527	33.2	0.020	6.22	1.45	0.03
118	PVS - 6.6.1	PVS - 13.3	0.15	0.21	0.9	20.890	1.182	0.007	0.286	0.059	0.153	8.85	0.006	0.50	0.34	0.00
119	PVS - 14.1	PVS - 13.3	0.15	0.61	1	22.020	1.246	0.006	0.273	0.055	0.143	8.25	0.005	0.53	0.34	0.00
120	PVS - 13.3	PVS - 13.2'	0.15	3.27	3.2	39.391	2.229	0.01	0.319	0.07	0.181	10.5	0.007	2.13	0.71	0.01
121	PVS - 13.2'	PVS - 13.2	0.15	3.28	3.2	39.391	2.229	0.014	0.354	0.082	0.210	12.3	0.008	2.48	0.79	0.01
122	PVS - 13.2	PVS - 13	0.15	0.04	0.9	20.890	1.182	0.032	0.455	0.122	0.307	18.3	0.012	1.02	0.54	0.00
123	PVS - 13.1	PVS - 13.1'	0.15	0.72	0.8	19.696	1.115	0.007	0.286	0.059	0.153	8.85	0.006	0.45	0.32	0.00
124	PVS - 13.1'	PVS - 13	0.15	0.11	0.8	19.696	1.115	0.014	0.354	0.082	0.210	12.3	0.008	0.62	0.39	0.00
125	PVS - 13	PVS - 12	0.15	4.13	3.3	40.002	2.264	0.133	0.694	0.246	0.578	36.9	0.022	7.02	1.57	0.03
126	PVS - 13.1	PVS - 12.2	0.15	3.84	3.9	43.486	2.461	0.003	0.222	0.04	0.105	6	0.004	1.49	0.55	0.00
127	PVS - 11.1.2	PVS - 12.2	0.15	2.09	2.4	34.114	1.930	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	1.04	0.46	0.00
128	PVS - 12.2	PVS - 12.1	0.15	0.71	1.3	25.107	1.421	0.015	0.362	0.085	0.218	12.8	0.008	1.05	0.51	0.00
129	PVS - 12.1	PVS - 12	0.15	0.71	1.1	23.095	1.307	0.022	0.406	0.102	0.259	15.3	0.010	1.05	0.53	0.00
130	PVS - 12	PVS - 11	0.15	1.58	1.6	27.854	1.576	0.211	0.792	0.311	0.704	46.7	0.026	4.14	1.25	0.02
131	PVS - 11.4	PVS - 11.3	0.15	1.43	1.5	26.969	1.526	0.007	0.286	0.059	0.153	8.85	0.006	0.84	0.44	0.00
132	PVS - 11.3	PVS - 11.2	0.15	2.02	2	31.141	1.762	0.012	0.337	0.076	0.195	11.4	0.007	1.43	0.59	0.00
133	PVS - 11.2	PVS - 11.1	0.15	6.09	6.1	54.386	3.078	0.009	0.311	0.067	0.173	10.1	0.007	3.89	0.95	0.01

TRAMO	Pozo de Visita		Diámet	Pendiente (%)		QLL	VLL	Qd/QLL	Relaciones de elementos de tubos parcialmente llenos			y	Rh	Tensión Arrastre	Vd	Pérdidas
	Desde	Hasta	m	Terreno	Tubo	lps	m/s		Vd/VLL	Y/D	Rh/RhLL	mm	m	Pa	m/s	m
134	PVS - 11.1.2	PVS - 11.1.1	0.15	0.81	1.1	23.095	1.307	0.006	0.273	0.055	0.143	8.25	0.005	0.58	0.36	0.00
135	PVS - 11.1.1	PVS - 11.1	0.15	1.21	1.6	27.854	1.576	0.01	0.319	0.07	0.181	10.5	0.007	1.07	0.5	0.00
136	PVS - 11.1	PVS - 11	0.15	1.89	1.9	30.353	1.718	0.029	0.441	0.116	0.292	17.4	0.011	2.05	0.76	0.01
137	PVS - 11	PVS - 10	0.15	0.44	0.5	15.571	0.881	0.44	0.968	0.464	0.952	69.6	0.036	1.75	0.85	0.01
138	PVS - 10	PVS - 9	0.15	1.29	0.7	18.423	1.043	0.381	0.932	0.428	0.900	64.2	0.034	2.32	0.97	0.01
139	PVS - 6.6.1	PVS - 9.2	0.15	4	4	44.040	2.492	0.006	0.273	0.055	0.143	8.25	0.005	2.12	0.68	0.01
140	PVS - 6.3	PVS - 9.2	0.15	0.12	0.9	20.890	1.182	0.007	0.286	0.059	0.153	8.85	0.006	0.50	0.34	0.00
141	PVS - 13.2	PVS - 9.2	0.15	0.85	1.1	23.095	1.307	0.006	0.273	0.055	0.143	8.25	0.005	0.58	0.36	0.00
142	PVS - 9.2	PVS - 9.1	0.15	5.24	4.5	46.712	2.643	0.014	0.354	0.082	0.210	12.3	0.008	3.49	0.93	0.01
143	PVS - 9.1.1	PVS - 9.1	0.15	3.77	3.8	42.925	2.429	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	1.19	0.48	0.00
144	PVS - 9.1	PVS - 9	0.15	3.48	4.5	46.712	2.643	0.016	0.370	0.088	0.225	13.2	0.008	3.71	0.98	0.01
145	PVS - 9	PVS - 8	0.15	3.35	3.1	38.771	2.194	0.203	0.783	0.305	0.693	45.8	0.026	7.91	1.72	0.04
146	PVS - 8.1	PVS - 8	0.15	1.48	1.8	29.543	1.672	0.006	0.273	0.055	0.143	8.25	0.005	0.95	0.46	0.00
147	PVS - 8	PVS - 7	0.15	1.69	1.6	27.854	1.576	0.294	0.869	0.371	0.810	55.7	0.030	4.77	1.37	0.02
148	PVS - 7	PVS - 6	0.15	1.2	1.2	24.122	1.365	0.35	0.911	0.408	0.869	61.2	0.033	3.84	1.24	0.02
149	PVS - 30.7	PVS - 6.19.1	0.15	3.49	3.5	41.196	2.331	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	1.51	0.56	0.00
150	PVS - 6.19.1	PVS - 6.19	0.15	3.49	3.4	40.603	2.298	0.009	0.311	0.067	0.173	10.1	0.007	2.17	0.71	0.01
151	PVS - 19.3.6	PVS - 6.19	0.15	3.14	3.1	38.771	2.194	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	0.97	0.43	0.00
152	PVS - 6.19	PVS - 6.18	0.15	10.47	11	73.033	4.133	0.007	0.286	0.059	0.153	8.85	0.006	6.15	1.18	0.02
153	PVS - 6.18.1	PVS - 6.18	0.15	5.34	5.6	52.109	2.949	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	1.76	0.58	0.00
154	PVS - 6.18	PVS - 6.17	0.15	8.48	8.5	64.199	3.633	0.011	0.328	0.073	0.188	11	0.007	5.84	1.19	0.02
155	PVS - 6.17.1.4	PVS - 6.17.1.3	0.15	0.66	1.3	25.107	1.421	0.003	0.222	0.04	0.105	6	0.004	0.50	0.32	0.00
156	PVS - 6.17.1.3	PVS - 6.17.1.2	0.15	0.79	1.5	26.969	1.526	0.01	0.319	0.07	0.181	10.5	0.007	1.00	0.49	0.00

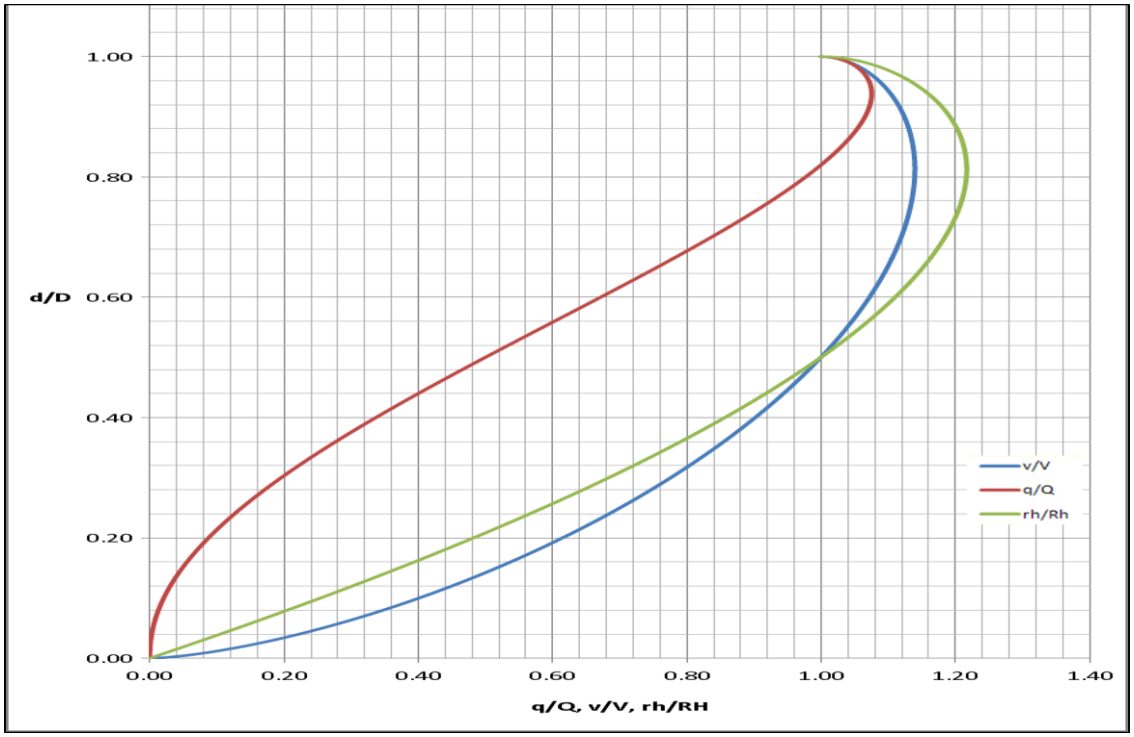
TRAMO	Pozo de Visita		Diámet	Pendiente (%)		QLL	VLL	Qd/QLL	Relaciones de elementos de tubos parcialmente llenos			y	Rh	Tensión Arrastre	Vd	Pérdidas
	Desde	Hasta	m	Terreno	Tubo	lps	m/s		Vd/VLL	Y/D	Rh/RhLL	mm	m	Pa	m/s	m
157	PVS - 6.17.1.2	PVS - 6.17.1.1	0.15	0.19	1.2	24.122	1.365	0.015	0.362	0.085	0.218	12.8	0.008	0.97	0.49	0.00
158	PVS - 6.17.1.4	PVS - 6.17.1.1.1	0.15	0.23	1.6	27.854	1.576	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	0.50	0.31	0.00
159	PVS - 6.17.1.1.1	PVS - 6.17.1.1	0.15	1.29	1.9	30.353	1.718	0.007	0.286	0.059	0.153	8.85	0.006	1.06	0.49	0.00
160	PVS - 6.17.1.1	PVS - 6.17.1	0.15	-15.6	1.2	24.122	1.365	0.025	0.421	0.108	0.273	16.2	0.010	1.20	0.57	0.00
161	PVS - 6.17.2	PVS - 6.17.1	0.15	5.53	5.5	51.642	2.922	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	2.37	0.7	0.01
162	PVS - 6.17.1	PVS - 6.17	0.15	6.08	3.5	41.196	2.331	0.021	0.401	0.1	0.254	15	0.010	3.26	0.93	0.01
163	PVS - 6.17	PVS - 6.16	0.15	11.73	5.9	53.487	3.027	0.03	0.445	0.118	0.297	17.7	0.011	6.42	1.35	0.02
164	PVS - 6.16	PVS - 6.15	0.15	3.05	3	38.140	2.158	0.044	0.500	0.142	0.353	21.3	0.013	3.88	1.08	0.01
165	PVS - 6.15.1	PVS - 6.15	0.15	5.63	4.5	46.712	2.643	0.001	0.159	0.024	0.063	3.6	0.002	1.06	0.42	0.00
166	PVS - 6.15	PVS - 6.14	0.15	2.77	1.5	26.969	1.526	0.072	0.579	0.181	0.441	27.2	0.017	2.43	0.88	0.01
167	PVS - 6.14	PVS - 6.13	0.15	2.69	1.5	26.969	1.526	0.076	0.589	0.186	0.452	27.9	0.017	2.49	0.9	0.01
168	PVS - 6.13	PVS - 6.12	0.15	2.69	1.5	26.969	1.526	0.079	0.597	0.19	0.461	28.5	0.017	2.55	0.91	0.01
169	PVS - 6.16	PVS - 6.12.3	0.15	4.92	4.8	48.244	2.730	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	2.07	0.65	0.01
170	PVS - 6.12.3.1	PVS - 6.12.3	0.15	6.2	6.5	56.141	3.177	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	2.04	0.62	0.00
171	PVS - 6.12.3	PVS - 6.12.2	0.15	1.57	1.6	27.854	1.576	0.019	0.388	0.095	0.242	14.3	0.009	1.43	0.61	0.00
172	PVS - 6.12.2.1	PVS - 6.12.2	0.15	6.94	7.1	58.675	3.320	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	2.23	0.65	0.01
173	PVS - 6.12.2	PVS - 6.12.1	0.15	1.42	1.4	26.055	1.474	0.023	0.411	0.104	0.264	15.6	0.010	1.36	0.61	0.00
174	PVS - 6.12.1.2	PVS - 6.12.1	0.15	7.3	7.5	60.305	3.413	0.001	0.159	0.024	0.063	3.6	0.002	1.77	0.54	0.00
175	PVS - 6.12.1.1	PVS - 6.12.1	0.15	1.17	1.5	26.969	1.526	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	0.65	0.37	0.00
176	PVS - 6.12.1	PVS - 6.12	0.15	1.6	1.5	26.969	1.526	0.034	0.464	0.126	0.316	18.9	0.012	1.74	0.71	0.01
177	PVS - 6.12	PVS - 6.11	0.15	1.03	0.9	20.890	1.182	0.154	0.724	0.265	0.616	39.8	0.023	2.04	0.86	0.01
178	PVS - 19.3.1	PVS - 6.11.5	0.15	1.84	1.9	30.353	1.718	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	0.60	0.34	0.00
179	PVS - 6.11.5	PVS - 6.11.4	0.15	4.39	4.7	47.739	2.701	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	1.48	0.53	0.00

TRAMO	Pozo de Visita		Diámet	Pendiente (%)		QLL	VLL	Qd/QLL	Relaciones de elementos de tubos parcialmente llenos			y	Rh	Tensión Arrastre	Vd	Pérdidas
	Desde	Hasta	m	Terreno	Tubo	lps	m/s		Vd/VLL	Y/D	Rh/RhLL	mm	m	Pa	m/s	m
180	PVS - 6.11.4	PVS - 6.11.3	0.15	3.41	3.9	43.486	2.461	0.003	0.222	0.04	0.105	6	0.004	1.49	0.55	0.00
181	PVS - 6.11.3.1	PVS - 6.11.3	0.15	8.12	6.5	56.141	3.177	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	2.04	0.62	0.00
182	PVS - 6.11.3	PVS - 6.11.2	0.15	2.98	2.8	36.847	2.085	0.008	0.298	0.063	0.163	9.45	0.006	1.68	0.62	0.00
183	PVS - 6.11.2	PVS - 6.11.1	0.15	3.13	2.9	37.499	2.122	0.01	0.319	0.07	0.181	10.5	0.007	1.93	0.68	0.01
184	PVS - 6.11.1	PVS - 6.11	0.15	1.79	1.9	30.353	1.718	0.015	0.362	0.085	0.218	12.8	0.008	1.53	0.62	0.00
185	PVS - 6.11	PVS - 6.10	0.15	-0.64	0.5	15.571	0.881	0.237	0.819	0.331	0.741	49.7	0.028	1.36	0.72	0.01
186	PVS - 6.10	PVS - 6.9	0.15	0.72	0.5	15.571	0.881	0.263	0.843	0.35	0.774	52.5	0.029	1.42	0.74	0.01
187	PVS - 6.11.2	PVS - 6.9	0.15	2.46	2.5	34.817	1.970	0.005	0.257	0.05	0.130	7.5	0.005	1.20	0.51	0.00
188	PVS - 6.9	PVS - 6.8	0.15	-0.18	0.5	15.571	0.881	0.259	0.839	0.347	0.769	52.1	0.029	1.41	0.74	0.01
189	PVS - 6.8	PVS - 6.7	0.15	-1	0.5	15.571	0.881	0.263	0.843	0.35	0.774	52.5	0.029	1.42	0.74	0.01
190	PVS - 6.7	PVS - 6.6	0.15	-2.98	0.5	15.571	0.881	0.269	0.848	0.354	0.781	53.1	0.029	1.44	0.75	0.01
191	PVS - 6.6.1	PVS - 6.6	0.15	1.32	1.5	26.969	1.526	0.005	0.257	0.05	0.130	7.5	0.005	0.72	0.39	0.00
192	PVS - 6.6	PVS - 6.5	0.15	0.08	0.5	15.571	0.881	0.281	0.858	0.362	0.795	54.3	0.030	1.46	0.76	0.01
193	PVS - 6.5	PVS - 6.4	0.15	5.01	3	38.140	2.158	0.117	0.668	0.23	0.546	34.5	0.021	6.03	1.44	0.03
194	PVS - 6.4	PVS - 6.3	0.15	4.6	3.5	41.196	2.331	0.11	0.656	0.223	0.531	33.5	0.020	6.83	1.53	0.03
195	PVS - 6.3	PVS - 6.2	0.15	0.96	0.5	15.571	0.881	0.3	0.873	0.375	0.816	56.3	0.031	1.50	0.77	0.01
196	PVS - 6.2	PVS - 6.1	0.15	5.38	4.5	46.712	2.643	0.103	0.644	0.216	0.516	32.4	0.019	8.56	1.7	0.04
197	PVS - 9.1.1	PVS - 6.1	0.15	2.61	2.8	36.847	2.085	0.006	0.273	0.055	0.143	8.25	0.005	1.48	0.57	0.00
198	PVS - 6.1	PVS - 6	0.15	4.67	3.5	41.196	2.331	0.125	0.681	0.238	0.562	35.7	0.021	7.24	1.59	0.03
199	PVS - 6.1.1	PVS - 6	0.15	8.93	8.9	65.693	3.717	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	2.79	0.73	0.01
200	PVS - 6	PVS - 5	0.2	0.6	0.8	42.417	1.350	0.323	0.891	0.39	0.841	78	0.042	3.30	1.2	0.02
201	PVS - 3.1	PVS - 5	0.15	3.55	3.8	42.925	2.429	0.003	0.222	0.04	0.105	6	0.004	1.45	0.54	0.00
202	PVS - 5	PVS - 4	0.2	1.07	1.3	54.071	1.721	0.257	0.837	0.345	0.765	69	0.038	4.88	1.44	0.03

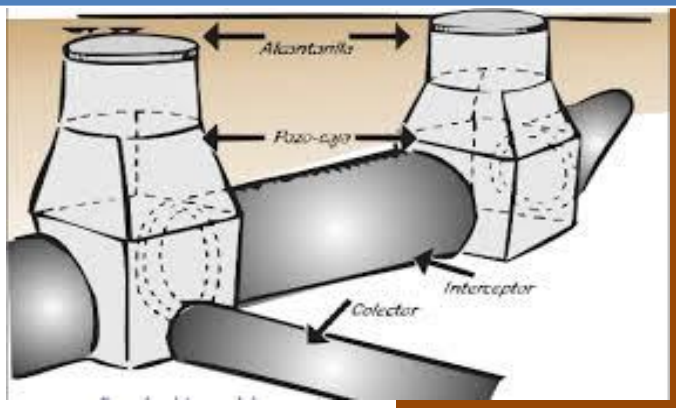
TRAMO	Pozo de Visita		Diámet	Pendiente (%)		QLL	VLL	Qd/QLL	Relaciones de elementos de tubos parcialmente llenos			y	Rh	Tensión Arrastre	Vd	Pérdidas
	Desde	Hasta	m	Terreno	Tubo	lps	m/s		Vd/VLL	Y/D	Rh/RhLL	mm	m	Pa	m/s	m
203	PVS - 4	PVS - 3	0.2	1.2	1.2	51.950	1.654	0.268	0.847	0.353	0.779	70.6	0.039	4.59	1.4	0.03
204	PVS - 2.3	PVS - 3.2	0.15	3.71	3.8	42.925	2.429	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	1.64	0.58	0.00
205	PVS - 6.1	PVS - 3.2	0.15	1.06	1.1	23.095	1.307	0.006	0.273	0.055	0.143	8.25	0.005	0.58	0.36	0.00
206	PVS - 3.2	PVS - 3.1	0.15	1.97	1.9	30.353	1.718	0.012	0.337	0.076	0.195	11.4	0.007	1.36	0.58	0.00
207	PVS - 3.1	PVS - 3	0.15	3.58	3.5	41.196	2.331	0.012	0.337	0.076	0.195	11.4	0.007	2.51	0.78	0.01
208	PVS - 3	PVS - 2	0.2	0.87	0.9	44.990	1.432	0.324	0.892	0.391	0.843	78.2	0.042	3.72	1.28	0.02
209	PVS - 6.2	PVS - 2.3	0.15	3.37	3.4	40.603	2.298	0.002	0.196	0.033	0.087	4.95	0.003	1.07	0.45	0.00
210	PVS - 2.3	PVS - 2.2	0.15	5.01	5.5	51.642	2.922	0.004	0.240	0.045	0.117	6.75	0.004	2.37	0.7	0.01
211	PVS - 2.2	PVS - 2.1	0.15	2.93	2.8	36.847	2.085	0.009	0.311	0.067	0.173	10.1	0.007	1.79	0.65	0.01
212	PVS - 2.1	PVS - 2	0.15	1.38	1.3	25.107	1.421	0.024	0.416	0.106	0.269	15.9	0.010	1.29	0.59	0.00
213	PVS - 2	PVS - 1	0.2	-0.14	0.5	33.533	1.067	0.453	0.975	0.472	0.963	94.4	0.048	2.36	1.04	0.01

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 12. Diagrama de elementos hidráulicos en una sección circular, "Curva del Banano"



Cálculos Topográficos



San Marcos, Carazo

D CALCULOS TOPOGRÁFICOS

D.1 Cálculos Topográficos Subred A

Tabla 51. Niveles topográficos de subred A

TRAMO	Pozo de Visita		Elev. Tapa		Pend tubo	Caída de Alcant	Elev de Corona		Elev de Invert		Prof. Pozo		Pozo con Caída		Pérdidas
			Inicial	Final			A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo			
	Desde	Hasta	m		%	m	m		m		m		m		m
1	PVS - 31.2	PVS - 31.1	554.52	552.93	4.4	1.7305	553.02	551.29	552.87	551.14	1.65	1.79			0.03
2	PVS - 31.1	PVS - 31	552.93	551.39	1.6	1.469	551.26	549.79	551.11	549.64	1.82	1.75	0.03		0.03
3	PVS - 30.2	PVS - 31	552.18	551.39	1.5	1.0455	550.68	549.63	550.53	549.48	1.65	1.91			0.03
4	PVS - 31	PVS - 30	551.39	549.11	3.5	2.0976	549.60	547.51	549.45	547.36	1.94	1.75	0.19		0.03
5	PSV - 30.7	PSV - 30.6	555.35	555.36	1.5	0.3243	553.85	553.53	553.70	553.38	1.65	1.98			0.03
6	PVS - 30.6.1	PVS - 30.6	556.59	555.36	3.2	1.2454	555.09	553.84	554.94	553.69	1.65	1.67			0.03
7	PVS - 30.6	PV - 30.5	555.36	555.18	1.5	0.4236	553.50	553.07	553.35	552.92	2.01	2.26	0.35		0.03
8	PVS - 30.5	PVS - 30.4	555.18	554.66	2.6	0.5307	553.04	552.51	552.89	552.36	2.29	2.30	0.03		0.03
9	PVS - 30.4.1	PVS - 30.4	555.57	554.66	2.2	0.9269	554.07	553.14	553.92	552.99	1.65	1.67			0.03
10	PVS - 30.4	PVS - 30.3	554.66	553.81	1.6	0.8643	552.48	551.62	552.33	551.47	2.33	2.34	0.66		0.03
11	PVS - 30.3.1	PVS - 30.3	555.2	553.81	4.1	1.4194	553.70	552.28	553.55	552.13	1.65	1.68			0.03
12	PVS - 30.3	PVS - 30.2	553.81	552.18	2.2	1.6863	551.59	549.90	551.44	549.75	2.37	2.43	0.69		0.03
13	PVS - 30.2	PVS - 30.1	552.18	551.72	0.8	0.4918	549.87	549.38	549.72	549.23	2.46	2.49	0.03		0.03
14	PVS - 30.1	PVS - 30	551.72	549.11	3.6	2.597	549.35	546.75	549.20	546.60	2.52	2.51	0.03		0.03
15	PVS- 30	PVS - 29	549.11	548.55	1.3	0.5565	546.72	546.17	546.57	546.02	2.54	2.53	0.79		0.03
16	PVS - 29.2	PVS - 29.1	551.77	550.16	1.8	1.6812	550.27	548.59	550.12	548.44	1.65	1.72			0.03
17	PVS - 29.1	PVS - 29	550.16	548.55	7.8	1.5974	548.56	546.96	548.41	546.81	1.75	1.74	0.03		0.03
18	PVS - 29	PVS - 28	548.55	548.04	1.2	0.4856	546.14	545.65	545.99	545.50	2.56	2.54	0.83		0.03
19	PVS - 28.2	PVS - 28.1	550.64	549.3	1.5	1.434	549.14	547.71	548.99	547.56	1.65	1.74			0.03

TRAMO	Pozo de Visita		Elev. Tapa		Pend tubo	Caída de Alcant	Elev de Corona		Elev de Invert		Prof. Pozo		Pozo con Caída		Pérdidas
			Inicial	Final			A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo			
	Desde	Hasta	m		%	m	m		m		m		m		m
20	PVS - 28.1	PVS - 28	549.3	548.04	7.2	1.2528	547.68	546.42	547.53	546.27	1.77	1.77	0.03		0.03
21	PVS - 28	PVS - 27	548.04	547.48	1.4	0.5184	545.62	545.10	545.47	544.95	2.57	2.53	0.80		0.03
22	PVS - 27.2	PVS - 27.1	549.53	548.52	1.6	1.0514	548.03	546.98	547.88	546.83	1.65	1.69			0.03
23	PVS - 27.1	PVS - 27	548.52	547.48	5.2	1.014	546.95	545.93	546.80	545.78	1.72	1.70	0.03		0.03
24	PVS - 27	PVS - 26	547.48	545.91	2.2	1.6025	545.07	543.47	544.92	543.32	2.56	2.59	0.86		0.03
25	PVS - 26	PVS - 25	545.91	543.64	3.2	2.191	543.44	541.25	543.29	541.10	2.62	2.54	0.03		0.03
26	PVS - 22.1.1	PVS -25	543.72	543.64	2.3	1.1799	542.22	541.04	542.07	540.89	1.65	2.75			0.03
27	PVS - 25	PVS - 24	543.64	542.55	2.5	0.8278	541.01	540.18	540.86	540.03	2.78	2.52	0.24		0.03
28	PVS - 24.1	PVS -24	542.74	542.55	1.5	0.8747	541.24	540.37	541.09	540.22	1.65	2.33			0.03
29	PVS - 24	PVS - 23	542.55	540.72	4.2	1.8333	540.15	538.32	540.00	538.17	2.55	2.55	0.21		0.03
30	PVS - 24.1	PVS - 23.1	542.74	540.3	3.9	2.5093	541.24	538.73	541.09	538.58	1.65	1.72			0.03
31	PVS - 23.1	PVS - 23	540.3	540.72	1.2	0.5971	538.70	538.10	538.55	537.95	1.75	2.77	0.03		0.03
32	PVS - 23	PVS - 22	540.72	538.42	5	1.999	538.07	536.07	537.92	535.92	2.80	2.50	0.25		0.036
33	PVS - 22.3.2	PVS - 23.3.1	545.13	542.66	3.5	2.4805	543.63	541.15	543.48	541.00	1.65	1.66			0.03
34	PVS - 22.3.1	PVS - 22.3	542.66	539.96	3.1	2.701	541.12	538.42	540.97	538.27	1.69	1.69	0.03		0.03
35	PVS - 22.3	PVS - 22.2	539.96	539.63	0.9	0.4531	538.39	537.94	538.24	537.79	1.72	1.84	0.03		0.03
36	PVS - 22.2.2	PVS - 22.2.1	544.39	542.98	2.1	1.4576	542.89	541.43	542.74	541.28	1.65	1.70			0.03
37	PVS - 22.2.1	PVS - 22.2	542.98	539.63	3.5	3.3936	541.40	538.01	541.25	537.86	1.73	1.77	0.03		0.03
38	PVS - 22.2	PVS - 22.1	539.63	539	1.4	0.6555	537.91	537.25	537.76	537.10	1.87	1.90	0.10		0.03
39	PVS - 22.1.2	PVS - 22.1.1	546.05	543.72	3.4	2.3654	544.55	542.18	544.40	542.03	1.65	1.69			0.03
40	PVS - 22.1.1	PVS - 22.1'	543.72	541.36	4.6	2.3662	542.15	539.79	542.00	539.64	1.72	1.72	0.03		0.03
41	PVS - 22.1'	PVS - 22.1	541.36	539	4.6	2.3662	539.76	537.39	539.61	537.24	1.75	1.76	0.03		0.03
42	PVS - 22.1	PVS - 22	539	538.42	2.5	1.1775	537.22	536.04	537.07	535.89	1.93	2.53	0.17		0.03
43	PVS - 22	PVS - 21	538.42	538.34	0.7	0.0888	536.01	535.92	535.86	535.77	2.56	2.57	0.06		0.03

TRAMO	Pozo de Visita		Elev. Tapa		Pend tubo	Caída de Alcant	Elev de Corona		Elev de Invert		Prof. Pozo		Pozo con Caída		Pérdidas
			Inicial	Final			A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo			
	Desde	Hasta	m		%	m	m		m		m		m		m
44	PVS - 21	PVS - 20	538.34	537.4	2	0.989	535.89	534.90	535.74	534.75	2.60	2.65	0.03		0.03
45	PVS - 20	PVS - 19	537.4	535.63	3.5	1.6184	534.87	533.25	534.72	533.10	2.68	2.53	0.03		0.034
46	PVS - 30.5	PVS - 19.3.8	555.18	553.41	2.7	1.8295	553.68	551.85	553.53	551.70	1.65	1.71			0.03
47	PVS - 19.3.8	PVS - 19.3.7	553.41	551.66	2.6	1.7628	551.82	550.06	551.67	549.91	1.74	1.75	0.03		0.03
48	PVS - 30.1	PVS - 19.3.7	551.72	551.66	0.8	0.5216	550.22	549.70	550.07	549.55	1.65	2.11			0.03
49	PVS - 19.3.7	PVS - 19.3.6	551.66	551.44	1.4	0.2272	549.67	549.44	549.52	549.29	2.14	2.15	0.39		0.03
50	PVS - 19.3.6	PVS - 19.3.5	551.44	551.16	0.9	0.3295	549.41	549.08	549.26	548.93	2.18	2.23	0.03		0.03
51	PVS - 29.2	PVS - 19.3.5	551.77	551.16	1.6	0.6874	550.27	549.58	550.12	549.43	1.65	1.73			0.03
52	PVS - 19.3.5	PVS -19.3.4	551.16	550.49	1.4	0.6231	549.05	548.43	548.90	548.28	2.26	2.21	0.53		0.03
53	PVS - 28.2	PVS - 19.3.4	550.64	550.49	0.9	0.4278	549.14	548.71	548.99	548.56	1.65	1.93			0.03
54	PVS - 19.3.4	PVS - 19.3.3	550.49	548.75	2.5	1.7458	548.40	546.65	548.25	546.50	2.24	2.25	0.31		0.03
55	PVS - 19.3.3	PVS - 19.3.2	548.75	545.59	4.5	3.1446	546.62	543.48	546.47	543.33	2.28	2.26	0.03		0.03
56	PVS - 19.3.2	PVS - 19.3.1	545.59	541.64	5.2	3.9052	543.45	539.54	543.30	539.39	2.29	2.25	0.03		0.03
57	PVS - 19.3.1	PVS - 19.3	541.64	541.37	1.2	0.2779	539.51	539.24	539.36	539.09	2.28	2.28	0.03		0.03
58	PVS - 27.2	PVS - 19.7	549.53	549.18	1.9	0.4142	548.03	547.62	547.88	547.47	1.65	1.71			0.03
59	PVS - 19.7	PVS - 19.6	549.18	546.31	4.2	2.8631	547.59	544.72	547.44	544.57	1.74	1.74	0.03		0.03
60	PVS - 19.6	PVS - 19.5	546.31	543.43	4.1	2.7946	544.69	541.90	544.54	541.75	1.77	1.68	0.03		0.03
61	PVS - 19.5	PVS - 19.4	543.43	541.63	5.5	1.804	541.87	540.06	541.72	539.91	1.71	1.72	0.03		0.03
62	PVS - 24.1	PVS - 19.4	542.74	541.63	2.4	1.2607	541.24	539.98	541.09	539.83	1.65	1.80			0.03
63	PVS - 19.4	PVS - 19.3	541.63	541.37	1.6	0.3157	539.95	539.63	539.80	539.48	1.83	1.89	0.11		0.03
64	PVS - 19.3	PVS - 19.2	541.37	538.71	4.8	2.4802	539.21	536.72	539.06	536.57	2.31	2.14	0.43		0.03
65	PVS - 19.2.1	PVS - 19.2	541.37	538.71	8.1	2.6536	539.87	537.22	539.72	537.07	1.65	1.64			0.03
66	PVS - 19.2	PVS - 19.1	538.71	537.56	4.1	1.1423	536.69	535.55	536.54	535.40	2.17	2.16	0.52		0.03
67	PVS - 19.1.1	PVS - 19.1	538.22	537.56	2.9	0.8033	536.72	535.92	536.57	535.77	1.65	1.79			0.03

TRAMO	Pozo de Visita		Elev. Tapa		Pend tubo	Caída de Alcant	Elev de Corona		Elev de Invert		Prof. Pozo		Pozo con Caída		Pérdidas
			Inicial	Final			A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo			
	Desde	Hasta	m		%	m	m		m		m		m		m
68	PVS - 6.11.5	PVS - 19.1.2'	541.18	539.18	3.9	2.0081	539.68	537.67	539.53	537.52	1.65	1.66			0.03
69	PVS - 19.1.2'	PVS - 19.1.2	539.18	537.17	3.9	2.0081	537.64	535.63	537.49	535.48	1.69	1.69			0.03
70	PVS - 19.1.2	PVS - 19.1	537.17	537.56	0.9	0.3728	535.60	535.23	535.45	535.08	1.72	2.48	0.03		0.03
71	PVS - 19.1	PVS - 19	537.56	535.63	4.5	1.7946	535.20	533.41	535.05	533.26	2.51	2.37	0.35	0.72	0.03
72	PVS - 19	PVS - 18	535.63	532.66	5.3	2.9569	533.19	530.24	533.04	530.09	2.59	2.57	0.21		0.06
73	PVS - 18	PVS - 17	532.66	530.98	3.4	1.6769	530.19	528.52	530.04	528.37	2.62	2.61	0.04		0.04
74	PVS - 16.2	PVS - 17.2	534.12	533.5	1.99	0.9486	532.62	531.67	532.47	531.52	1.65	1.98			0.03
75	PVS - 20	PVS - 17.2.1	537.4	535.16	3.1	2.2838	535.90	533.62	535.75	533.47	1.65	1.69			0.03
76	PVS - 17.2.1	PVS - 17.2	535.16	533.5	11.6	1.6704	533.59	531.92	533.44	531.77	1.72	1.73	0.03		0.03
77	PVS - 17.2	PVS - 17.1	533.5	532.9	4.2	0.6069	531.64	531.03	531.49	530.88	2.01	2.02	0.27		0.03
78	PVS - 17.1	PVS - 17	532.9	530.98	6.4	1.92	531.00	529.08	530.85	528.93	2.05	2.05	0.03		0.03
79	PVS - 17	PVS - 16	530.98	529.35	3.1	1.6644	528.47	526.81	528.32	526.66	2.66	2.69	0.61		0.04
80	PVS - 16.2.1	PVS - 16.2	537.93	534.12	6.8	3.7903	536.43	532.64	536.28	532.49	1.65	1.63			0.03
81	PVS - 21	PVS - 16.2	538.34	534.12	5.2	4.1501	536.84	532.69	536.69	532.54	1.65	1.58			0.03
82	PVS - 16.2	PVS - 16.1	534.12	533.51	1.2	0.6181	532.61	531.99	532.46	531.84	1.66	1.67	0.08		0.03
83	PVS - 16.1.1	PVS - 16.1	537.26	533.51	5.9	3.72	535.76	532.04	535.61	531.89	1.65	1.62			0.03
84	PVS - 16.1	PVS - 16	533.51	529.35	4.5	4.2026	531.96	527.76	531.81	527.61	1.70	1.74	0.08		0.03
85	PVS - 16	PVS - 1	529.35	528.46	2	0.898	526.78	525.88	526.63	525.73	2.72	2.73	0.98		0.032
86	PVS - 19	PVS - 1.2	535.63	531.6	5.3	4.0534	534.13	530.08	533.98	529.93	1.65	1.67			0.03
87	PVS - 1.2	PVS - 1.1	531.6	529.68	3.1	1.9164	530.05	528.13	529.90	527.98	1.70	1.70	0.03		0.03
88	PVS - 18	PVS - 1.1	532.66	529.68	4.7	2.9652	531.16	528.19	531.01	528.04	1.65	1.64			0.03
89	PVS - 1.1	PVS - 1	529.68	528.46	1.2	1.189	528.10	526.91	527.95	526.76	1.73	1.70	0.09		0.03

Fuente: Elaboración propia

D.2 Cálculos topográficos subred B

Tabla 52. Niveles topográficos de subred B

TRAMO	Pozo de Visita		Elev. Tapa		Pend tubo	Caída de alcant	Elev de Corona		Elev de Invert		Prof. Pozo		Pozo con Caída		Pérdidas
			Inicial	Final			A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo			
	Desde	Hasta	m		%	M	m		m		m		m		m
90	PVS - 14.4	PVS - 15.9.1	548.16	547.85	0.7	0.4871	546.66	546.17	546.51	546.02	1.65	1.83			0.03
91	PVS - 15.9.1	PVS - 15.9	547.85	547.23	1.1	0.8009	546.14	545.34	545.99	545.19	1.86	2.04	0.03		0.03
92	PVS - 15.9	PVS - 15.8	547.23	546.17	1.3	0.9684	545.31	544.34	545.16	544.19	2.07	1.98	0.03		0.03
93	PVS - 15.8.1	PVS - 15.8	546.6	546.17	1	0.735	545.10	544.37	544.95	544.22	1.65	1.95			0.03
94	PVS - 15.8	PVS - 15.7	546.17	544.67	2.9	1.2229	544.31	543.09	544.16	542.94	2.01	1.73	0.05		0.03
95	PVS - 15.7.1	PVS - 15.7	545.1	544.67	0.8	0.5879	543.60	543.01	543.45	542.86	1.65	1.81			0.03
96	PVS - 15.7	PVS - 15.6	544.67	543.16	3.3	1.3956	542.98	541.59	542.83	541.44	1.84	1.72	0.11		0.03
97	PVS - 15.6.1	PVS - 15.6	543.73	543.16	1.2	0.8556	542.23	541.37	542.08	541.22	1.65	1.94			0.03
98	PVS - 15.6	PVS - 15.5	543.16	541.59	3.5	1.5393	541.34	539.81	541.19	539.66	1.97	1.93	0.24		0.03
99	PVS - 15.5.1	PVS - 15.5	542.03	541.59	1.1	0.8063	540.53	539.72	540.38	539.57	1.65	2.02			0.03
100	PVS - 15.5	PVS - 15.4	541.59	540.27	2.8	1.3518	539.69	538.34	539.54	538.19	2.05	2.08	0.11		0.03
101	PVS - 15.4	PVS - 15.3	540.27	539.9	3.6	0.3798	538.31	537.93	538.16	537.78	2.11	2.12	0.03		0.03
102	PVS - 15.3	PVS - 15.2	539.9	538.35	2	1.4088	537.90	536.49	537.75	536.34	2.15	2.01	0.03		0.03
103	PVS - 15.2	PVS - 15	538.35	537.73	1.4	0.6636	536.46	535.80	536.31	535.65	2.04	2.08	0.03		0.03
104	PVS - 15.3	PVS - 15.1	539.9	539.33	1.9	0.8881	538.40	537.51	538.25	537.36	1.65	1.97			0.03
105	PVS - 15.1	PVS - 15	539.33	537.73	2.2	1.604	537.48	535.88	537.33	535.73	2.00	2.00	0.03		0.03
106	PVS - 15	PVS - 14	537.73	537.28	0.9	0.788	535.77	534.98	535.62	534.83	2.11	2.45	0.11		0.03
107	PVS - 14.2.4	PVS - 14.2.3	547.34	547.71	1.2	0.6114	545.84	545.23	545.69	545.08	1.65	2.63			0.03
108	PVS - 14.4	PVS - 14.2.3	548.16	547.71	0.9	0.5161	546.66	546.14	546.51	545.99	1.65	1.72			0.03
109	PVS - 14.2.3	PVS - 14.2.2	547.71	546.47	2.2	1.2441	545.20	543.95	545.05	543.80	2.66	2.67	0.95		0.03
110	PVS - 14.2.2	PVS - 14.2.1	546.47	543.89	2.7	2.5961	543.92	541.33	543.77	541.18	2.70	2.71	0.03		0.03

TRAMO	Pozo de Visita		Elev. Tapa		Pend tubo	Caída de alcant	Elev de Corona		Elev de Invert		Prof. Pozo		Pozo con Caída		Pérdidas
			Inicial	Final			A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo			
	Desde	Hasta	m		%	M	m		m		m		m		m
111	PVS - 14.2.1	PVS - 14.2	543.89	542.98	1.6	0.8874	541.30	540.41	541.15	540.26	2.74	2.72	0.03		0.03
112	PVS - 14.4	PVS - 14.3	548.16	546.39	2.8	1.7511	546.66	544.91	546.51	544.76	1.65	1.63			0.03
113	PVS - 15.8.1	PVS - 14.3	546.6	546.39	0.9	0.6109	545.10	544.49	544.95	544.34	1.65	2.05			0.03
114	PVS - 14.3	PVS - 14.2	546.39	542.98	3.7	3.4795	544.46	540.98	544.31	540.83	2.08	2.15	0.45		0.03
115	PVS - 14.2	PVS - 14.1	542.98	539.84	4.2	3.1735	540.38	537.21	540.23	537.06	2.75	2.78	0.60		0.03
116	PVS - 14.1	PVS - 14	539.84	537.28	3.3	2.4209	537.18	534.76	537.03	534.61	2.81	2.67	0.03		0.03
117	PVS - 14	PVS - 13	537.28	536.12	3.2	0.9315	534.73	533.80	534.58	533.65	2.70	2.47	0.26		0.03
118	PVS - 6.6.1	PVS - 13.3	539.64	539.51	0.9	0.5461	538.14	537.59	537.99	537.44	1.65	2.07			0.03
119	PVS - 14.1	PVS - 13.3	539.84	539.51	1	0.5419	538.34	537.80	538.19	537.65	1.65	1.86			0.03
120	PVS - 13.3	PVS - 13.2'	539.51	537.83	3.2	1.6464	537.56	535.92	537.41	535.77	2.10	2.06	0.23		0.03
121	PVS - 13.2'	PVS - 13.2	537.83	536.14	3.2	1.6464	535.89	534.24	535.74	534.09	2.09	2.05	0.03		0.03
122	PVS - 13.2	PVS - 13	536.14	536.12	0.9	0.5122	534.21	533.70	534.06	533.55	2.08	2.57	0.03		0.03
123	PVS - 13.1	PVS - 13.1'	536.58	536.182	0.8	0.4396	535.08	534.64	534.93	534.49	1.65	1.69			0.03
124	PVS - 13.1'	PVS - 13	536.18	536.12	0.8	0.4396	534.61	534.17	534.46	534.02	1.72	2.10	0.03		0.03
125	PVS - 13	PVS - 12	536.12	534.03	3.3	1.6708	533.67	532.00	533.52	531.85	2.60	2.18	0.50	0.13	0.031
126	PVS - 13.1	PVS - 12.2	536.58	534.83	3.9	1.7796	535.08	533.30	534.93	533.15	1.65	1.68			0.03
127	PVS - 11.1.2	PVS - 12.2	535.87	534.83	2.4	1.1947	534.37	533.18	534.22	533.03	1.65	1.80			0.03
128	PVS - 12.2	PVS - 12.1	534.83	534.43	1.3	0.7333	533.15	532.41	533.00	532.26	1.83	2.17	0.16		0.03
129	PVS - 12.1	PVS - 12	534.43	534.03	1.1	0.6205	532.38	531.76	532.23	531.61	2.20	2.42	0.03		0.03
130	PVS - 12	PVS - 11	534.03	533.92	1.6	0.1117	531.73	531.62	531.58	531.47	2.45	2.45	0.27		0.03
131	PVS - 11.4	PVS - 11.3	540.68	539.65	1.5	1.0814	539.18	538.10	539.03	537.95	1.65	1.70			0.03
132	PVS - 11.3	PVS - 11.2	539.65	538.15	2	1.4834	538.07	536.59	537.92	536.44	1.73	1.71	0.03		0.03
133	PVS - 11.2	PVS - 11.1	538.15	534.72	6.1	3.438	536.56	533.12	536.41	532.97	1.74	1.75	0.03		0.03

TRAMO	Pozo de Visita		Elev. Tapa		Pend tubo	Caída de alcant	Elev de Corona		Elev de Invert		Prof. Pozo		Pozo con Caída		Pérdidas
			Inicial	Final			A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo			
	Desde	Hasta	m		%	M	m		m		m		m		m
134	PVS - 11.1.2	PVS - 11.1.1	535.87	535.41	1.1	0.6274	534.37	533.74	534.22	533.59	1.65	1.82			0.03
135	PVS - 11.1.1	PVS - 11.1	535.41	534.72	1.6	0.9123	533.71	532.80	533.56	532.65	1.85	2.07	0.03		0.03
136	PVS - 11.1	PVS - 11	534.72	533.92	1.9	0.8052	532.77	531.97	532.62	531.82	2.10	2.10	0.35		0.03
137	PVS - 11	PVS - 10	533.92	533.74	0.5	0.2056	531.59	531.38	531.44	531.23	2.48	2.51	0.38		0.03
138	PVS - 10	PVS - 9	533.74	532.79	0.7	0.5151	531.35	530.84	531.20	530.69	2.54	2.10	0.03		0.03
139	PVS - 6.6.1	PVS - 9.2	539.64	535.67	4	3.9712	538.14	534.17	537.99	534.02	1.65	1.65			0.03
140	PVS - 6.3	PVS - 9.2	535.74	535.67	0.9	0.545	534.24	533.70	534.09	533.55	1.65	2.12			0.03
141	PVS - 13.2	PVS - 9.2	536.14	535.67	1.1	0.6108	534.64	534.03	534.49	533.88	1.65	1.79			0.03
142	PVS - 9.2	PVS - 9.1	535.67	533.15	4.5	2.1654	533.67	531.50	533.52	531.35	2.15	1.80	0.36	0.50	0.03
143	PVS - 9.1.1	PVS - 9.1	534.28	533.15	3.8	1.14	532.78	531.64	532.63	531.49	1.65	1.66			0.03
144	PVS - 9.1	PVS - 9	533.15	532.79	4.5	0.4649	531.47	531.00	531.32	530.85	1.83	1.94	0.17		0.03
145	PVS - 9	PVS - 8	532.79	531.45	3.1	1.2403	530.80	529.56	530.65	529.41	2.14	2.04	0.20		0.04
146	PVS - 8.1	PVS - 8	532.51	531.45	1.8	1.2875	531.01	529.72	530.86	529.57	1.65	1.88			0.03
147	PVS - 8	PVS - 7	531.45	530.5	1.6	0.9	529.53	528.63	529.38	528.48	2.07	2.02	0.19		0.03
148	PVS - 7	PVS - 6	530.5	529.82	1.2	0.6816	528.60	527.92	528.45	527.77	2.05	2.05	0.03		0.03
149	PVS - 30.7	PVS - 6.19.1	555.35	552.84	3.5	2.5162	553.85	551.33	553.70	551.18	1.65	1.66			0.03
150	PVS - 6.19.1	PVS - 6.19	552.84	550.33	3.4	2.4439	551.30	548.86	551.15	548.71	1.69	1.62	0.03		0.03
151	PVS - 19.3.6	PVS - 6.19	551.44	550.33	3.1	1.0962	549.94	548.84	549.79	548.69	1.65	1.64			0.03
152	PVS - 6.19	PVS - 6.18	550.33	548.02	11	2.4277	548.81	546.39	548.66	546.24	1.67	1.78	0.05		0.03
153	PVS - 6.18.1	PVS - 6.18	550.39	548.02	5.6	2.4875	548.89	546.40	548.74	546.25	1.65	1.77			0.03
154	PVS - 6.18	PVS - 6.17	548.02	545.3	8.5	2.7268	546.36	543.63	546.21	543.48	1.81	1.82	0.05		0.03
155	PVS - 6.17.1.4	PVS - 6.17.1.3	546.59	546.42	1.3	0.3363	545.09	544.75	544.94	544.60	1.65	1.82			0.03
156	PVS - 6.17.1.3	PVS - 6.17.1.2	546.42	545.79	1.5	1.1958	544.72	543.53	544.57	543.38	1.85	2.41	0.03		0.03

TRAMO	Pozo de Visita		Elev. Tapa		Pend tubo	Caída de alcant	Elev de Corona		Elev de Invert		Prof. Pozo		Pozo con Caída		Pérdidas
			Inicial	Final			A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo			
	Desde	Hasta	m		%	M	m		m		m		m		m
157	PVS - 6.17.1.2	PVS - 6.17.1.1	545.79	545.71	1.2	0.502	543.50	543.00	543.35	542.85	2.44	2.86	0.03		0.03
158	PVS - 6.17.1.4	PVS - 6.17.1.1.1	546.59	546.55	1.6	0.277	545.09	544.81	544.94	544.66	1.65	1.89			0.03
159	PVS - 6.17.1.1.1	PVS - 6.17.1.1	546.55	545.71	1.9	1.2344	544.78	543.55	544.63	543.40	1.92	2.31	0.03		0.03
160	PVS - 6.17.1.1	PVS - 6.17.1	545.71	547.61	1.2	0.1458	542.97	542.82	542.82	542.67	2.89	4.94	0.58		0.03
161	PVS - 6.17.2	PVS - 6.17.1	552	547.61	5.5	4.3643	550.5	546.14	550.35	545.99	1.65	1.62			0.03
162	PVS - 6.17.1	PVS - 6.17	547.61	545.3	3.5	1.329	542.79	541.46	542.64	541.31	4.97	3.99	3.35		0.03
163	PVS - 6.17	PVS - 6.16	545.3	544.21	5.9	0.5481	541.43	540.88	541.28	540.73	4.02	3.48	2.20		0.03
164	PVS - 6.16	PVS - 6.15	544.21	542.85	3	1.3371	540.85	539.52	540.70	539.37	3.51	3.48	0.03		0.03
165	PVS - 6.15.1	PVS - 6.15	544.14	542.85	4.5	1.031	542.64	541.61	542.49	541.46	1.65	1.39			0.03
166	PVS - 6.15	PVS - 6.14	542.85	540.73	1.5	1.1501	539.49	538.34	539.34	538.19	3.51	2.54	2.12		0.03
167	PVS - 6.14	PVS - 6.13	540.73	539.61	1.5	0.6243	538.31	537.68	538.16	537.53	2.57	2.08	0.03		0.03
168	PVS - 6.13	PVS - 6.12	539.61	538.56	1.5	0.5859	537.65	537.07	537.50	536.92	2.11	1.64	0.03		0.03
169	PVS - 6.16	PVS - 6.12.3	544.21	540.49	4.8	3.6302	542.71	539.08	542.56	538.93	1.65	1.56			0.03
170	PVS - 6.12.3.1	PVS - 6.12.3	543.46	540.49	6.5	3.1116	541.96	538.85	541.81	538.70	1.65	1.79			0.03
171	PVS - 6.12.3	PVS - 6.12.2	540.49	539.83	1.6	0.6706	538.82	538.15	538.67	538.00	1.82	1.83	0.26		0.03
172	PVS - 6.12.2.1	PVS - 6.12.2	542.8	539.83	7.1	3.0395	541.3	538.26	541.15	538.11	1.65	1.72			0.03
173	PVS - 6.12.2	PVS - 6.12.1	539.83	539.26	1.4	0.5639	538.12	537.55	537.97	537.40	1.86	1.86	0.14		0.03
174	PVS - 6.12.1.2	PVS - 6.12.1	541.91	539.26	7.5	2.7225	540.41	537.69	540.26	537.54	1.65	1.72			0.03
175	PVS - 6.12.1.1	PVS - 6.12.1	539.73	539.26	1.5	0.6045	538.23	537.63	538.08	537.48	1.65	1.78			0.03
176	PVS - 6.12.1	PVS - 6.12	539.26	538.56	1.5	0.6555	537.52	536.87	537.37	536.72	1.89	1.84	0.16	0.10	0.03
177	PVS - 6.12	PVS - 6.11	538.56	537.81	0.9	0.6566	536.84	536.18	536.69	536.03	1.87	1.78	0.03		0.03
178	PVS - 19.3.1	PVS - 6.11.5	541.64	541.18	1.9	0.4748	540.14	539.67	539.99	539.52	1.65	1.66			0.03
179	PVS - 6.11.5	PVS - 6.11.4	541.18	540.49	4.7	0.7379	539.64	538.90	539.49	538.75	1.69	1.74	0.03		0.03

TRAMO	Pozo de Visita		Elev. Tapa		Pend tubo	Caída de alcant	Elev de Corona		Elev de Invert		Prof. Pozo		Pozo con Caída		Pérdidas
			Inicial	Final			A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo			
	Desde	Hasta	m		%	M	m		m		m		m		m
180	PVS - 6.11.4	PVS - 6.11.3	540.49	540.09	3.9	0.4571	538.87	538.41	538.72	538.26	1.77	1.83	0.03		0.03
181	PVS - 6.11.3.1	PVS - 6.11.3	543.51	540.09	6.5	2.7391	542.01	539.27	541.86	539.12	1.65	0.97			0.03
182	PVS - 6.11.3	PVS - 6.11.2	540.09	539.31	2.8	0.7322	538.38	537.65	538.23	537.50	1.86	1.81	0.89		0.03
183	PVS - 6.11.2	PVS - 6.11.1	539.31	538.31	2.9	0.928	537.62	536.69	537.47	536.54	1.84	1.77	0.03		0.03
184	PVS - 6.11.1	PVS - 6.11	538.31	537.81	1.9	0.5303	536.66	536.13	536.51	535.98	1.80	1.83	0.03		0.03
185	PVS - 6.11	PVS - 6.10	537.81	537.86	0.5	0.039	536.10	536.06	535.95	535.91	1.86	1.95	0.08		0.03
186	PVS - 6.10	PVS - 6.9	537.86	537.56	0.5	0.2071	536.03	535.82	535.88	535.67	1.98	1.89	0.03		0.03
187	PVS - 6.11.2	PVS - 6.9	539.31	537.56	2.5	1.7805	537.81	536.03	537.66	535.88	1.65	1.68			0.03
188	PVS - 6.9	PVS - 6.8	537.56	537.61	0.5	0.136	535.79	535.66	535.64	535.51	1.92	2.10	0.24		0.03
189	PVS - 6.8	PVS - 6.7	537.61	537.91	0.5	0.1503	535.63	535.48	535.48	535.33	2.13	2.58	0.03		0.03
190	PVS - 6.7	PVS - 6.6	537.91	538.92	0.5	0.1696	535.45	535.28	535.30	535.13	2.61	3.79	0.03		0.03
191	PVS - 6.6.1	PVS - 6.6	539.64	538.92	1.5	0.8165	538.14	537.32	537.99	537.17	1.65	1.75			0.03
192	PVS - 6.6	PVS - 6.5	538.92	538.9	0.5	0.125	535.25	535.12	535.10	534.97	3.82	3.93	2.08		0.03
193	PVS - 6.5	PVS - 6.4	538.9	536.95	3	1.1685	535.09	533.92	534.94	533.77	3.96	3.18	0.03		0.03
194	PVS - 6.4	PVS - 6.3	536.95	535.74	3.5	0.9209	533.89	532.97	533.74	532.82	3.21	2.92	0.03		0.03
195	PVS - 6.3	PVS - 6.2	535.74	535.21	0.5	0.276	532.94	532.67	532.79	532.52	2.95	2.69	0.03		0.03
196	PVS - 6.2	PVS - 6.1	535.21	532.05	4.5	2.6424	532.63	529.99	532.48	529.84	2.73	2.21	0.04		0.04
197	PVS - 9.1.1	PVS - 6.1	534.28	532.05	2.8	2.3957	532.78	530.38	532.63	530.23	1.65	1.82			0.03
198	PVS - 6.1	PVS - 6	532.05	529.82	3.5	1.673	529.96	528.28	529.81	528.13	2.24	1.69	0.43		0.03
199	PVS - 6.1.1	PVS - 6	534.05	529.82	8.9	4.2177	532.55	528.33	532.40	528.18	1.65	1.64			0.03
200	PVS - 6	PVS - 5	529.82	529.56	0.8	0.348	527.89	527.54	527.69	527.34	2.13	2.22	0.44	0.49	0.03
201	PVS - 3.1	PVS - 5	531.26	529.56	3.8	1.8221	529.76	527.94	529.61	527.79	1.65	1.77			0.03
202	PVS - 5	PVS - 4	529.56	529.23	1.3	0.402	527.51	527.11	527.31	526.91	2.25	2.32	0.48		0.03

TRAMO	Pozo de Visita		Elev. Tapa		Pend tubo	Caída de alcant	Elev de Corona		Elev de Invert		Prof. Pozo		Pozo con Caída		Pérdidas
			Inicial	Final			A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo			
	Desde	Hasta	m		%	M	m		m		m		m		m
203	PVS - 4	PVS - 3	529.23	528.92	1.2	0.3092	527.08	526.77	526.88	526.57	2.35	2.35	0.03		0.03
204	PVS - 2.3	PVS - 3.2	534.24	531.41	3.8	2.8983	532.74	529.84	532.59	529.69	1.65	1.72			0.03
205	PVS - 6.1	PVS - 3.2	532.05	531.41	1.1	0.6653	530.55	529.88	530.40	529.73	1.65	1.68			0.03
206	PVS - 3.2	PVS - 3.1	531.41	531.26	1.9	0.1444	529.81	529.67	529.66	529.52	1.75	1.74	0.07		0.03
207	PVS - 3.1	PVS - 3	531.26	528.92	3.5	2.2883	529.64	527.35	529.49	527.20	1.77	1.72	0.03		0.03
208	PVS - 3	PVS - 2	528.92	528.45	0.9	0.4876	526.74	526.25	526.54	526.05	2.38	2.40	0.66		0.03
209	PVS - 6.2	PVS - 2.3	535.21	534.24	3.4	0.9778	533.71	532.73	533.56	532.58	1.65	1.66			0.03
210	PVS - 2.3	PVS - 2.2	534.24	531.59	5.5	2.9095	532.70	529.79	532.55	529.64	1.69	1.95	0.03		0.03
211	PVS - 2.2	PVS - 2.1	531.59	529.81	2.8	1.7024	529.76	528.06	529.61	527.91	1.98	1.90	0.03		0.03
212	PVS - 2.1	PVS - 2	529.81	528.45	1.3	1.2779	528.03	526.75	527.88	526.60	1.93	1.85	0.03		0.03
213	PVS - 2	PVS - 1	528.45	528.46	0.5	0.0365	526.22	526.19	526.02	525.99	2.43	2.47	0.58		0.03

Fuente: Elaboración propia

Alternativas de Tratamiento



San Marcos, Carazo

E MEMORIA DE DISEÑO DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

E.1 Tratamiento preliminar

E.1.1 Canal de entrada

DATOS

Ancho: 0.5
Pendiente: 0.003
C. Rugosidad: 0.013

Tabla 53. Diseño del canal de entrada

DATOS			CALCULO		
Ancho:	0.5	m	**Área:**	0.040	m^2
Tirante:	0.0804	m	**Velocidad:**	0.652	m/s
Borde Libre:	0.420	m	**Caudal:**	26.200	l/s
Pendiente:	0.003	m/m	**b/y:**	6.219	s/d
C. Rugosidad:	0.013	s/d	**h total:**	0.500	m
			Q buscado:	26.170 lps	0.031 lps

DATOS			CALCULO		
Ancho:	0.500	m	**Área:**	0.020	m^2
Tirante:	0.0394	m	**Velocidad:**	0.443	m/s
Borde Libre:	0.461	m	**Caudal:**	8.723	l/s
Pendiente:	0.003	m/m	**b/y:**	12.685	s/d
C. Rugosidad:	0.013	s/d	**h total:**	0.500	m
			Q buscado:	8.723 lps	0.000 lps

Fuente: Elaboración propia

E.1.2 Rejilla

Tabla 54. Criterios de Diseño

PARAMETROS	DATOS	UNIDADES	CRITERIO
Qdis	26.170	l/s	Qdis = Qmáx
	0.02617	m^3/s	
Qmed	8.723	l/s	-
	0.00872	m^3/s	-
Pendiente Long del Canal	0.003	m/m	Propuesta
Inclinación rejilla **(q)**	45	°	Entre 45° y 60° con la horizontal
Coef. Manning **(n)**	0.013	-	
Factor según forma de barra **(b)**	1.790	-	Para barras Circulares= 1.79
Separación entre barras **(a)**	6	cm	Entre 4 cm - 10 cm
Espesor de barras **(t)**	1.250	cm	Entre 0.5 cm - 1.5 cm
Proyección Vertical libre del Canal **(BL)**	0.410	m	≥ a 25 cm
Ancho del Canal **(Bc)**	0.500	m	Propuesto

Fuente: Elaboración propia

Tabla 55. Diseño de la Rejilla

CALCULO	DATOS	UNIDADES	CRITERIO/OBSERVACION
CANAL DE ENTRADA			
Altura Máxima**(Hmax)**	0.0804	m	Tirante máx. de rejillas
Altura Media **(Hmed)**	0.0394	m	Tirante med de rejillas
Velocidades			
Velocidad máxima**(Vmax)**	0.652	m/s	Entre 0.40 - 0.75 m/s
Velocidad media **(Vmed)**	0.443	m/s	Entre 0.40 - 0.75 m/s
longitud del Canal de Entrada	1.750	m	Propuesta. Aprox L= 3.5B
REJILLA			
Área total mojada **(At)**	0.0402	m^2	
Eficiencia **(E)**	0.8276	-	Entre 0.60 - 0.85
ÁreaÚtil**(Au)**	0.0333	m^2	
Velocidad de paso**(Vp)**	0.7866	m/s	Entre 0.40 - 0.90 m/s
VERIFICACION DE VELOCIDAD MEDIA			
Área total con velocidad media **(At')**	0.0197	m^2	
ÁreaÚtil con velocidad media **(Au')**	0.0163	m^2	
Velocidad Media **(Vm')**	0.5348	m/s	Entre 0.40 - 0.75 m/s
CALCULO DE PERDIDAS			

CALCULO	DATOS	UNIDADES	CRITERIO/OBSERVACION
Perdida de carga en Rejas Limpias **(Hf)**	0.0016	m	Perdida Admisible < 0.15 m
Perdida de carga en Rejas parcialmente Obstruidas **(Hfo)**	0.0062	m	Perdida Admisible < 0.15 m
ALTURA DEL CANAL			
Altura Calculada	0.497	m	

Tabla 56. Dimensiones Finales

DIMENSIONES FINALES		
Altura del Canal **(H)**	0.500	m
Ancho del Canal - Ancho de Rejilla **(B)**	0.500	m
Longitud del Canal **(Lc)**	1.750	m
Longitud de las Barras **(Lb)**	0.71	m
Cantidad de Barras	7	unid

Fuente: Elaboración propia

E.1.3 Desarenador

Tabla 57. Criterios de Diseño

PARAMETROS	DATOS	UNIDADES	CRITERIO
No de Desarenador	2	und	Mínimo de 2 unid
Caudal de Diseño **(Qd)**	26.170	lps	
	0.02617	m^3/s	
Diámetro de Partículas**(Ø)**	0.20	mm	≥ 0.2 mm. Desarenador Flujo Hz - CEPIS
Velocidad Horizontal de Flujo **(Vh)**	0.30	m/s	Entre 0.24 y 0.40. Típico 0.30
Carga Superficial **(Cs)**	1,300	$m^3/m^2/s$	Propuesta. Entre 700 y 1,600
Coeficiente de Manning para Concreto **(n)**	0.013	-	
Proyección Vertical Libre del Canal **(BL)**	0.30	m	Propuesto
Tiempo de retención de Sedimentos en la Tolva **(tr)**	15	días	Propuesto por Mantenimiento

Fuente: Elaboración propia

Tabla 58. Diseño del Desarenador

CALCULO	DATOS	UNIDADES	CRITERIO
A. ZONA DE SEDIMENTACIÓN			
Área superficial (As)	1.74	m^2	
Ancho del desarenador (B)	0.7	m	Propuesto
Longitud teórica del desarenador (L)	2.5	m	Según CEPIS
Velocidad de sedimentación (Vs) 0.021	0.015	m/s	Del orden de 2 cm/s
Altura del agua en zona de sedim. (Hagua)	0.125	m	
Radio hidráulico (Rh)	0.092	m	
Pendiente long. del desarenador (S)	0.036	%	
Pérdidas en el desarenador (Hf)	0.001	m	
B. ZONA DE LODOS			
Cantidad de material retenido	0.029	lts/m^3	CEPIS. Valor para zona residencial
Volumen retenido de arena (Varena)	0.984	m^3	
Volumen mínimo requerido de tolva (Vreq)	0.984	m^3	Vreq=Varena
Ancho de tova **(Btolva)**	0.7	m	(Btolva = B de desarenador)
Altura de tolva **(Htolva)**	0.6	m	Propuesta
Long. de tolva **(Ltolva)**	2.5	m	(Ltolva = Long. de desarenad)
Volumen propuesto de tolva **(Vtolva)**	1.05	m^3	>Vreq

Tabla 59. Dimensiones finales

DIMENSIONES FINALES	DATOS	UNIDADES
Ancho del desarenador (B)	0.7	m
Altura calculada del desarenador (Hc)	1.026	m
Altura propuesta del desarenador (H)	1.000	m
Longitud teórica del desarenador (L)	2.500	m

Fuente: Elaboración propia

E.1.4 Dispositivo de medición de caudales - Canaleta Parshall

Tabla 60. Características de descarga de Canaletas Parshall

CRITERIOS, DIMENSIONES Y CAUDALES DE CANALES PARSHALL													
Ahogamiento		Hb/Ha < 60 %			Hb/Ha < 70 %								
Ln		7	15	22	30	45	60	90	120	150	180	210	240
W (cm)		7.6	15.2	22.9	30.5	45.7	61	91.5	121.9	152.4	182.9	213.4	243.8
A (cm)		46.7	62.1	88	137.2	144.8	152.4	167.6	182.9	198.1	213.4	228.6	243.8
2/3 A (cm)		31.1	41.4	58.7	91.4	96.5	101.6	11.8	121.9	132.1	142.3	152.4	162.6
Wc (cm)		19.8	31.5	46	66.5	83.6	120.3	135.3	169.8	204.3	238.8	273.3	307.7
B (cm)		45.7	61	86.4	134.3	134.3	149.5	164.5	179.4	194.3	209.2	224.2	239.1
C (cm)		17.8	39.4	38.1	61	76.2	91.4	121.9	152.4	182.9	213.4	243.8	274.3
D (cm)		25.9	39.7	57.5	84.5	102.6	149.9	157.2	193.7	230.2	266.7	333.2	339.7
E (cm)		61	61	76.2	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4
F (cm)		15.2	30.5	30.5	61	61	61	61	61	61	61	61	61
G (cm)		30.5	61	45.7	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91
K (cm)		2.5	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
N (cm)		5.7	11.4	11.4	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9
R (cm)		40.6	40.6	40.6	50.8	50.8	50.8	50.8	61	61	61	61	61
M cm		30.5	30.5	30.5	38.1	38.1	38.1	38.1	45.7	45.7	45.7	45.7	45.7
P (cm)		76.8	90.2	108	149.2	167.6	185.4	222.3	171.1	308	344.2	381	417.2
X (cm)		2.5	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
Y (cm)		3.8	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
Caudal de Flujo Libre m^3/s	**Mínimo**	0.0008	0.0014	0.0025	0.0031	0.0042	0.0119	0.0173	0.0368	0.0453	0.0736	0.085	0.0991
	Máximo	0.0538	0.1104	0.252	0.4559	0.6966	0.9373	1.4272	1.9227	2.4239	2.9308	3.4377	3.9502

Tabla 61. Valores de Calibración

VALORES DE CALIBRACIÓN.		
W cm	**k**	**n**
7.6	0.1765	1.547
15.2	0.381	1.58
22.9	0.535	1.53
30.5	0.69	1.522
45.7	1.054	1.538
61	1.426	1.55
92.5	2.182	1.556
122	2.935	1.578
152.5	3.728	1.587
183.2	4.515	1.595
213.5	5.306	1.601
244	6.101	1.606
30 - 240	$Q = 0.372 * W * (3.381 H_a)^{1.568 * W^{0.026}}$	
Nota: Los coeficientes de la ecuación anterior son K y n, siendo "n" los que se encuentran en forma exponencial		

Tabla 62. Diseño de canaleta Parshall

PARAMETRO	DATOS	UNIDADES	CRITERIO
Caudal Máximo	26.170	l/s	
	0.026	m^3/s	
Caudal Medio	8.723	l/s	80% es el coef. de retorno
	0.009	m^3/s	
Elección de ancho de garganta (W)	7.620	cm	De acuerdo al Qmáx
valor k	0.177		
valor n	1.547		
Ecuación de Q	-	m	$h = \sqrt[n]{\frac{Q}{K}}$
Cálculo de ha	0.291	m	Despejando de ecuación para Q
Cálculo de hb	0.143	m	
Límite modular (S)	0.492		<0.6 Según criterios para diseño de canaleta Parshall

PARAMETRO	DATOS	UNIDADES	CRITERIO
Condiciones hidráulicas de entrada			
Ancho de la canaleta en la sección de medida (D')	0.198	m	
Velocidad en la sección D' (V_0)	0.454	m/s	
Energía específica (E)	0.359	m	
Condiciones en la garganta			
Velocidad antes del resalto (V_1)	1.540	m/s	
Altura antes del salto hidráulico (h_{AR})	0.223	m	
Número de Froude (Nf)	1.041		>1 Régimen súper crítico
Condiciones de salida			
Altura después del resalto (h_{DR})	0.235	m	
Pérdida de carga	0.113	m	

Fuente: Elaboración propia

E.2 Alternativa 1 – Tanque Imhoff + Biofiltro

E.2.1 Tratamiento primario - Tanque Imhoff

Tabla 63. Criterios de Diseño

PARAMETRO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO APLICADO
CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN			
Volumen	-	m3/hab	-
Carga superficial (Cs)	1.35	m3/m2*h	1.0 - 1.7
Carga sobre el vertedero del efluente	24.0	m3/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 2/4	-	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	% superf total	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

Tabla 64. Diseño del Tanque Imhoff

PARAMETRO	VALOR	UNIDAD	ECUACION/CRITERIO
DATOS INICIALES			
Temperatura media anual	24.0	°C	INETER
Población total a servir (P)	6,768	hab	-
Número de unidades (N)	2	c/u	-
Población servida (Pn)	3,384	hab	Pn=P/N
Aporte per cápita de aguas residuales (Apa)	111.4	lpd	-
Gasto (Qm)	376,842	lpd	Qm=Pn*Apa
DIMENSIONAMIENTO			
CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN (n)	**2**	**c/u**	
Área superficial mínima total (Ast)	11.63	m^2	Ast=Qm/Cs
Área superficial mínima por sedimentador (Asu)	5.82	m^2	Asu=Ast/n
Volumen total de sedimentación (Vst)	31.40	m^3	Vst=Qm*Tr
Volumen por sedimentador (Vsu)	15.70	m^3	Vsu=Vst/n
Ancho del sedimentador (Bs)	1.21	m	Bs=(Asu/Rel)^(1/2)
Longitud del sedimentador (Ls)	4.82	m	Ls=Bs*Rel
Altura triangular del sedimentador (Htrs)	0.90	m	Htrs=(Bs/2)*Pf
Área triangular del sedimentador (Transversal-Ats)	0.55	m^2	Ats=Bs*Htrs/2
Área rectangular del sedimentador (Transversal-Ars)	2.71	m^2	Ars=(Vsu-Ats*Ls)/Ls
Altura rectangular del sedimentador (Hrs)	2.25	m	
Altura total del sedimentador (HTs)	3.15	m	HTs=Hrs+Htrs
Área total del sedimentador (Transversal-AT)	3.26	m^2	AT=Ats+Ars
Velocidad de flujo horizontal (Vs)	4.02	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 VENTILACION DE GASES			
Ancho de abertura (bi)	0.60	m	0.45-0.75
Separación entre sedimentadores (s)	1.00	m	-
Porcentaje	21.1%	-	15 - 30

PARAMETRO	VALOR	UNIDAD	ECUACION/CRITERIO
CAMARA DE DIGESTIÓN (nc)	**2**	**c/u**	
Factor de capacidad relativa (Fcr)	0.50	-	CEPIS
Volumen de almacenamiento total por tanque(Vdt)	118.44	m^3	Vdt=70*Pn*Fcr/1000
Volumen de almacenamiento por cámara (Vdc)	59.22	m^3	Vdc=Vdt/nc
Base mayor de cámara de digestión (BM)	5.21	m	BM=(2Bs+2bi+s)+2*n*0.15
Base menor de cámara de digestión (Bm)	1.00	m	Asumido
Longitud de la cámara (Lc)	2.41	m	Lc=Ls/2
Altura trapezoidal (Htc)	1.05	m	Htc=[(BM-Bm)/2]*Pfc
Volumen trapezoidal (Vt)	6.01	m^3	Vt=(Htc/3)(Lc*BM+Bm^2+(Lc*BM +Bm^2)^(1/2))
Volumen rectangular (Vr)	53.21	m^3	Vr=Vdc-Vt
Altura de lodos en zona rectangular (Hrc)	4.23	m	Hrc=Vr/(Lc*BM)
Distancia libre hasta el nivel de lodos (Dl)	0.40	m	Asumido, 0.3 - 0.6 INAA
Altura total de la cámara de digestión (HTc)	5.69	m	HTc=Htc+Hrc+Dl
ALTURA TOTAL DEL TANQUE	9.44	m	7.25 - 9.5

Tabla 65. Remoción

PARAMETRO	VALOR	UNIDAD	ECUACION/CRITERIO
Sólidos Suspendidos	343	mg/l	Ptar San Marcos
DBO_5 en el afluente	299	mg/l	Ptar San Marcos
Coliformes fecales en el afluente	1.10E+08	NMP/100ml	Ptar San Marcos
% de remoción de DBO_5	40%	-	40-60% (Cuadro 3 La Gaceta 10-05-06)
DBO_5 en el efluente	179	mg/l	-
% de remoción de coliformes fecales	20.00%	-	10-90% (Cuadro 3 La Gaceta 10-05-06)
Coliformes fecales en el efluente	8.80E+07	NMP/100ml	-

Fuente: Elaboración propia

Lecho de secado

Tabla 66. Criterios de Diseño

PARAMETRO	VALOR	UNIDAD	ECUACION/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)	6768	hab	-
Carga de sólidos secos (Cs)	134	kg/m^2/año	Guía INAA
Sólidos suspendidos (SS)	343	mg/l	-

Tabla 67. Diseño del Lecho de Secado

DISEÑO SEGÚN CEPIS			
Parámetro	**Valor**	**Unidad**	**Ecuación/Criterio**
DATOS INICIALES			
Período de limpieza del tanque (T)	1.0	meses	Asumido
Sólidos suspendidos (SS)	343	mg/l	-
Caudal (Q)	753.7	m^3/d	-
RESULTADOS			
Carga de sólidos en el sedimentador (C)	258.5	Kg SS/día	C=Q*SS
Masa de sólidos totales desechados al día (Px)	84.0	Kg SS/día	Px=(0.5*0.7*0.5*C)+(0.5*0.3*C)
Masa de sólidos totales desechados al año (Pa)	30,666.20	Kg/año	Pa=Px*365
Volumen de lodos por día (Vd)	0.81	m^3/d	Vd=Px/(1000*Dr*(1-Pr))
Volumen de lodos a evacuar (Vt)	24.2	m^3	Vt=Vd*T*30
Espesor de la capa (E)	0.20	m	Asumir CEPIS 0.20 - 0.40
Área requerida (Ar)	121.2	m^2	Ar=Vt/E
Ancho (B)	6.0	m	Asumir CEPIS 3 - 6 m
Longitud (L)	20.2	m	L=Ar/B ≤ 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 ≈ Cs de Guía INAA
Área per cápita (Ap)	0.02	m^2/hab	Ap=(N*L*B)/P

Fuente: Elaboración propia

E.2.2 Tratamiento Secundario - Biofiltro

Tabla 68. Criterios de Diseño

PARAMETRO	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)	0.60	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 (Ko)	1.839	d^{-1}	Para aguas residuales municipales, Guía INAA
Medio Filtrante: Grava Gruesa			
Tamaño efectivo (TE)	128	mm	Tabla 11.5 Guía INAA
Porosidad (p)	0.45	-	Tabla 11.5 Guía INAA
Conductividad hidráulica (Ks)	100000	m^3/m^2/día	Tabla 11.5 Guía INAA

Tabla 69. Diseño del Biofiltro

PARAMETRO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO APLICADO
DATOS INICIALES			
Caudal medio (Q)	753.68	m^3/d	-
Temperatura crítica del aire en invierno (T_{ai})	22.4	°C	Temperatura media del mes de Enero - INETER
Temperatura crítica del agua al entrar (T_a)	25.9	°C	$Ta=10.443+0.688^{Tai}$
Constante de biodegradación de la materia orgánica a 20°C (K20)	2.453	d^{-1}	K20=Ko(37.31*P^4.172)
Constante de reacción de 1er orden a temperatura ambiente (Kt)	3.449	d^{-1}	Kt=K20*1.06^(Ta-20)
DBO_5 en el afluente (Da)	179	mg/l	Ver IMHOFF
DBO_5 esperado en el efluente (De)	5.0000	mg/l	
Coliformes fecales en el afluente (Ca)	8.80E+07	NMP/100ml	Ver IMHOFF
Coliformes fecales en el efluente (Ce)	5.63E+02	NMP/100ml	Biofiltro Masatepe
ÁREA REQUERIDA, TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA Y CARGAS			
Área requerida para remover DBO (Areq1)	2,897.1	m^2	Areq1=Q*ln(Da/De)/(Y*p

PARAMETRO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO APLICADO
	8		*Kt)
Área requerida para remover coliformes (Areq2)	9,678.01	m^2	Areq2=Q*ln(Ca/Ce)/(Y*p*Kt)
Área superficial requerida (As)	9,678.01	m^2	As=Mayor(Areq1,Areq2)
Tiempo de retención hidráulica (TRH)	3.47	días	TRH=(As*Y*P)/Q, 3 - 4
Carga orgánica (Corg)	139.7	KgDBO/ha.día	< 112 KgDBO/ha.día
Carga hidráulica (Ch)	778.8	m^3/ha.día	470 - 1870
CAPAS DEL BIOFILTRO			
1era 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)	0.60	m	Asumido
Conductividad térmica (K_2)	2.00	K (W/m*°C)	Lara, Jaime: Depuración de AR mediante humedales artificiales
TEMPERATURA PROMEDIO DEL AGUA			
Coeficiente de transferencia de calor (U)	0.36	-	U= 1[/(y1/k1)+(y2/k2)+(y3/k3)]
Capacidad de calor específico del agua (Cp)	4,187	J/Kg*°C	-
Densidad del agua (d)	1,000	Kg/m^3	-
Energía ganada por el agua (q_G)	1.09E+10	J/°C	q_G=Cp*d*As*Y*p
Energía perdida vía conducción a la atmósfera (q_L)	3.62E+09	J	$q_L=(T_a-T_{ai})$*U*As*TRH

PARAMETRO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO APLICADO
Cambio de temperatura proveniente de pérdidas y ganancias (Tc)	0.33	°C	$Tc=q_G/q_L$
Temperatura del efluente (Te)	25.52	°C	Te=Ta-Tc
Temperatura promedio del agua en el humedal (Tm)	25.69	°C	Tm=(Ta-Te)/2
DIMENSIONAMIENTO DE LAS CELDAS			
Número de celdas (N)	3	c/u	Asumido
Área superficial de cada celda (As_{unit})	3,226.00	m^2	$As_{unit}=As/N$
Caudal de cada celda (Q_{unit})	251.23	m^3/d	$Q_{unit}=Q/N$
Pendiente de fondo del lecho (S)	0.001	m/m	Asumida (< 5%)
Área de la sección transversal (At)	25.1	m^2	$At=Q_{unit}/(s*Ks*0.1)$
Ancho unitario (B)	41.9	m	B=At/Y
Longitud unitaria (L)	77.0	m	$L=As_{unit}/B$
Relación largo-ancho (L/B)	1.8	-	1 ≤L/B≥ 4
Altura total (H)	0.70	m	H=Y1+Y2+Y3
REMOCIÓN			
Cant. de coliformes fecales en el afluente	8.80E+07	NMP/100ml	
Cant. de coliformes fecales en el efluente	5.63E+02	NMP/100ml	< 1,000 NMP/100ml
Remoción de coliformes fecales del biofiltro	99.99%	%	
Cant. de DBO en el afluente	179	mg/l	
Cant. esperada de DBO en el efluente	0.001	mg/l	< 30 mg/l
Remoción de DBO del biofiltro	99.99%	%	

Fuente: Elaboración propia

E.3 Alternativa 2 - Laguna Facultativa + Laguna aerobia + Biofiltro

E.3.1 Tratamiento primario – Laguna Facultativa

Tabla 70. Criterios de Diseño

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio
DATOS INICIALES				
Población total a servir (P)	6768.00	hab		-
Caudal (Qm)	753,684.48	lpd	Qm= Pob*Dot*0.8	
	753.68	m^3/d		
	8.72	l/s		
Temperatura crítica del aire en invierno (T_{ai})	22.40	°C		Temp media del mes de Enero - INETER
Temperatura crítica del agua al entrar (T_a)	25.85	°C	$Ta=10.443+0.688^{Tai}$	Estimada
DBO_5 en el afleunte (S_0)	299	mg/l		
Coliforme fecales en el afluente (CFA)	1.10E+08	NMP/100 ml		Ver tanque Imhoff

Tabla 71. Diseño de Laguna Facultativa

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio
Carga Total Aplicada (CTA)	225.35	Kg DBO/día	$CTA= S_0*Qm$	
Carga Superficial Máxima (Csmáx)	576.19	KgDBO/Ha*día	$Csmáx= 357.4*1.085^{(Ta-20ºC)}$	CEPIS
Carga Superficial Aplicada (CSA)	403.33	KgDBO/Ha*día	CSA= Csmáx*0.7	70% - 90% Csmáx según CEPIS
DIMENSIONAMIENTO DE LAGUNA				
Área total de laguna (A_T)	0.56	Ha	A_T=CTA/CSA	
	5587.22	m^2		
Número de lagunas (N)	2.00	unid.		
Área de cada laguna (A_C)	2793.61	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)	2.00	-		2:1 - 4:1
Ancho (B)	37.37	m	$B=(A/(L/B))^{(1/2)}$	
Longitud (L)	74.75	m	2B	
Talud Interno de Laguna (z)	1/3	m		1/2 - 1/3
Ancho Interior (b)	22.37	m	b=B-(2*H/z)	

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio
Longitud Interior (l)	59.75	m	l=L-(2*H/z)	
Volumen de laguna (V)	5,069.24	m	V=H/6*(B(2L+l)+b(2l+L))	
Período de retención (Pr)	13.45	día	Pr=V/(Qm/N)	7 - 15 días, Cumple
REMOCIÓN DE MATERA ORGÁNICA DBO_5				
Constante de Biodegradación de la Materia Orgánica a 20°C ($K_{20ºC}$)	0.30	$día^{-1}$	$K_{20ºC}=Pr/(-14.77+4.46*Pr)$	
Constante de Reacción de Primer Orden a Temperatura Ambiente (K_d)	0.48	$día^{-1}$	$K_d= K_{20ºC} * 1.085^{(Ta-20ºC)}$	
Modelo de Marais Show				
DBO Remanente en el Efluente (S)	40.13	mg/l	$S= S_0/(1+K_d*Pr)$	> 30mg/l, No Cumple
Porcentaje Remanente de DBO5 en el Efluente (%S)	13.42	%	$\%S=S/S_0*100$	
Porcentaje Removido DBO5 del Afluente	86.58	%	100-%S	
Modelo CEPIS (Dr. Yánez)				
Carga Superficial Removida (CSremov)	332.76	KgDBO/Ha*día	Csremov= 7.67+0.806* CSA	
Carga Superficial Remanente (CSreman)	70.58	KgDBO/Ha*día	CSreman= CSA-CSremov	
Carga Total Aplicada en el Efluente (CTefluente)	39.43	KgDBO/día	CTefluente= CSreman * A_T	
Concentración DBO5 en el Efluente (Sefluente)	52.32	mg/l	Sefluente= CTefluente/Qm	> 30mg/l, No Cumple
Modelo Thirimurty				
Factor geométrico (x)	2.00	-		Igual que relación L/B
Factor de Dispersión (d)	0.46	-	$d=x/(-0.26118+0.25392x+1.01368x^2)$	
Factor "a" de DBO5	3.61	-	$a=(1+(4*K_d*d*Pr))^{(1/2)}$	
DBO Remanente en el Efluente (S)	12.35	mg/l	$S=(S_0*4*a*e^{((1-a)/2d)})/(1+a)^2$	< 30mg/l, Si Cumple
REMOCIÓN DE COLIFORMES FECALES				
Modelo de Marais Show				

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio
Coeficiente de Mortandad de Coliformes Fecales (Kb)	1.25	-	$Kb= 0.84*1.07^{(Ta-20ºC)}$	
Coliformes Fecales Remanente en el Efluente (CFRE)	6.18E+06	NMP/100 ml	CFRE= CFA/(1+Kb+Pr)	> 1000 NMP, No Cumple
Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente (%CFRE)	5.62	%	%CFRE= CFRE/CFE*100	
Porcentaje de Coliformes Fecales Removido	94.38	%	100 - %CFRE	
Modelo Thirimurty				
Factor "a"	5.68	-	$a=(1+(4*K_d*d*Pr))^{(1/2)}$	
Coliformes Fecales Remanente en el Efluente (CFRE)	3.67E+05	NMP/100 ml	$CFRE=(CFA*4*a*e^{((1-a)/2d)})/(1+a)^2$	> 1000 NMP, No Cumple
Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente (%CFRE)	0.33	%	%CFRE= CFRE/CFE*100	
Porcentaje de Coliformes Fecales Removido	99.67	%	100 - %CFRE	

Fuente: Elaboración propia

E.3.2 Tratamiento Secundario – Laguna Aeróbica

Tabla 72. Diseño de Laguna Aeróbica

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio
DATOS INICIALES				
Población total a servir (P)	6768.00	hab		-
Caudal (Qm)	753,684.5	lpd	Qm= Pob*Dot*0.8	
	753.68	m^3/d		
	8.72	l/s		
DBO_5 Afluente (Efluente de Lag. Fac. Sec.) (S_0)	40.13	mg/l	$S= S_0/(1+K_d*Pr)$	Modelo Marais Show
	52.32	mg/l	Sefluente= CTefluente/Qm	Modelo CEPIS (Dr. Yánez)
	12.35	mg/l	$S=(S_0*4*a*e^{((1-a)/2d)})/(1+a)^2$	Modelo Thirimurty
Coliformes Fecales Afluentes (Efluente de Lag. Fac. Sec.) (CFA)	6.18E+06	NMP/100 ml	CFRE= CFA/(1+Kb+Pr)	Modelo Marais Show
	3.67E+05	NMP/100 ml	$CFRE=(CFA*4*a*e^{((1-a)/2d)})/(1+a)^2$	Modelo Thirimurty
Carga Total Aplicada (CTA)	30.25	Kg/día	$CTA=S_0*Qm$	Modelo Marais Show
	39.43	Kg/día		Modelo CEPIS (Dr. Yánez)
	9.30	Kg/día		Modelo Thirimurty
Área Total de Lagunas Aeróbias (A_T)	0.56	Ha		Misma dimensión que Lg. Fac. Sec.
	5,587.22	m^2		
Número de Lagunas (N)	2.00	unid.		
Área Requerida por Laguna(A_L)	0.28	Ha		Misma dimensión que Lg. Fac. Sec.

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio
Carga Superficial Aplicada (CSA)	108.27	Kg DBO/Ha*d	$CSA=CTA/A_T$	Modelo Marais Show
	33.31	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)	2.00	-		
Ancho (B)	37.37	m	$B=(A_L/2)^{(1/2)}$	
Longitud (L)	74.75	m	2B	
Talud Interno de Laguna (z)	1/3		1/3	
Volumen de laguna (V)	4190.41	m^3	$V=A_c*h$	
Período de retención (Pr)	11.12	día	Pr=V/(Qm/N)	7 - 15 días, Cumple
BORDE LIBRE Y CANAL				
Aumento de largo y Ancho del perimetraje superior (L y B) (BL)	2.00	m		
Ancho Total (Bt)	39.37	m	BT= B+BL	
Longitud Total (Lt)	76.75	m	Lt= L + BL	
Altura Total (Ht)	1.83	m	Ht= H + (BL*z)	
CANAL CON PANTALLA DEFLECTORA				
Ancho de Canal (Bdisp)	12.46	m	B/3	
Longitud de Canal (Ldisp)	224.24	m	3L	

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio
REMOCIÓN DE MATERA ORGÁNICA DBO_5				
Temperatura crítica del aire en invierno (T_{ai})	22.40	°C		Temp media del mes de Enero - INETER
Temperatura crítica del agua al entrar (T_a)	25.85	°C	$Ta=10.443+0.688^{Tai}$	
Constante de Biodegradación de la Materia Orgánica a 20°C ($K_{20ºC}$)	0.32	$día^{-1}$	$K_{20ºC}=Pr/(-14.77+4.46*Pr)$	
Constante de Reacción de Primer Orden a Temperatura Ambiente (K_d)	0.51	$día^{-1}$	$K_d= K_{20ºC} * 1.085^{(Ta-20ºC)}$	
Modelo de Marais Show				
DBO Remanente en el Efluente (S)	7.78	mg/l	$S=S_0/(1+(K_d*P_r))$	< 30mg/l, Si Cumple
Porcentaje Remanente de DBO5 en el Efluente (%S)	14.87%	%	$\%S=S/S_0*100$	
Porcentaje Removido DBO5 del Afluente	99.85	%	100-%S	
Modelo CEPIS (Dr. Yánez)				
Carga Superficial Aplicada de Lag. Facultativa Secundaria	403.33	KgDBO/Ha*día	-	Ver laguna Fac. Sec.
Relación $DBO_{total}/DBO_{Soluble}$	1.70	-	$DBO_{total}/DBO_{Soluble}$	Ver cuadro de relación
Carga Superficial Remanente en Lag. Facultativa Secundaria	70.58	KgDBO/Ha*día	-	Ver laguna Fac. Sec.
Carga Superficial Aplicada (según CEPIS) (CSA)	119.98	KgDBO/Ha*día	$CSA= (DBO_{total}/DBO_{Soluble}) * CS_{reman. Lag. Fac. Prim.}$	< 150, Según CEPIS Si Cumple
Carga Superficial Removida (Csrem)	90.99	KgDBO/Ha*día	$Csrem= 0.765*CSA_{(CEPIS)} - 0.8$	

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio
Carga Superficial Remanente (Csreman)	29.00	KgDBO/Ha*día	$Csreman = CSA_{(CEPIS)} - CS_{remov}$	
Carga Total en el Efluente (CTE)	8.10	KgDBO/día	$CTE = CS_{reman} * A_t$	
Concentración de DBO5 en el Efluente (S)	10.75	mg/l	$S = CTA_{efluente}/Qm$	< 30mg/l, Si Cumple
Modelo Thirimurty				
Factor Geométrico (x)	18.00	-	x=L/B	
Factor de dispersión (d)	0.05	-	$d=x/(-0.26118+0.25392x+1.01368x^2)$	
Factor "a" de DBO5	1.50	-	$a=(1+(4*K_d*d*Pr))^{(1/2)}$	
DBO Remanente en el Efluente (S)	0.12	mg/l	$S=(S_0*4*a*e^{((1-a)/2d)})/(1+a)^2$	< 30mg/l, Si Cumple
Porcentaje Remanente DBO en el Efluente (%S)	0.99%	%	$\%S = S/S_0*100$	
Porcentaje Removido DBO del Afluente	99.99	%	100- %S	
REMOCIÓN DE COLIFORMES FECALES				
Modelo de Marais Show				
Coeficiente de Mortandad de Coliformes Fecales (Kb)	1.25	-	$Kb = 0.84*1.07^{(Ta-20ºC)}$	
Coliformes Fecales Remanente en el Efluente (CFRE)	4.63E+05	NMP/100ml	CFRE= CFA/(1+Kb+Pr)	>1000 NMP, No Cumple
Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente en el Efluente	7.48%			
Porcentaje de Coliformes Fecales Removido del Afluente	99.93			

Parámetro	Valor	Unidad	Ecuación	Criterio
Modelo Thirimurty				
Factor "a"	2.01	-	$a=(1+(4*K_d*d*Pr))^{(1/2)}$	
Coliformes Fecales Remanente en el Efluente	3.22E+01	NMP/100 ml	$CFRE=(CFA*4*a*e^{((1-a)/2d)})/(1+a)^2$	< 1000 NMP Si Cumple
Porcentaje de Coliformes Fecales Remanente en el Efluente	0.01%	%		
Porcentaje de Coliformes Fecales Removido del Afluente	100.00	%		

Fuente: Elaboración propia

E.3.3 Tratamiento terciario – Biofiltro

Tabla 73. Criterios de Diseño

PARAMETRO	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)	0.60	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 (Ko)	1.839	d^{-1}	Para aguas residuales municipales, Guía INAA
Medio Filtrante: Grava Gruesa			
Tamaño efectivo (TE)	128	mm	Tabla 11.5 Guía INAA
Porosidad (p)	0.45	-	Tabla 11.5 Guía INAA
Conductividad hidráulica (Ks)	100000	m^3/m^2/día	Tabla 11.5 Guía INAA

Tabla 74. Diseño del Biofiltro

PARAMETRO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO APLICADO
DATOS INICIALES			
Caudal medio (Q)	753.68	m^3/d	-
Temperatura crítica del aire en invierno (T_{ai})	22.4	°C	Temperatura media del mes de Enero - INETER
Temperatura crítica del agua al entrar (T_a)	25.9	°C	$Ta=10.443+0.688^{Tai}$
Constante de biodegradación de la materia orgánica a 20°C (K20)	2.453	d^{-1}	K20=Ko(37.31*P^4.172)
Constante de reacción de 1er orden a temperatura ambiente (Kt)	3.449	d^{-1}	Kt=K20*1.06^(Ta-20)
DBO_5 en el afluente (Da)	11	mg/l	Ver IMHOFF
DBO_5 esperado en el efluente (De)	5.0000	mg/l	
Coliformes fecales en el afluente (Ca)	4.63E+05	NMP/100ml	Ver IMHOFF
Coliformes fecales en el efluente (Ce)	5.63E+02	NMP/100ml	Biofiltro Masatepe
ÁREA REQUERIDA, TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA Y CARGAS			
Área requerida para remover DBO (Areq1)	619.25	m^2	Areq1=Q*ln(Da/De)/(Y*p*Kt)
Área requerida para remover coliformes (Areq2)	5,430.84	m^2	Areq2=Q*ln(Ca/Ce)/(Y*p*Kt)

PARAMETRO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO APLICADO
Área superficial requerida (As)	5,430.84	m^2	As=Mayor(Areq1,Areq2)
Tiempo de retención hidráulica (TRH)	1.95	días	TRH=(As*Y*P)/Q, 3 - 4
Carga orgánica (Corg)	14.9	KgDBO/ha.día	< 112 KgDBO/ha.día
Carga hidráulica (Ch)	1387.8	m^3/ha.día	470 - 1870
CAPAS DEL BIOFILTRO			
1era 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)	0.60	m	Asumido
Conductividad térmica (K_2)	2.00	K (W/m*°C)	Lara, Jaime: Depuración de AR mediante humedales artificiales
TEMPERATURA PROMEDIO DEL AGUA			
Coeficiente de transferencia de calor (U)	0.36	-	U= 1[/(y1/k1)+(y2/k2)+(y3/k3)]
Capacidad de calor específico del agua (Cp)	4,187	J/Kg*°C	-
Densidad del agua (d)	1,000	Kg/m^3	-
Energía ganada por el agua (q_G)	6.14E+09	J/°C	q_G=Cp*d*As*Y*p
Energía perdida vía conducción a la atmósfera (q_L)	1.14E+09	J	$q_L=(T_a-T_{ai})*U*As*TRH$
Cambio de temperatura proveniente de pérdidas y ganancias (Tc)	0.19	°C	$Tc=q_G/q_L$
Temperatura del efluente (Te)	25.67	°C	Te=Ta-Tc
Temperatura promedio del agua en el humedal (Tm)	25.76	°C	Tm=(Ta-Te)/2

PARAMETRO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO APLICADO
DIMENSIONAMIENTO DE LAS CELDAS			
Número de celdas (N)	3	c/u	Asumido
Área superficial de cada celda (As_{unit})	1,810.28	m^2	$As_{unit}=As/N$
Caudal de cada celda (Q_{unit})	251.23	m^3/d	$Q_{unit}=Q/N$
Pendiente de fondo del lecho (S)	0.005	m/m	Asumida (< 5%)
Área de la sección transversal (At)	5.0	m^2	$At=Q_{unit}/(s*Ks*0.1)$
Ancho unitario (B)	47.6	m	B=At/Y
Longitud unitaria (L)	38.1	m	$L=As_{unit}/B$
Relación largo-ancho (L/B)	0.8	-	$1 \leq L/B \geq 4$
Altura total (H)	0.70	m	H=Y1+Y2+Y3
REMOCIÓN			
Cant. de coliformes fecales en el afluente	4.63E+05	NMP/100ml	
Cant. de coliformes fecales en el efluente	5.63E+02	NMP/100ml	< 1,000 NMP/100ml
Remoción de coliformes fecales del biofiltro	99.878%	%	
Cant. de DBO en el afluente	11	mg/l	
Cant. esperada de DBO en el efluente	5.000	mg/l	< 30 mg/l
Remoción de DBO del biofiltro	53.477%	%	

Fuente: Elaboración propia

Estimación de Costos



San Marcos, Carazo

F ESTIMACIÓN DE COSTOS

F.1 Red de alcantarillado sanitario

Tabla 75. Costo Estimado de la Red

SUB - ETAPA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (C$)	
				UNITARIO	TOTAL
	Preliminares		**Global**		**237,597.9**
1.1	**Limpieza inicial**	120	**m^2**	12.08	1,449.60
1.2	**Champa**	80	**m^2**	1,214.98	97,198.26
1.3	**Trazo y nivelación**	10,813.23	**ml**	12.85	138,950.01
	Sistema de Colectoras		**Global**		**5135,058.2**
2.1	Tubería de 6"				**5027,726.38**
2.1.1	**Excavación, relleno y compactación**	**12,604.0**	**m^3**		**1784,854.83**
2.1.1.1	Profundidad de 1.65 a 1.70 m	2,839.15	**m^3**	124.404	353,201.20
2.1.1.2	Profundidad de 1.71 a 2.00 m	4,130.49	**m^3**	124.404	513,848.98
2.1.1.3	Profundidad de 2.01 a 2.50 m	3,019.59	**m^3**	124.404	375,648.52
2.1.1.4	Profundidad de 2.51 a 3.00 m	1,975.55	**m^3**	207.340	409,611.44
2.1.1.5	Profundidad de 3.01 a 3.50 m	346.30	**m^3**	207.340	71,801.67
2.1.1.6	Profundidad de 3.51 a 4.00 m	190.91	**m^3**	207.340	39,584.30
2.1.1.7	Profundidad de 4.01 a 4.50 m	102.05	**m^3**	207.340	21,158.72
2.1.2	**Suministro e Instalación**	10,651.57	**ml**	290.450	**3093,749.57**
2.1.3	**Prueba de tubería**	10,651.57	**ml**	14.000	**149,121.98**
2.2	Tubería de 8"				**107,331.83**

SUB - ETAPA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (C$)	
				UNITARIO	TOTAL
2.2.1	**Excavación, relleno y compactación**	**223.9**	**m³**		**46,421.15**
2.2.1.1	Profundidad de 1.71 a 2.00 m	0.00	**m³**	207.340	0.00
2.2.1.2	Profundidad de 2.01 a 2.50 m	223.89	**m³**	207.340	46,421.15
2.2.2	**Suministro e Instalación**	161.67	**ml**	362.759	**58,647.30**
2.2.3	**Prueba de tubería**	161.67	**ml**	14.000	**2,263.38**
	Obras para registros		**Global**		**2175,147.38**
3.1	**Pozos de Visita Sanitario**	**177**	**c/u**		**2136,379.03**
3.1.1	Profundidad igual a 1.65 m	38	c/u	10,242.12	389,200.58
3.1.2	Profundidad de 1.65 a 2.00 m	58	c/u	11,485.27	666,145.52
3.1.3	Profundidad de 2.00 a 2.50 m	45	c/u	12,232.86	550,478.88
3.1.4	Profundidad de 2.50 a 3.00 m	29	c/u	14,298.24	414,648.88
3.1.5	Profundidad de 3.00 a 3.50 m	1	c/u	14,800.68	14,800.68
3.1.6	Profundidad de 3.50 a 4.00 m	4	c/u	16,200.84	64,803.34
3.1.7	Profundidad de 4.00 a 4.50 m	1	c/u	17,400.97	17,400.97
3.1.8	Profundidad de 4.50 a 5.00 m	1	c/u	18,900.17	18,900.17
3.2	**Caídas de Pozos de Visita**				**38,768.4**
3.2.1	Caídas	22.86	m	1,695.61	38,768.35
	Conexiones Domiciliares	**1,128**	**c/u**		**7437,744.6**
4.1	**A Colectores de 6"**	1111	c/u		3583,680.18
4.1.1	Conexión cortas (0.00 - 3.50 m)	933	c/u	3,065.23	2858,491.23

SUB - ETAPA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (C$)	
				UNITARIO	TOTAL
4.1.2	Conexión larga (3.50 - 7.50 m)	179	c/u	4,060.80	725,188.95
4.2	**A Colectores de 8"**	17	c/u		52,452.87
4.2.1	Conexión cortas (0.00 - 3.50 m)	16	c/u	3,065.23	49,360.52
4.2.2	Conexión larga (3.50 - 7.50 m)	1	c/u	4,060.80	3,092.35
4.3	**Cajas de Registro**				
4.3.1	Cajas de Concreto	1128	c/u	3,370.22	3801,611.57
	Rotura y Reposición de Carpeta		**m^2**		**1735,206.8**
5.1	Asfáltica	279.58	m^2	642.39	179,599.96
5.2	Adoquín	2852	m^2	545.44	1555,606.79
	Mitigación de Impactos		**Global**		**38,650.75**
6.1	Medidas de Mitigación y Prevención de Accidentes	1	Global	38,650.75	38,650.75
	Limpieza Final	**21,746.46**	**m^2**	**12.08**	**262,697.24**

d) Costo Total Directo	**C$ 17022,102.81**	**$664,925.89**
e) Costo Indirecto (15% * d)	C$ 2553,315.42	$99,738.88
f) Utilidades (10% * d)	C$ 1702,210.28	$66,492.59
g) Precio de venta sin impuesto (d+e+f)	**C$ 21277,628.52**	**$831,157.36**
h) Impuesto de alcaldía (1% * g)	C$ 212,776.29	$8,311.57
i) Impuesto (15% * g)	C$ 3191,644.28	$124,673.60
j) Precio de venta con impuesto (g+h+i)	**C$ 24682,049.08**	**$964,142.54**

Tabla 76. Detalles de la Red

Tramo		Long Tub	Volúmenes de excavación por intervalos								Prof Total	Pozos con Caída			N^0 de Casa	Conexión Corta	Conexión larga
Arriba	Abajo		0.0 - 1.70	1.71 - 2.0	2.01 - 2.50	2.51 - 3.0	3.01 - 3.50	3.51 - 4.0	4.01 - 4.50	4.51- 5.0		Lateral #1	Lateral #2	Lateral #3			
		m	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m	m			Unid	Unid	Unid
COLECTORA PRINCIPAL																	
PVS - 31	PVS - 30	59.93		66.32							1.94				6	6	
PVS- 30	PVS - 29	42.81				65.15					2.54	0.7850			4		4
PVS - 29	PVS - 28	40.47				61.98					2.56		0.8259		4		4
PVS - 28	PVS - 27	37.03				56.64					2.57	0.8034			4		4
PVS - 27	PVS - 26	72.84				112.5					2.56	0.8632			8		8
PVS - 26	PVS - 25	68.47				106.0					2.62				7		7
PVS - 25	PVS - 24	33.11				52.62					2.78				3		3
PVS - 24	PVS - 23	43.65				66.77					2.55				5		5
PVS - 23	PVS - 22	39.98				63.61					2.80				4		4
PVS - 22	PVS - 21	12.69				19.51					2.56				1		1
PVS - 21	PVS - 20	49.45				77.76					2.60				5		5
PVS - 20	PVS - 19	46.24				72.23					2.68				5		5
PVS - 19	PVS - 18	55.79				86.37					2.59				6		6
PVS - 18	PVS - 17	49.32				77.41					2.62				5		5
PVS - 17	PVS - 16	53.69				86.13					2.66	0.6109			6		6
PVS - 16	PVS - 1	44.90				73.46					2.72	0.9819			5		5
PVS - 15	PVS - 14	87.55			119.7						2.11				9	9	
PVS - 14	PVS - 13	29.11				45.22					2.70				3		3
PVS - 13	PVS - 12	50.63			71.76						2.57				5	5	
PVS - 12	PVS - 11	6.98			10.26						2.45				1	1	

Tramo		Long Tub	Volúmenes de excavación por intervalos								Prof Total	Pozos con Caída			N^0 de Casa	Conexión Corta	Conexión larga
Arriba	Abajo		0.0 - 1.70	1.71 - 2.0	2.01 - 2.50	2.51 - 3.0	3.01 - 3.50	3.51 - 4.0	4.01 - 4.50	4.51- 5.0		Lateral #1	Lateral #2	Lateral #3			
		m	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m	m			Unid	Unid	Unid
PVS - 11	PVS - 10	41.12			61.51						2.48				4		4
PVS - 10	PVS - 9	73.59			102.3						2.54				8	8	
PVS - 9	PVS - 8	40.01			50.15						2.14				4	4	
PVS - 8	PVS - 7	56.25			68.99						2.07				6	6	
PVS - 7	PVS - 6	56.80			69.87						2.05				6	6	
PVS - 6	PVS - 5	43.50			56.76						2.13				5	5	
PVS - 5	PVS - 4	30.92			42.39						2.25				3	3	
PVS - 4	PVS - 3	25.77			36.34						2.35				3	3	
PVS - 3	PVS - 2	54.18			77.66						2.38	0.6591			6	6	
PVS - 2	PVS - 1	7.30			10.74						2.43				1		1
SUB-COLECTORA 31.2-31																	
PVS - 31.2	PVS - 31.1	39.33		40.59							1.65				4	4	
PVS - 31.1	PVS - 31	91.81		98.33							1.82				10	10	
PVS - 30.2	PVS - 31	69.70		74.35											7	7	
SUB-COLECTORA 30.7-30																	
PSV - 30.7	PSV - 30.6	21.62		23.57							1.65				2	2	
PVS - 30.6.1	PVS - 30.6	38.92	38.7								1.65				4	4	
PVS - 30.6	PV - 30.5	28.24			36.19						2.01				3	3	
PVS - 30.5	PVS - 30.4	20.41			28.08						2.29				2	2	
PVS - 30.4.1	PVS - 30.4	42.13	41.9								1.65				4	4	
PVS - 30.4	PVS - 30.3	54.02			75.71						2.33		0.6617		6	6	
PVS - 30.3.1	PVS - 30.3	34.62	34.5								1.65				4	4	
PVS - 30.3	PVS - 30.2	76.65			110.42						2.37		0.6934		8	8	

Tramo		Long Tub	Volúmenes de excavación por intervalos								Prof Total	Pozos con Caída			N^0 de Casa	Conexión Corta	Conexión larga
Arriba	Abajo		0.0 - 1.70	1.71 - 2.0	2.01 - 2.50	2.51 - 3.0	3.01 - 3.50	3.51 - 4.0	4.01 - 4.50	4.51- 5.0		Lateral #1	Lateral #2	Lateral #3			
		m	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m	m			Unid	Unid	Unid
PVS - 30.2	PVS - 30.1	61.48			91.30						2.46				6		6
PVS - 30.1	PVS - 30	72.14				108.84					2.52				8		8
SUB-COLECTORA 29.2-29																	
PVS - 29.2	PVS - 29.1	93.40	94.4												10	10	
PVS - 29.1	PVS - 29	20.48		21.44							1.75				2	2	
SUB-COLECTORA 28.2-28																	
PVS - 28.2	PVS - 28.1	95.60	97.3												10	10	
PVS - 28.1	PVS - 28	17.40		18.48							1.77				2	2	
SUB-COLECTORA 27.2-27																	
PVS - 27.2	PVS - 27.1	65.71	65.8												7	7	
PVS - 27.1	PVS - 27	19.50	19.9								1.72				2	2	
SUB-COLECTORA 22.1.1-25																	
PVS - 22.1.1	PVS -25	51.30			67.71										5	5	
SUB-COLECTORA 24.1-24																	
PVS - 24.1	PVS -24	58.31		69.70							1.65				6	6	
SUB-COLECTORA 24.1-23																	
PVS - 24.1	PVS - 23.1	64.34	65.0												7	7	
PVS - 23.1	PVS - 23	49.76			67.41						1.75				5	5	
SUB-COLECTORA 22.3.2-22																	
PVS - 22.3.2	PVS - 23.3.1	70.87	70.3								1.65				7	7	
PVS - 22.3.1	PVS - 22.3	87.13	88.4								1.69				9	9	
PVS - 22.3	PVS - 22.2	50.34		53.85							1.72				5	5	

Tramo		Long Tub	Volúmenes de excavación por intervalos								Prof Total	Pozos con Caída			N⁰ de Casa	Conexión Corta	Conexión larga
Arriba	Abajo		0.0 - 1.70	1.71 - 2.0	2.01 - 2.50	2.51 - 3.0	3.01 - 3.50	3.51 - 4.0	4.01 - 4.50	4.51- 5.0		Lateral #1	Lateral #2	Lateral #3			
		m	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m	m			Unid	Unid	Unid
PVS - 22.2.2	PVS - 22.2.1	69.41	69.7								1.65				7	7	
PVS - 22.2.1	PVS - 22.2	96.96		101.77							1.73				10	10	
PVS - 22.2	PVS - 22.1	46.82		53.02							1.87				5	5	
PVS - 22.1.2	PVS - 22.1.1	69.57	69.6								1.65				7	7	
PVS - 22.1.1	PVS-22.1'	51.44		53.04							1.72				5	5	
PVS-22.1'	PVS - 22.1	51.44		54.17							1.75				5	5	
PVS - 22.1	PVS - 22	47.10			62.99						1.93				5	5	
SUB-COLECTORA 30.5-19																	
PVS - 30.5	PVS - 19.3.8	67.76	68.29												7	7	
PVS - 19.3.8	PVS - 19.3.7	67.80		71.02							1.74				7	7	
PVS - 30.1	PVS - 19.3.7	65.20		73.58											7	7	
PVS - 19.3.7	PVS - 19.3.6	16.23			20.89						2.14				2	2	
PVS - 19.3.6	PVS - 19.3.5	36.61			48.40						2.18				4	4	
PVS - 29.2	PVS - 19.3.5	42.96	43.5								1.65				4	4	
PVS - 19.3.5	PVS -19.3.4	44.51			59.68						2.26				5	5	
PVS - 28.2	PVS - 19.3.4	47.53		51.02							1.65				5	5	
PVS - 19.3.4	PVS - 19.3.3	69.83			94.03						2.24				7	7	
PVS - 19.3.3	PVS - 19.3.2	69.88			95.16						2.28				7	7	
PVS - 19.3.2	PVS - 19.3.1	75.10			102.26						2.29				8	8	
PVS - 19.3.1	PVS - 19.3	23.16			31.70						2.28				2	2	
PVS - 27.2	PVS - 19.7	21.80	22.00								1.65				2	2	
PVS - 19.7	PVS - 19.6	68.17		71.20							1.74				7	7	
PVS - 19.6	PVS - 19.5	68.16		70.53							1.77				7	7	

Tramo		Long Tub	Volúmenes de excavación por intervalos								Prof Total	Pozos con Caída			N^0 de Casa	Conexión Corta	Conexión larga
Arriba	Abajo		0.0 - 1.70	1.71 - 2.0	2.01 - 2.50	2.51 - 3.0	3.01 - 3.50	3.51 - 4.0	4.01 - 4.50	4.51- 5.0		Lateral #1	Lateral #2	Lateral #3			
		m	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m	m			Unid	Unid	Unid
PVS - 19.5	PVS - 19.4	32.80		33.73							1.71				3	3	
PVS - 24.1	PVS - 19.4	52.53		54.38											5	5	
PVS - 19.4	PVS - 19.3	19.73		22.00							1.83				2	2	
PVS - 19.3	PVS - 19.2	51.67			68.98						2.31				5	5	
PVS - 19.2.1	PVS - 19.2	32.76	32.3								1.65				3	3	
PVS - 19.2	PVS - 19.1	27.86			36.13						2.17				3	3	
PVS - 19.1.1	PVS - 19.1	27.70		28.61							1.65				3	3	
PVS - 6.11.5	PVS - 19.1.2'	51.49	51.1								1.65				5	5	
PVS - 19.1.2'	PVS - 19.1.2	51.49	52.2								1.69				5	5	
PVS - 19.1.2	PVS - 19.1	41.42			51.38						1.69	2.03622			4	4	
PVS - 19.1	PVS - 19	39.88			57.70						2.48		0.6857		4	4	
SUB-COLECTORA 16.2-17																	
PVS - 16.2	PVS - 17.2	47.67		51.89											5	5	
PVS - 20	PVS - 17.2.1	73.67	73.9												8	8	
PVS - 17.2.1	PVS - 17.2	14.40		14.94							1.72				2	2	
PVS - 17.2	PVS - 17.1	14.45			17.44						2.01				2	2	
PVS - 17.1	PVS - 17	30.00			36.82						2.05				3	3	
SUB-COLECTORA 16.2.1-16																	
PVS - 16.2.1	PVS - 16.2	55.74	54.8								1.65				6	6	
PVS - 21	PVS - 16.2	79.81	77.3												8	8	
PVS - 16.2	PVS - 16.1	51.51	51.4								1.66				5	5	
PVS - 16.1.1	PVS - 16.1	63.05	61.8								1.65				7	7	
PVS - 16.1	PVS - 16	93.39		96.36							1.70				10	10	

Tramo		Long Tub	Volúmenes de excavación por intervalos								Prof Total	Pozos con Caída			N^0 de Casa	Conexión Corta	Conexión larga
Arriba	Abajo		0.0 - 1.70	1.71 - 2.0	2.01 - 2.50	2.51 - 3.0	3.01 - 3.50	3.51 - 4.0	4.01 - 4.50	4.51- 5.0		Lateral #1	Lateral #2	Lateral #3			
		m	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m	m			Unid	Unid	Unid
SUB-COLECTORA 19-1.1																	
PVS - 19	PVS - 1.2	76.48	76.2												8	8	
PVS - 1.2	PVS - 1.1	61.82	63.1								1.70				6	6	
PVS - 18	PVS - 1.1	63.09	62.1												7	7	
PVS - 1.1	PVS - 1	99.08		101.91							1.73				10	10	
SUB-COLECTORA 14.4-15																	
PVS - 14.4	PVS - 15.9.1	69.58		72.58											7	7	
PVS - 15.9.1	PVS - 15.9	72.81		85.08							1.86				8	8	
PVS - 15.9	PVS - 15.8	74.49			90.38						2.07				8	8	
PVS - 15.8.1	PVS - 15.8	73.50		79.49							1.65				8	8	
PVS - 15.8	PVS - 15.7	42.17		47.26							2.01				4	4	
PVS - 15.7.1	PVS - 15.7	73.49		76.24							1.65				8	8	
PVS - 15.7	PVS - 15.6	42.29		45.18							1.84				4	4	
PVS - 15.6.1	PVS - 15.6	71.30		76.70							1.65				7	7	
PVS - 15.6	PVS - 15.5	43.98		51.46							1.97				5	5	
PVS - 15.5.1	PVS - 15.5	73.30		80.62							1.65				8	8	
PVS - 15.5	PVS - 15.4	48.28			59.74						2.05				5	5	
PVS - 15.4	PVS - 15.3	10.55			13.38						2.11				1	1	
PVS - 15.3	PVS - 15.2	70.44			87.80						2.15				7	7	
PVS - 15.2	PVS - 15	47.40			58.54						2.04				5	5	
PVS - 15.3	PVS - 15.1	46.74		50.73											5	5	
PVS - 15.1	PVS - 15	72.91									2.00				8	8	
SUB-COLECTORA 14.2.4-14																	

Tramo		Long Tub	Volúmenes de excavación por intervalos								Prof Total	Pozos con Caída			N^0 de Casa	Conexión Corta	Conexión larga
Arriba	Abajo		0.0 - 1.70	1.71 - 2.0	2.01 - 2.50	2.51 - 3.0	3.01 - 3.50	3.51 - 4.0	4.01 - 4.50	4.51- 5.0		Lateral #1	Lateral #2	Lateral #3			
		m	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m	m			Unid	Unid	Unid
PVS - 14.2.4	PVS - 14.2.3	50.95			65.44						1.65				5	5	
PVS - 14.4	PVS - 14.2.3	57.34	57.9												6	6	
PVS - 14.2.3	PVS - 14.2.2	56.55				90.37					2.66		0.94534		6		6
PVS - 14.2.2	PVS - 14.2.1	96.15				155.97					2.70				10		10
PVS - 14.2.1	PVS - 14.2	55.46				90.85					2.74				6		6
PVS - 14.4	PVS - 14.3	62.54	61.5								1.65				7	7	
PVS - 15.8.1	PVS - 14.3	67.88		75.37											7	7	
PVS - 14.3	PVS - 14.2	94.04			119.37						2.08				10	10	
PVS - 14.2	PVS - 14.1	75.56				125.38					2.75				8		8
PVS - 14.1	PVS - 14	73.36				120.73					2.81				8		8
SUB-COLECTORA 6.6.1-13																	
PVS - 6.6.1	PVS - 13.3	60.68		67.65											6	6	
PVS - 14.1	PVS - 13.3	54.19		57.09											6	6	
PVS - 13.3	PVS-13.2'	51.45			64.15						2.10				5	5	
PVS-13.2'	PVS-13.2	51.45			63.90						2.09				5	5	
PVS - 13.2	PVS - 13	56.91			78.35						2.05	1.6786			6	6	
PVS-13.1	PVS-13.1'	54.95	55.0								1.65				6	6	
PVS-13.1'	PVS - 13	54.95		62.97							1.72				6	6	
SUB-COLECTORA 13.1-12																	
PVS - 13.1	PVS - 12.2	45.63	45.5												5	5	
PVS - 11.1.2	PVS - 12.2	49.78		51.59											5	5	
PVS - 12.2	PVS - 12.1	56.41									1.83				6	6	
PVS - 12.1	PVS - 12	56.41			78.13						2.20				6	6	

Tramo		Long Tub	Volúmenes de excavación por intervalos								Prof Total	Pozos con Caída			N^0 de Casa	Conexión Corta	Conexión larga
Arriba	Abajo		0.0 - 1.70	1.71 - 2.0	2.01 - 2.50	2.51 - 3.0	3.01 - 3.50	3.51 - 4.0	4.01 - 4.50	4.51- 5.0		Lateral #1	Lateral #2	Lateral #3			
		m	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m	m			Unid	Unid	Unid
SUB-COLECTORA 11.4-11																	
PVS - 11.4	PVS - 11.3	72.09	72.4								1.65				8	8	
PVS - 11.3	PVS - 11.2	74.17		76.68							1.73				8	8	
PVS - 11.2	PVS - 11.1	56.36		59.14							1.74				6	6	
PVS - 11.1.2	PVS - 11.1.1	57.04		59.33							1.65				6	6	
PVS - 11.1.1	PVS - 11.1	57.02		67.01							1.85				6	6	
PVS - 11.1	PVS - 11	42.38			53.46						2.10				4	4	
SUB-COLECTORA 6.6.1-9																	
PVS - 6.6.1	PVS - 9.2	99.28	98.3												10	10	
PVS - 6.3	PVS - 9.2	60.55		68.57											6	6	
PVS - 13.2	PVS - 9.2	55.53		57.32											6	6	
PVS - 9.2	PVS - 9.1	48.12		57.10							2.15				5	5	
PVS - 9.1.1	PVS - 9.1	30.00	29.7								1.65				3	3	
PVS - 9.1	PVS - 9	10.33		11.67							1.83				1	1	
SUB-COLECTORA 8.1-8																	
PVS - 8.1	PVS - 8	71.53		75.70							1.65				7	7	
SUB-COLECTORA 30.7-6																	
PVS - 30.7	PVS - 6.19.1	71.89	71.3												7	7	
PVS - 6.19.1	PVS - 6.19	71.88	71.3								1.69				7	7	
PVS - 19.3.6	PVS - 6.19	35.36	34.8												4	4	
PVS - 6.19	PVS - 6.18	22.07		22.84							1.67				2	2	
PVS - 6.18.1	PVS - 6.18	44.42	45.5								1.65				5	5	
PVS - 6.18	PVS - 6.17	32.08		34.98							1.81				3	3	

Tramo		Long Tub	Volúmenes de excavación por intervalos								Prof Total	Pozos con Caída			N^0 de Casa	Conexión Corta	Conexión larga
Arriba	Abajo		0.0 - 1.70	1.71 - 2.0	2.01 - 2.50	2.51 - 3.0	3.01 - 3.50	3.51 - 4.0	4.01 - 4.50	4.51- 5.0		Lateral #1	Lateral #2	Lateral #3			
		m	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m	m			Unid	Unid	Unid
PVS - 6.17.1.4	PVS - 6.17.1.3	25.87		26.90							1.65				3	3	
PVS - 6.17.1.3	PVS - 6.17.1.2	79.72			101.84						1.85				8	8	
PVS - 6.17.1.2	PVS - 6.17.1.1	41.83				66.59					2.44				4		4
PVS - 6.17.1.4	PVS - 6.17.1.1.1	17.31		18.37											2	2	
PVS - 6.17.1.1.1	PVS - 6.17.1.1	64.97			82.41						1.92				7	7	
PVS - 6.17.1.1	PVS - 6.17.1	12.15						28.55			2.89				1		1
PVS - 6.17.2	PVS - 6.17.1	79.35	77.9								1.65				8	8	
PVS - 6.17.1	PVS - 6.17	37.97							102.0		4.97		3.3456		4		4
PVS - 6.17	PVS - 6.16	9.29						20.8			4.02	2.1981			1		1
PVS - 6.16	PVS - 6.15	44.57					93.48				3.51				5		5
PVS - 6.15.1	PVS - 6.15	22.91	20.9								1.65				2	2	
PVS - 6.15	PVS - 6.14	76.67					139.34				3.51		2.1230		8		8
PVS - 6.14	PVS - 6.13	41.62			58.09						2.57				4	4	
PVS - 6.13	PVS - 6.12	39.06		43.97							2.11				4	4	
PVS - 6.16	PVS - 6.12.3	75.63	72.8												8	8	
PVS - 6.12.3.1	PVS - 6.12.3	47.87		49.42							1.65				5	5	
PVS - 6.12.3	PVS - 6.12.2	41.91		45.94							1.82				4	4	
PVS - 6.12.2.1	PVS - 6.12.2	42.81	43.2								1.65				4	4	
PVS - 6.12.2	PVS - 6.12.1	40.28		44.93							1.86				4	4	
PVS - 6.12.1.2	PVS - 6.12.1	36.30	36.7								1.65				4	4	

Tramo		Long Tub	Volúmenes de excavación por intervalos								Prof Total	Pozos con Caída			N^0 de Casa	Conexión Corta	Conexión larga
Arriba	Abajo		0.0 - 1.70	1.71 - 2.0	2.01 - 2.50	2.51 - 3.0	3.01 - 3.50	3.51 - 4.0	4.01 - 4.50	4.51- 5.0		Lateral #1	Lateral #2	Lateral #3			
		m	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m	m			Unid	Unid	Unid
PVS - 6.12.1.1	PVS - 6.12.1	40.30		41.52							1.65				4	4	
PVS - 6.12.1	PVS - 6.12	43.70		48.87							1.89				5	5	
PVS - 6.12	PVS - 6.11	72.95		79.87							1.87				8	8	
PVS - 19.3.1	PVS - 6.11.5	24.99	24.8												3	3	
PVS - 6.11.5	PVS - 6.11.4	15.70		16.19							1.69				2	2	
PVS - 6.11.4	PVS - 6.11.3	11.72		12.67							1.77				1	1	
PVS - 6.11.3.1	PVS - 6.11.3	42.14	33.1								1.65				4	4	
PVS - 6.11.3	PVS - 6.11.2	26.15		28.81							1.86		0.8906		3	3	
PVS - 6.11.2	PVS - 6.11.1	32.00		34.68							1.84				3	3	
PVS - 6.11.1	PVS - 6.11	27.91		30.40							1.80				3	3	
PVS - 6.11	PVS - 6.10	7.80		8.91							1.86				1	1	
PVS - 6.10	PVS - 6.9	41.42		48.03							1.98				4	4	
PVS - 6.11.2	PVS - 6.9	71.22	71.1												7	7	
PVS - 6.9	PVS - 6.8	27.20									1.92				3	3	
PVS - 6.8	PVS - 6.7	30.06			42.52						2.13				3	3	
PVS - 6.7	PVS - 6.6	33.91					65.16				2.61				4		4
PVS - 6.6.1	PVS - 6.6	54.43	55.4								1.65				6	6	
PVS - 6.6	PVS - 6.5	25.00						58.1			3.82		2.0757		3		3
PVS - 6.5	PVS - 6.4	38.95						83.3			3.96				4		4
PVS - 6.4	PVS - 6.3	26.31					48.32				3.21				3		3
PVS - 6.3	PVS - 6.2	55.19				93.37					2.95				6		6
PVS - 6.2	PVS - 6.1	58.72			87.05						2.73				6		6
PVS - 9.1.1	PVS - 6.1	85.56		88.96											9	9	

Tramo		Long Tub	Volúmenes de excavación por intervalos								Prof Total	Pozos con Caída			N^0 de Casa	Conexión Corta	Conexión larga
Arriba	Abajo		0.0 - 1.70	1.71 - 2.0	2.01 - 2.50	2.51 - 3.0	3.01 - 3.50	3.51 - 4.0	4.01 - 4.50	4.51- 5.0		Lateral #1	Lateral #2	Lateral #3			
		m	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m	m			Unid	Unid	Unid
PVS - 6.1	PVS - 6	47.80		56.37							2.24				5	5	
PVS - 6.1.1	PVS - 6	47.39	46.7								1.65				5	5	
SUB-COLECTORA 3.1-5																	
PVS - 3.1	PVS - 5	47.95		49.23											5	5	
SUB-COLECTORA 2.3-3																	
PVS - 2.3	PVS - 3.2	76.27	77.1												8	8	
PVS - 6.1	PVS - 3.2	60.48	60.3												6	6	
PVS - 3.2	PVS - 3.1	7.60		7.96							1.75				1	1	
PVS - 3.1	PVS - 3	65.38		68.52							1.77				7	7	
SUB-COLECTORA 6.2-2																	
PVS - 6.2	PVS - 2.3	28.76	28.5												3	3	
PVS - 2.3	PVS - 2.2	52.90		57.69							1.69				6	6	
PVS - 2.2	PVS - 2.1	60.80		70.72							1.98				6	6	
PVS - 2.1	PVS - 2	98.30		111.39							1.93				10	10	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 77. Operación y Mantenimiento

CONCEPTOS	FRECUENCIA	CANTIDAD DE ACTIVIDADES	UNIDAD	COSTO (C$)		
				UNITARIO	TOTAL	ANUAL
Limpieza General.*	Dos veces por Año.	40	C$/Cantidad	748.39	29,935.55	1,496.78
Limpieza de Obstrucciones.*	6 Obst/Año/Km Tub	1298	C$/Cantidad	748.39	971,100.10	48,555.00
Reparación de PVS.*	2 Unid/Año/Km Tub	433	C$/Cantidad	1086.59	469,980.59	23,499.03
TOTAL					**C$ 1471,016.24**	**C$ 73,550.81**
					$ 57,461.57	**$ 2,873.08**

Fuente: Elaboración propia

Nota: *La cuadrilla consta de un capataz y tres operarios.

F.2 Sistema de tratamiento

F.2.1 Tratamiento preliminar

ETAPA	SUB - ETAPA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (C$)	
					UNITARIO	TOTAL
1.0		**Limpieza inicial**		**Global**		**7,994.09**
	1.1	Limpieza General de Todo el Campo de Tratamiento	24,408.96	m^2	0.30	7322.69
	1.2	Trazado y Nivelación de Obras Preliminares	12.57	m	20.00	251.40
	1.3	Excavación, Relleno y Compactación	3.50	m^3	120.00	420.00
2.0		**Construcción de Canal**				**10,427.05**
	2.1	Cemento	5.76	Bolsas	250.00	1440.25
	2.2	Arena	0.39	m^3	500.00	196.00
	2.3	Grava	0.59	m^3	600.00	352.80
	2.4	Varilla Acero No 3	46.00	lb	14.00	644.00
	2.5	Varilla Acero No 4	49.00	lb	14.00	686.00
	2.6	Alambre Acero No 18	3.00	lb	22.00	66.00
	2.7	Formaleta	14.00	m^2	203.00	2842.00
	2.8	Mano de Obra	14.00	m^2	300.00	4200.00
3.0		**Construcción de Reja**				**678.0**
	3.1	Varillas de Acero 1/2"	18.00	lb	14.00	252.00
	3.2	Pernos 1/2"	4.00	Unidad	12.00	48.00
	3.3	Plataforma de Acero Perforada	1.00	Unidad	250.00	250.00
	3.4	Electrodos Soldadores	1.00	Caja	80.00	80.00
	3.5	Mano de Obra	1.00	Unidad	300.00	300.00
4.0		**Construcción de Desarenador**				**17,722.4**
	4.1	Cemento	10.00	Bolsas	250.00	2500.00

ETAPA	SUB - ETAPA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (C$)	
					UNITARIO	TOTAL
	4.2	Arena	0.70	m^3	500.00	350.00
	4.3	Grava	1.00	m^3	600.00	600.00
	4.4	Varilla Acero No 3	44.00	lb	14.00	616.00
	4.5	Varilla Acero No 4	23.50	lb	14.00	329.00
	4.6	Alambre Acero No 18	1.65	lb	22.00	36.30
	4.7	Tubo PVC SDR-41 6"	1.00	Unidad	125.24	125.24
	4.8	Madera Curada (20" x 4vrs x 2")	1.00	Unidad	640.00	640.00
	4.9	Formaleta	23.95	m^2	203.00	4861.85
	4.10	Mano de Obra	23.95	m^2	320.00	7664.00
5.0		**Medidor Parshall**				**7,530.0**
	5.1	Medidor Parshall prefabricado	1.00	Unidad	7530.00	7530.00
6.0		**Cajas de recolección y distribución**				**70,305.6**
	6.1	Bloque (6" x 8" x 16")	740.00	Unidad	15.00	11100.00
	6.2	Cemento	10.48	Bolsas	250.00	2620.00
	6.3	Arena	1.43	m^3	500.00	715.00
	6.4	Tapa	14.00	Unidad	275.00	3850.00
	6.5	Mano de Obra	61.60	m^2	450.00	27720.00
	6.6	Manguera Flexible (6")	364.00	m	66.76	24300.64
7.0		**Operación y acabado**				**806,535.1**
	7.1	Cerco de Malla Ciclón (Sistema Completo)	633.45	m	547.00	346497.15
	7.2	Construcción de Portón Doble Hoja	1.00	Unidad	7606.85	7606.85
	7.3	Instalaciones Eléctricas	1.00	Global	194442.50	194442.50
	7.4	Caseta de Operación	40.00	m^2	5793.14	231725.60

ETAPA	SUB - ETAPA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (C$)	
					UNITARIO	TOTAL
	7.5	Arborización	1.00	Global	1854.00	1854.00
	7.6	Limpieza Final (Botado de Tierra Excedente)	24,408.96	m^2	1.00	24408.96

Fuente: Elaboración propia

d) Costo Total Directo	**C$ 921,192.23**	$35,227.24
e) Costo Indirecto (15% * d)	C$ 138,178.83	$5,284.09
f) Utilidades (10% * d)	C$ 92,119.22	$3,522.72
g) Precio de venta sin impuesto (d+e+f)	**C$ 1151,490.29**	$44,034.05
h) Impuesto de alcaldía (1% * g)	C$ 11,514.90	$440.34
i) Impuesto (15% * g)	C$ 172,723.54	$6,605.11
j) Precio de venta con impuesto (h+i+j)	**C$ 1335,728.73**	$51,079.49

F.2.2 Alternativa 1 – Tanque Imhoff + Biofiltro

Tratamiento primario - Tanque Imhoff

ETAPA	SUB - ETAPA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (C$)	
					UNITARIO	TOTAL
1.0		**Mano de obra**				**171,671.74**
	1.1	Trazado y Nivelación	50.04	m	20.00	1000.80
	1.2	Operador Retroexcavadora	11.22	hrs	33.00	370.19
	1.3	Operador Vibrocompactadora	3.47	hrs	33.00	114.44
	1.4	Operador Mezcladora	1852.00	hrs	33.00	61116.00
	1.5	Operador Compactadora Manual	140.25	hrs	25.00	3506.30
	1.6	Oficial Carpintero	760.00	hrs	38.00	28880.00
	1.7	Ayudante Carpintero	760.00	hrs	25.00	19000.00
	1.8	Ayudante Armador	380.00	hrs	25.00	9500.00
	1.9	Oficial Fontanero	8.00	hrs	38.00	304.00
	1.10	Oficial Albañil	760.00	hrs	38.00	28880.00
	1.11	Ayudante Albañil	760.00	hrs	25.00	19000.00
2.0		**Materiales**				**846,863.63**
	2.1	Formaleta 4" x 4 vrs x 1"	353.25	Unidad	250.00	88312.50
	2.2	Cemento	1507.79	Bolsas	250.00	376946.35
	2.3	Arena	102.60	m^3	550.00	56427.45
	2.4	Grava	153.89	m^3	600.00	92335.82
	2.5	Varilla Acero No 3	2456.52	lb	14.00	34391.31
	2.6	Varilla Acero No 4	6166.21	lb	14.00	86326.91
	2.7	Varilla Acero No 5	1074.55	lb	14.00	15043.63
	2.8	Varilla Acero No 8	1282.43	lb	14.00	17954.05

ETAPA	SUB - ETAPA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (C$)	
					UNITARIO	TOTAL
	2.9	Alambre Acero No 18	813.97	lb	22.00	17907.23
	2.10	Motobomba	1.00	Unidad	60000.00	60000.00
	2.11	Tubo PVC SDR 41 de 6"	1.00	Unidad	1194.38	1194.38
	2.12	Tapón Hembra de 6"	2.00	Unidad	12.00	24.00
	2.13	Válvula de Pase de 6"	1.00	Unidad	8213.90	8213.90
3.0		**Equipos**				**332,872.83**
	3.1	Vibrocompactadora	4.60	hrs	780.00	3585.66
	3.2	Mezcladora Estacionaria	760.00	hrs	390.00	296400.00
	3.3	Compactadora Manual	140.25	hrs	26.86	3767.17
	3.4	Retroexcavadora	16.00	hrs	1820.00	29120.00

Fuente: Elaboración propia

d) Costo Total Directo	**C$ 1351,408.19**	**$51,679.09**
e) Costo Indirecto (15% * d)	C$ 202,711.23	$7,751.86
f) Utilidades (10% * d)	C$ 135,140.82	$5,167.91
g) Precio de venta sin impuesto (d+e+f)	**C$ 1689,260.24**	**$64,598.86**
h) Impuesto de alcaldía (1% * g)	C$ 16,892.60	$645.99
i) Impuesto (15% * g)	C$ 253,389.04	$9,689.83
j) Precio de venta con impuesto (h+i+j)	**C$ 1959,541.88**	**$74,934.68**

Lecho de secado

ETAPA	SUB - ETAPA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (C$)	
					UNITARIO	TOTAL
1.0		**Mano de obra**				**C$ 237,404.69**
	1.1	Trazado y Nivelación	45.28	m	20.00	C$ 905.60
	1.2	Operador Tractor	12.35	hrs	33.00	C$ 407.52
	1.3	Auxiliar de Operador Tractor	12.35	hrs	25.00	C$ 308.73
	1.4	Operador Cargador Frontal	7.27	hrs	33.00	C$ 239.98
	1.5	Operador Camión Volquete	39.52	hrs	33.00	C$ 1,304.06
	1.6	Operador Mezcladora	40.62	hrs	33.00	C$ 1,340.30
	1.7	Ayudante de Excavación	37.36	hrs	25.00	C$ 934.08
	1.8	Oficial Albañil	1221.94	hrs	38.00	C$ 46,433.83
	1.9	Ayudante Albañil	1221.94	hrs	25.00	C$ 30,548.58
	1.1	Oficial Fontanero	8.00	hrs	38.00	C$ 304.00
	1.11	Ayudante Fontanero	8.00	hrs	25.00	C$ 200.00
	1.12	Oficial Armador	1221.94	hrs	38.42	C$ 46,947.05
	1.13	Ayudante Armador	1221.94	hrs	25.00	C$ 30,548.58
	1.14	Oficial Carpintero	1221.94	hrs	38.00	C$ 46,433.83
	1.15	Ayudante Carpintero	1221.94	hrs	25.00	C$ 30,548.58
2.0		**Materiales**				**C$ 103,278.55**
	2.1	Cemento	14.40	Bolsas	250.00	C$ 3,600.63
	2.2	Arena	0.98	m^3	500.00	C$ 490.00
	2.3	Grava	1.47	m^3	600.00	C$ 882.00
	2.4	Hormigón Rojo Semi-Cribado	7.12	m^3	1100.00	C$ 7,832.00
	2.5	Ripio	11.56	m^3	1100.00	C$ 12,716.00
	2.6	Ladrillo Rojo Cuarterón (5cm x 10m x 20cm)	2434.00	Unidad	3.88	C$ 9,443.92

ETAPA	SUB - ETAPA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (C$)	
					UNITARIO	TOTAL
	2.7	Varilla de Acero No 3	4567.00	lb	14.00	C$ 63,938.00
	2.8	Alambre de Amarre No 18	68.00	lb	22.00	C$ 1,496.00
	2.9	Formaleta 10" x 6 vrs x 1"	18.00	Unidad	160.00	C$ 2,880.00
3.0		**Equipos**				**C$ 61,739.47**
	3.1	Tractor de Orugas	15.20	hrs	1599.58	C$ 24,313.62
	3.2	Cargador Frontal	15.20	hrs	1230.39	C$ 18,701.96
	3.3	Camión Volquete	7.32	hrs	780.00	C$ 5,709.60
	3.4	Mezcladora	33.37	hrs	390.00	C$ 13,014.30

Fuente: Elaboración propia

d) Costo Total Directo	**C$ 402,422.71**	$15,389.01
e) Costo Indirecto (15% * d)	C$ 60,363.41	$2,308.35
f) Utilidades (10% * d)	C$ 40,242.27	$1,538.90
g) Precio de venta sin impuesto (d+e+f)	**C$ 503,028.39**	$19,236.27
h) Impuesto de alcaldía (1% * g)	C$ 5,030.28	$192.36
i) Impuesto (15% * g)	C$ 75,454.26	$2,885.44
j) Precio de venta con impuesto (h+i+j)	**C$ 583,512.93**	$22,314.07

- **Tratamiento secundario – Biofiltro**

ETAPA	SUB - ETAPA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (C$)	
					UNITARIO	TOTAL
1.0		**Mano de obra**				**C$ 211,712.54**
	1.1	Trazo y nivelación	713.46	m	20.00	14269.20
	1.2	Operador Tractor	648.40	hrs	33.00	21397.17
	1.3	Auxiliar de Operador Tractor	648.40	hrs	25.00	16209.98
	1.4	Operador Cargador Frontal	388.48	hrs	33.00	12819.87
	1.5	Operador Camión Volquete	1300.00	hrs	33.00	42900.00
	1.6	Operador Motoniveladora	288.54	hrs	33.00	9521.75
	1.7	Auxiliar de Operador Motoniveladora	288.54	hrs	25.00	7213.45
	1.8	Operador Compactadora	199.29	hrs	33.00	6576.47
	1.9	Operador Cisterna	109.45	hrs	25.00	2736.23
	1.1	Operador Motobomba	109.45	hrs	33.00	3611.82
	1.11	Operador Mezcladora	43.45	hrs	33.00	1433.85
	1.12	Ayudante de Excavación	157.19	hrs	25.00	3929.85
	1.13	Oficial Albañil	1000.71	hrs	38.00	38027.13
	1.14	Ayudante Albañil	950.00	hrs	25.00	23750.00
	1.15	Oficial Fontanero	16.00	hrs	38.00	608.00
	1.16	Ayudante Fontanero	16.00	hrs	25.00	400.00
	1.17	Ayudante Armador	252.31	hrs	25.00	6307.78
2.0		**Materiales**				**C$ 1,549,791.69**
	2.1	Piedra Volcánica	226.07	m^3	412.00	93138.78
	2.2	Hormigón Rojo Cribado	967.89	m^3	180.00	174,220.20
	2.3	Hormigón Rojo sin Cribar	5807.34	m^3	80.00	464,587.20
	2.4	Geomembrana	8602.49	m^2	90.30	776804.85

ETAPA	SUB - ETAPA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (C$)	
					UNITARIO	TOTAL
	2.5	Tubo PVC SDR 41 de 6"	42.00	und	740.73	31110.66
	2.6	Codo 90° PVC SDR-41 6"	6.00	und	25.00	150.00
	2.7	Tee PVC SDR-41 6"	6.00	und	35.00	210.00
	2.8	Codo 45° PVC SDR-41 6"	6.00	und	25.00	150.00
	2.9	Formaleta 10" x 6 vrs x 1"	12.00	und	164.00	1968.00
	2.1	Césped de Carrizo	8280.00	und	0.90	7452.00
3.0		**Equipo**				**C$ 2949,788.79**
	3.1	Tractor de Orugas	648.40	hrs	1599.58	1037164.43
	3.2	Cargador Frontal	388.48	hrs	1230.39	477982.68
	3.3	Camión Volquete	1300.00	hrs	780.00	1014000.00
	3.4	Motoniveladora	288.54	hrs	780.00	225059.64
	3.5	Compactadora	199.29	hrs	468.00	93266.32
	3.6	Camión Cisterna	109.45	hrs	780.00	85370.22
	3.7	Mezcladora	43.45	hrs	390.00	16945.50

Fuente: Elaboración propia

d) Costo Total Directo	**C$ 4711,293.02**	$180,164.17
e) Costo Indirecto (15% * d)	C$ 706,693.95	$27,024.63
f) Utilidades (10% * d)	C$ 471,129.30	$18,016.42
g) Precio de venta sin impuesto (d+e+f)	**C$ 5889,116.27**	$225,205.21
h) Impuesto de alcaldía (1% * g)	C$ 58,891.16	$2,252.05
i) Impuesto (15% * g)	C$ 883,367.44	$33,780.78
j) Precio de venta con impuesto (h+i+j)	**C$ 6,831,374.87**	$261,238.04

F.2.3 Alternativa 2 – Laguna Facultativa + Laguna Aerobia + Biofiltro

Etapa	Sub - etapa	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo (C$)	
					Unitario	Total
1.0		**Laguna Facultativa**				**C$ 3231,541.29**
	1.1	Excavación	13968.05	m^3	57.91	808913.52
	1.2	Protección	2139.68	m^3	223.93	479128.36
	1.3	Botado de Tierra	12594.56	m^3	96.52	1215620.98
	1.4	Acabado	10505.81	m^2	2.32	24336.37
	1.5	Geomembrana	11591.59	m^2	99.33	1151392.54
2.0		**Laguna Aerobia**				**C$ 3092,857.18**
	2.1	Excavación	8380.83	m^3	57.91	485,348.11
	2.2	Protección	3990.06	m^3	223.93	893475.14
	2.3	Botado de Tierra	7675.03	m^3	96.52	740790.06
	2.4	Acabado	8421.01	m^2	2.32	19507.00
	2.5	Geomembrana	9601.70	m^2	99.33	953736.86
3.0		**Biofiltro**				**C$ 3140,054.67**
	3.1	Trazo y nivelación	475.64	m	20.00	9512.80
	3.2	Operador Tractor	432.27	hrs	33.00	14264.91
	3.3	Auxiliar de Operador Tractor	432.27	hrs	25.00	10806.75
	3.4	Operador Cargador Frontal	258.99	hrs	33.00	8546.67
	3.5	Operador Camión Volquete	866.67	hrs	33.00	28600.11
	3.6	Operador Motoniveladora	192.36	hrs	33.00	6347.88
	3.7	Auxiliar de Operador Motoniveladora	192.36	hrs	25.00	4809.00
	3.8	Operador Compactadora	132.86	hrs	33.00	4384.38

Etapa	Sub - etapa	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo (C$)	
					Unitario	Total
	3.9	Operador Cisterna	72.97	hrs	25.00	1824.25
	3.10	Operador Motobomba	72.96	hrs	33.00	2407.68
	3.11	Operador Mezcladora	28.97	hrs	33.00	956.01
	3.12	Ayudante de Excavación	104.79	hrs	25.00	2619.75
	3.13	Oficial Albañil	667.14	hrs	38.00	25351.32
	3.14	Ayudante Albañil	633.33	hrs	25.00	15833.25
	3.15	Oficial Fontanero	10.67	hrs	38.00	405.46
	3.16	Ayudante Fontanero	10.67	hrs	25.00	266.75
	3.17	Ayudante Armador	168.21	hrs	25.00	4205.25
	3.18	Piedra Volcánica	150.71	m^3	412.00	62092.52
	3.19	Hormigón Rojo Cribado	645.26	m^3	180.00	116146.80
	3.20	Hormigón Rojo sin Cribar	3871.56	m^3	80.00	309724.80
	3.21	Geomembrana	5734.99	m^2	90.30	517869.60
	3.22	Tubo PVC SDR 41 de 6"	28.00	und	740.73	20740.44
	3.23	Codo 90° PVC SDR-41 6"	2.00	und	25.00	50.00
	3.24	Tee PVC SDR-41 6"	2.00	und	35.00	70.00
	3.25	Codo 45° PVC SDR-41 6"	2.00	und	25.00	50.00
	3.26	Formaleta 10" x 6 vrs x 1"	4.00	und	164.00	656.00
	3.27	Cesped de Carrizo	5520.00	und	0.90	4968.00
	3.28	Tractor de Orugas	432.27	hrs	1599.58	691448.29
	3.29	Cargador Frontal	258.99	hrs	1230.39	318659.22
	3.30	Camión Volquete	866.67	hrs	780.00	676002.60
	3.31	Motoniveladora	192.36	hrs	780.00	150040.80
	3.32	Compactadora	132.86	hrs	468.00	62178.48
	3.33	Camión Cisterna	72.97	hrs	780.00	56916.60

Etapa	Sub - etapa	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo (C$)	
					Unitario	Total
	3.34	Mezcladora	28.97	hrs	390.00	11298.30

Fuente: Elaboración propia

d) Costo Total Directo	**C$ 9,912,313.61**	**$ 379,055.59**
e) Costo Indirecto (15% * d)	C$ 1,486,845.54	$ 56,858.34
f) Utilidades (10% * d)	C$ 991,230.36	$ 37,905.56
g) Precio de venta sin impuesto (d+e+f)	**C$ 12,390,379.51**	**$ 473,819.48**
h) Impuesto de alcaldía (1% * g)	C$ 123,903.80	$ 4,738.19
i) Impuesto (15% * g)	C$ 1,858,556.93	$ 71,072.92
j) Precio de venta con impuesto (h+i+j)	**C$ 14,372,840.23**	**$ 549,630.60**

F.3 Comparación entre alternativas

ALTERNATIVA No	DESCRIPCIÓN	COSTO C$	
		PER CÁPITA	TOTAL
1	Preliminares	197.36	1,335,728.73
	Tanque Imhoff	289.53	1,959,541.88
	Lecho de Secado	86.22	583,512.93
	Biofiltro	1,009.36	6831,374.87
	TOTAL	**C$ 1,582.47**	**C$ 10,710,158.41**
		$ 60.52	**$ 409,566.29**
2	Preliminares	197.36	1,335,728.73
	Laguna Facultativa	788.29	5,335,118.06
	Laguna Aeróbia	662.62	4,484,642.90
	Biofiltro	672.74	4,553,079.27
	TOTAL	**C$ 2,321.01**	**C$ 15,708,568.96**
		$ 88.76	**$ 600,710.09**

Fuente: Elaboración propia

F.4 Operación y mantenimiento

CONCEPTOS	FRECUENCIA	CANTIDAD DE ACTIVIDADES	UNIDAD	COSTO (C$)		
				UNITARIO	TOTAL	ANUAL
Limpieza, Mantenimiento y Control de Operaciones de toda la Planta de Tratamiento**	Diario	216	C$/Mensual	5,000.00	1080,000.00	60,000.00
Reparación de Instalaciones.*	Eventual	90	C$/Reparación	2,500.00	225,000.00	12,500.00
Pruebas de Laboratorio.	Semanal	939	C$/Semana	2,750.00	2581,071.43	143,392.86
Cambio de lecho filtrante en el Biofiltro. ***	Cada 6 años	3	C$/Cambio	1,343,487.20	4030,461.60	223,914.53
Cosecha de Planta de Carrizo. ***	Cada 8 meses	27	C$/Cosecha	5,000.00	135,000.00	7,500.00
TOTAL					**C$8,051,533.03**	**C$447,307.39**
					$ 307,898.01	**$17,105.45**

Fuente: Elaboración propia

Nota:

* La cuadrilla consta de un capataz y tres operarios.

** Esta actividad es realizada por dos empleados permanente de la entidad operadora.

*** Actividad realizada por cinco 5 operarios.

Especificaciones Técnicas



San Marcos, Carazo

G ESPECIFICACIONES TECNICAS

G.1 Alcance General de la Obra y Requisitos Generales

El documento a continuación comprende las especificaciones técnicas más importantes en el proceso de construcción del alcantarillado sanitario del Distrito IV de la ciudad de San Marcos. Las etapas constructivas conforme el proceso constructivo se va desarrollando se presentan a continuación.

G.2 Suministro e Instalación de Tuberías en Red de Recolección

Trazo y nivelación

El Contratista verificará y utilizará los datos de la topografía de diseño, colocando niveletas espaciadas convenientemente para el control de los alineamientos horizontales y verticales. Antes de proceder con las siguientes actividades de instalación de tubería, el Supervisor examinará y aprobará el replanteamiento topográfico.

En caso de falla de las mediciones, el Contratista deberá corregir tales desviaciones, para obtener la aprobación del Supervisor. Así mismo, el Contratista deberá mantener en su sitio todas las referencias fundamentales mientras dure la labor de instalación de tubería en el tramo.

Excavación

Las excavaciones de zanja se efectuarán de acuerdo con la alineación, niveles y dimensiones indicados en planos o por El Supervisor. El ancho de la zanja será igual al diámetro nominal de la tubería a instalar más un máximo de 0.45 metros. Los costados de las zanjas deberán ser verticales. La profundidad de la tubería estará de acuerdo a lo indicado en los planos constructivos, siguiendo con precisión las pendientes de los tubos a instalarse y en ningún caso las tuberías deberán estar ubicadas a menos de 1.50 metros a nivel de corona.

En general deberá quedar un espacio libre de 50 centímetros entre las paredes de los tubos a instalarse y cualquier otra tubería o estructura existente. En caso de presentarse en la excavación terrenos de poca consistencia (muy húmedo, suelos orgánicos, etc.), la zanja deberá profundizarse como lo indique El Supervisor, pero no más de 0.30 metros debajo del fondo previsto y el material excavado, deberá reponerse con material granular (selecto) que será apisonado en capas que no excedan los 10 centímetros hasta un nivel que corresponda a 1/4 del diámetro del tubo. Al terminar el apisonamiento del fondo de la zanja, se procederá a la conformación de la media caña, y las depresiones para las juntas.

Para el caso de excavaciones mayores de 2 metros de profundidad, se necesitará de un ademe (encofrado y arriostramiento), que impida derrumbes que constituyan un peligro para la vida de los trabajadores o la integridad de estructuras vecinas. Los gastos de ademes deberán incluirse en el cálculo del suministro e instalación de la tubería. No se permitirán zanjas abiertas por períodos mayores de tres (3) días, antes de la colocación de la tubería, y las zanjas deberán ser rellenadas dentro de las 24 horas después que la tubería haya sido probada y aceptada por el Supervisor.

El Contratista eliminará toda el agua que se colecte en las zanjas antes y después de la instalación de los tubos estén instalados. En ningún caso se permitirá que el agua escurra sobre la fundación o por la tubería sin el permiso del supervisor. El agua encontrada será eliminada por el contratista de una manera satisfactoria para el supervisor.

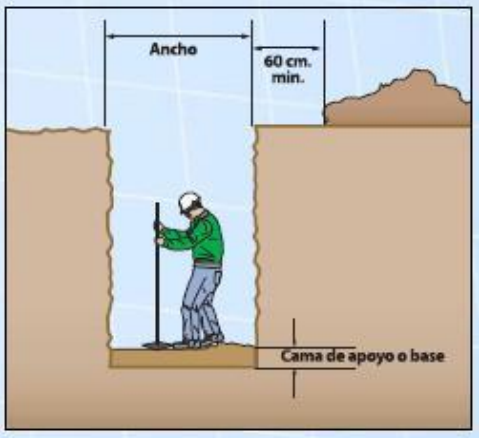
- **Instalación de tubería**

La tubería a instalar será PVC, la materia prima con la que se producirá deberá cumplir con las especificaciones técnicas de la norma ASTM D 1784 y los requerimientos de rigidez y resistencia de la norma ASTM F 949. Los accesorios a emplear pueden ser de unión mecánica (inyectados de tubería Novafort) y deberán cumplir con la norma ASTM F 949 o accesorios manuales fabricados a

partir de tubería SDR 35 y deberán cumplir las especificaciones ASTM D 3034. Los tubos deberán tener un extremo espiga (que incluye un empaque de hule) y otro de campana, para el acople de los mismos.

- **Encamado y fondo de la zanja**

El contratista deberá proveer un apoyo firme, estable y uniforme para la tubería con un espesor mínimo de 10 cm de material libre de piedras manteniendo la pendiente de diseño.



En caso de que existan rocas, escombros o cualquier otro material no es recomendado en el piso de la zanja, se deberá excavar a una profundidad mínima de 15 cm (6”) por debajo del nivel de fondo de la tubería y reemplazarse con material apropiado, compactándose el material de encamado a un mínimo de 90% Próctor Estándar.

Figura 3. Encamado y fondo

- **Colocación de tuberías**

Se deberá movilizar la tubería hasta la zanja, ya sea manualmente si el peso lo permite o con equipo mecánico; sobre todo, si la excavación es profunda. Luego se colocará el tubo con cuidado en el fondo de la zanja, verificándose que el tubo repose en toda su longitud.

- **Acople de tuberías**

Lubricar el empaque para facilitar el acople (ver), luego insertar la espiga en la campana. Colocar un trozo de madera de 2x3_ para proteger el tubo y empujar con una barra de hierro (ver imagen No 3). Cerciórese que se mantenga el alineamiento vertical y horizontal de la tubería.



Figura 4. Acople



Figura 5. Acople

- **Relleno Lateral**

Colocar material selecto en capas delgadas de 10 cm, hasta la mitad del tubo y compactar cada capa manualmente hasta alcanzar un mínimo del 95% de Próctor Estándar, ver Imagen Nº4. Se deberán tomar las precauciones necesarias para evitar el movimiento de la tubería durante el relleno lateral.

- **Relleno inicial**

Se colocará el material de relleno en capas uniformes de 20 cm de espesor y se compactará manualmente hasta alcanzar un mínimo de 95% de Próctor Estándar, por encima de la línea media del tubo y hasta una altura de 30 cm como mínimo 15 cm sobre su corona, ver Imagen Nº5.

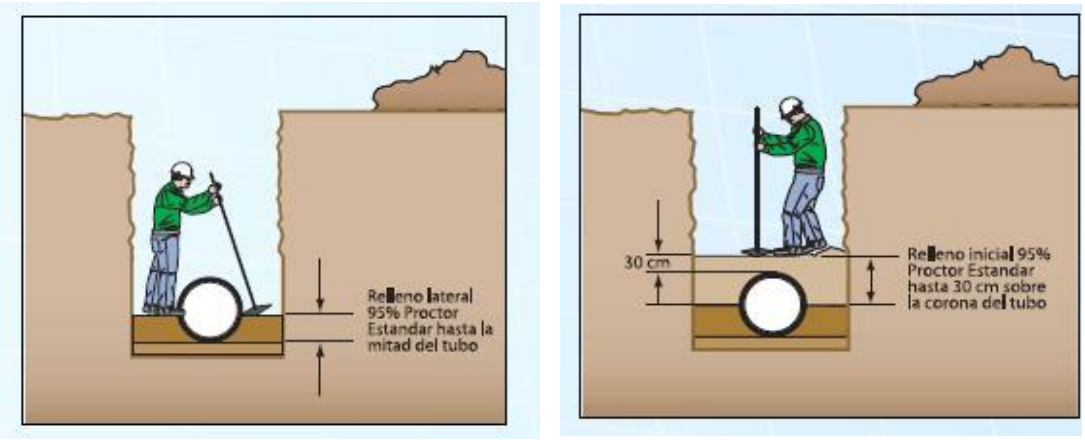


Figura 6. Relleno Inicial

Relleno Final

Zona sin tráfico vehicular

En zonas libres de tránsito vehicular, el relleno final podrá realizarse mediante volteo manual o mecánico. Se podrá utilizar llanteo para la conformación final de la superficie. Ver imágenes Nº7 y Nº8

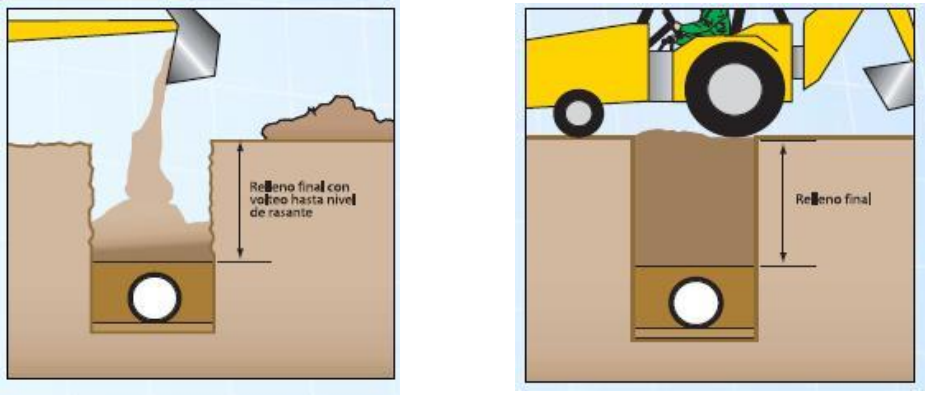


Figura 7. Relleno final

Zona con tráfico vehicular

En zonas con tráfico vehicular se deberá colocar material nativo en capas uniformes de 20 cm y compactarlo manualmente o con equipo mecánico, alcanzando un mínimo de 90% de compactación de Próctor Estándar. El relleno se realizará hasta nivel de rasante. Ver imágenes Nº8 y Nº9.

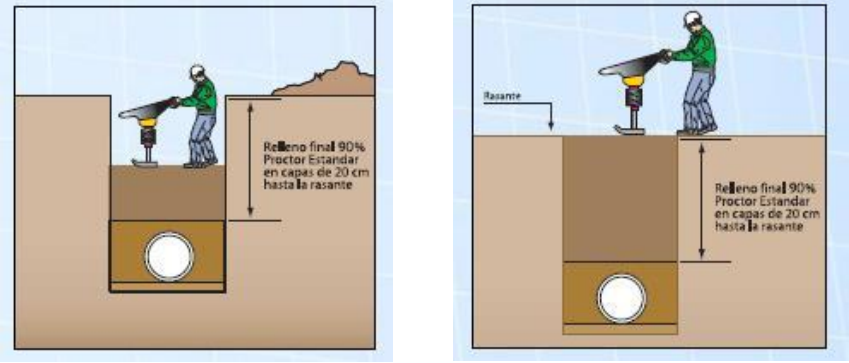


Figura 8. Próctor Estándar a cada 20cm

G.3 Pruebas de Tuberías

- **Prueba de alineamiento**

Se usará una linterna entre pozos de visita para comprobar el alineamiento de las tuberías y verificar que no queden obstrucciones, rebabas, grietas u otros defectos en los tubos. Desde el extremo de cada sección de alcantarilla deberá verse un círculo completo de luz.

El Contratista deberá hacer todas las correcciones necesarias por su cuenta hasta dejar las tuberías con los alineamientos y pendientes indicados en los planos. También, esta prueba se podrá realizar con un par de espejos que proyectarán la luz solar dentro de las tuberías.

- **Prueba de ex filtración**

Se deberán efectuar pruebas hidrostáticas a tramos de tuberías entre pozos de visita, cuando las uniones se hayan solidificado, procediendo de la siguiente manera:

- Taponar la tubería en la salida del pozo de visita inferior que se encuentra aguas abajo del tramo.
- Rellenar con agua el tramo a probarse por un período de 4 horas, para humedecer la tubería.
- Rellenar con agua el pozo de visita superior aguas arriba, a una altura que produzca una carga hidrostática mínima de 1.2 metros sobre la corona del tubo, en el punto equidistante de los pozos.
- Medir después de 4 horas la cantidad de agua exfiltrada. Se aceptará perdida de agua en los pozos de visita y no en los tramos de tubería.

Cuando se produzcan cargas hidrostáticas mayores de 1.20 metros, la pérdida de agua permitida se aumentará proporcionalmente al exceso de carga producida. Si se encuentran filtraciones o goteras de regular cuantía, El Contratista deberá excavar y descubrir dichas secciones de tubería o pozos de visita y deberá reparar o reconstruir tales secciones por su cuenta. Las

reparaciones se continuarán hasta que toda la tubería y accesorios llenen los requisitos de hermeticidad

- **Prueba de pendiente**

Se realizará un chequeo de pendiente sobre los tramos de tubería que hayan pasado la prueba de alineamiento. El chequeo se realizará a cada 5 o 10 metros, sobre el tubo y antes de retirar las niveletas. Se considerarán satisfactorios aquellos tramos que presenten una variación vertical menor del 10%.

G.4 Construcción de pozos de visitas

- **Trabajo comprendido**

Este artículo comprende el trazado y nivelación, remoción de pavimento, excavación, construcción de retorta de fondo, paredes y tapas, caídas en pozos de visita, media caña de fondo, colocación de peldaños, relleno y compactación, restauración de superficie a su estado original, disposición de materiales sobrantes y en fin todo trabajo suplementario necesario para construir los mismos.

- **Materiales**

El agua usada en la mezcla de concreto deberá ser limpia, libre de ácidos, álcalis, basura y cualquier materia orgánica la arena deberá estar limpia de arcilla y de materiales orgánicos.

El cemento Portland será Tipo I (normal) y deberá cumplir con las especificaciones de la ASTM, norma C-150.

Los ladrillos de barro deberán ser trapezoidales, sólidos, bien cocidos, libre de quemaduras y rajaduras y perfectamente acabado.

Los peldaños para las escaleras deberán ser de varilla lisa de hierro dulce sólido,

de ¾ de pulgada de diámetro, galvanizados por baño caliente después de fabricados y de las dimensiones y forma que indican los planos.

- **Excavación y relleno**

La excavación será de amplias dimensiones para permitir su fácil construcción la excavación y el relleno se deberán realizar de acuerdo a lo especificado en, los capítulos correspondientes a estas actividades.

- **Retorta o base**

La base de los pozos de visita consistirá en una plancha de concreto de 0.20 m de espesor y de ancho según lo indiquen los planos, encima de la cual serán construidos los demás elementos del pozo de visita. Para pozos hasta 3.70 m. de profundidad, la retorta será de concreto simple, y para mayores de 3.70 m. será reforzada.

El concreto podrá ser fabricado a mano, debiendo en este caso, mezclar los materiales en seco, en canoas de madera de forma trapezoidal de 1.50x1.50x0.30m, hasta que presente un aspecto uniforme. El tamaño máximo del agregado será de 2", la proporción de la mezcla del concreto será de 1:3:3 (arena, cemento, grava), siendo la arena tamizada en la malla #4 y la grava a utilizarse será de preferencia de ¾ de pulgada, agregando a continuación, el agua necesaria para obtener un producto homogéneo y cuidando que durante la operación no se mezcle con tierra ni impureza alguna.

- **Media caña**

Se deberán construir sobre la base, de concreto simple y con la resistencia que se específica en los planos, los canales de entrada y salida en forma de U. Estos canales o media caña, deberán tener una altura igual a 3/4 del diámetro del tubo de mayor diámetro que se conecte al pozo de visita. La media caña deberá tener las pendientes indicadas en los planos para facilitar el libre flujo de las aguas servidas.

- **Paredes del cilindro y del cono**

Sobre la base de concreto que se acaba de describir, se construirá las paredes del cilindro y cono del pozo de visita, con un diámetro interno de 1.20 metros. El cilindro se hará colocando el ladrillo trapezoidal de barro en trinchera. El ladrillo usado debe tener una resistencia de 49.17 psi y ser de buena calidad, libre de fracturas y quemaduras, estar limpio y humedecido antes de su colocación.

Las paredes del cilindro serán de hilera simple o doble según la profundidad del mismo, tal a como lo indican los planos. Sobre el cilindro se colocará un cono de ladrillo trapezoidal, de 1.20 de altura, tal a como lo indican los planos.

- **Peldaños de acero galvanizado**

Se colocarán en el cilindro y el cono, peldaños de hierro dulce galvanizado en caliente de 3/4" de diámetro (varilla corrugada) para efectos de facilitar el acceso al interior del pozo de visita. Los peldaños deberán dejarse perfectamente alineados horizontalmente y con el espaciamiento vertical indicado en los planos.

- **Mortero para pegado y repello de ladrillos**

Las uniones entre los ladrillos del cilindro y del cono, no deben ser menores de un (1) centímetro, siendo la proporción del cemento con arena de 1:4.Esta misma mezcla podrá utilizarse para el repello de las paredes interiores del cilindro y cono, con una capa de un (1) centímetro de espesor.

Para el fino de las paredes interiores del cilindro y del cono, se utilizará una mezcla de cemento, arena y cal hidratada, en proporción 1: 4½: ½; el mortero, cal y arena deberá hacerse y humedecerse un día antes de usarse.

- **Collarín y tapa**

Terminado el cono, se colocará el collarín y la tapa de hierro fundido, tal como aparece detallado en los planos respectivos.

- **Caídas en pozos de visita**

Cuando las diferencias en elevación de los fondos de los tubos de entrada y salida de los pozos de visita sean iguales o mayores de 60 centímetros, el Contratista deberá construir las caídas por medio de tees y codos a como se muestra en los planos.

La te y el codo para las caídas deben ajustarse a las especificaciones ASTM C-14-70. El concreto deberá tener una resistencia de 2,500 psi a los 28 días. La proporción del concreto será de 1:3:3 (cemento, arena y grava), la arena deberá ser tamizada en la malla #4 y el tamaño de la grava será de ¾ de pulgada preferentemente.

- **Conexión de tubería a pozos de visita**

El Contratista deberá hacer las conexiones de las tuberías a los pozos de visita, donde se muestre en los planos o lo indique El Supervisor.

El tubo se unirá con un mortero de cemento solvente para tubos de PVC y arena, en proporción adecuada a como lo indique el fabricante de los tubos. El niple de tubo que saldrá de los pozos de visita, se unirá con mortero. Todos los tramos de tubería a instalarse deberán iniciar y finalizar con un niple de longitud no mayor de 1.00 metro. Las uniones a los pozos y sus medias cañas deberán ser hechas de acuerdo con los planos y como lo apruebe el Supervisor.

G.5 Rotura y reposición de base de rodamiento

- **Materiales**

Los adoquines a utilizarse serán del tipo tráfico. Tendrán una resistencia a la compresión promedio normal de 350 kg/cm², con dimensiones de 24.8 cm. x 22.8 cm. x 10 cm. de espesor, para el remate de los bordes se utilizarán medios adoquines largos y cortos.

Los adoquines deberán estar exentos de fisuras y grietas, además de tener aristas bien definidas y tamaño uniforme. Serán apilados fuera de las áreas de

circulación vehicular, descargados con carretillas y puestos en el piso manualmente, sin tirarlos.

La cama de arena a utilizar será de partículas duras, sin recubrimientos o escamas, exenta de arcilla y limo, su granulometría deberá cumplir con los siguientes requisitos:

El 100 % del volumen pasará la malla # 4; El 35 % pasará la malla # 50 y el 10 % la malla # 100. La arena a utilizarse en el lastre de las juntas, además de cumplir con los requisitos anteriores deberá pasar toda por la malla Nº 8.

- **Alineamientos y niveles**

Tanto la Subrasante como la base, la cama de arena y la colocación de adoquines deberán de hacerse conforme lo existente en el área, respetándose la línea y niveles descritos en los planos.

- **Excavación y relleno**

Se harán los cortes necesarios para permitir que sobre la terracería conformada, compactada y debidamente aprobada por El Supervisor, construida al nivel de Subrasante, se rellene compacte y afine la capa de base, para la posterior colocación de la superficie de adoquines removidos.

- **Subrasante**

En el caso de las zanjas hechas para la colocación de las tuberías, el nivel de Subrasante será la última capa rellenada y compactada en la actividad de instalación de tuberías.

- **Base**

Base se le llama a los últimos 15 centímetros del relleno de la zanja, esta capa consistirá en material selecto compactado a un mínimo de 95% PROCTOR de densidad máxima determinada por el método AASHTO T-99.

La conformación y compactación de los últimos 15 centímetros deberán ser hechas una vez que el movimiento de tierras haya sido prácticamente terminado y todos los drenajes y obras adyacentes y otros estuvieran construidos y debidamente rellenados y compactados las zanjas correspondientes.

Para un buen amarre entre las capas finales, la porción de calles afectada por las excavaciones deberán escarificarse antes de colocar y compactar el material selecto de base.

- **Cama de arena**

La cama de arena deberá estar seca y será compactada con equipo de compactación de rodillo, hasta reducir el espesor de la base a cinco (5) centímetros.

- **Adoquinado**

Una vez aprobada la base y cama de arena por el Supervisor, se procederá a la colocación de los adoquines según se indique en los planos y de acuerdo a la forma geométrica de los mismos y de las cuchillas.

Los adoquines se colocarán cuidadosamente con su cara lisa hacia arriba y se colocarán paralelos y a escuadra con los bordes. Las orejas de los adoquines serán colocadas en la misma dirección que los existentes adyacentes. Las juntas deberán ser ajustadas y a escuadra con los costados y las caras.

No se permitirá usar medios adoquines o cuñas, excepto al final de las hileras y las cuñas, estos no deberán tener más de 7.5 cm de longitud. Todas las uniones deberán ser reatadas con un traslape de 7.5 cm de longitud.

Los espacios entre los adoquines se rellenarán con un lastre de arena fina con granulometría igual que especificada para la cama o base de arena. Los espacios que queden entre los bordillos y los adoquines se rellenarán con

concreto simples de 3000 psi, en una profundidad igual al espesor de los adoquines.

Después de esta operación y cuando El Supervisor lo autorice por escrito, se humedecerá y barrerá la superficie adoquinada, compactándola con una aplanadora manual de rodillo. La compactación se continuará hasta obtener una superficie plana y uniforme, exenta de depresiones o protuberancias y una adecuada trabazón entre los adoquines; se dará un mínimo de 10 pasadas con la aplanadora.

Todos los ensayos de laboratorio requeridos de acuerdo a estas especificaciones para comprobar la calidad del trabajo y de los materiales, serán ordenados y localizados por El Supervisor y pagados por El Contratista, a razón de una (1) prueba de compactación por cada 100 m^2 de adoquinado.

- **Rotura y reposición de aceras, rampas, andenes y cunetas**

Se restaurarán a su condición original las aceras, rampas, andenes y cunetas que sean dañadas durante la ejecución de los trabajos comprendidos en todo el proyecto.

El concreto para aceras, rampas, andenes y cunetas deberá preparase usando una mezcla: de una (1) parte de cemento, dos (2) partes de arena y tres (3) partes de grava o piedra triturada.

El espesor de las aceras de concreto no será menor de 5.00 centímetros. Las cunetas de concreto se construirán de acuerdo con las dimensiones y forma de las cunetas existentes. El espesor del concreto para las rampas no será menor de 20 centímetros.

El concreto a usar deberá tener una resistencia mínima a la compresión a los 28 días de 2,000 psi para las aceras y de 2,500 psi para las cunetas, rampas y

andenes. Las aceras serán vaciadas en el sitio y en forma monolítica y se deberán dejar juntas frías cada 1.50 metros. Las formaletas a utilizar deberán permanecer por lo menos 12 horas después de colocado el concreto.

Todas las superficies de concreto de estos elementos deberán tener un acabado liso de llana de madera, color uniforme y sin marcas de herramientas, ni huellas.

G.6 Sistema de pretratamiento

- **Alcances de obras**

Este ítem comprende los materiales y las actividades desarrolladas en el proceso constructivo del Sistema de pre-tratamiento del alcantarillado sanitario del Distrito IV, de la ciudad de San Marcos consta de Canal de aproximación, Sistema de rejas y Desarenador.

El sistema de pre-tratamiento se construirán de concreto reforzado con una resistencia a 28 días de 3000 PSI a como se muestra en planos constructivos, a continuación se presentan las especificaciones de los materiales y las actividades desarrolladas en el proceso.

- **Materiales para la fabricación del concreto**

El cemento a utilizarse en la preparación de mezclas de hormigón, será de una marca conocida de cemento Portland Tipo I y deberá cumplir en todo con las especificaciones ASTM-C-150-69.

El agua a emplear en la mezcla de concreto deberá ser potable y limpia, estar libre de grasas y aceites, de materia orgánica, sales, ácidos, álcalis o impurezas que puedan afectar la resistencia y propiedades físicas del concreto o del refuerzo. Deberá ser aprobada previamente por el Supervisor.

La grava deberá ser limpia, pura y durable. El tamaño máximo permitido de agregado grueso será de 1/5 (un quinto) de la dimensión mínima de la formaleta

de los elementos, o de 3/4 (tres cuartos) del espaciamiento libre entre varillas de refuerzo, según recomendaciones de la Norma ACI-211.1-81.

La arena deberá ser limpia, libre materia vegetal, limo, materias orgánicas, etc. La calidad y granulometría de la arena debe ser tal que cumpla con los requisitos de las especificaciones ASTM. C-33-59 y permita obtener un concreto denso sin exceso de cemento, así como de la resistencia requerida.

- **Resistencia del concreto**

Todo el concreto empleado tendrá un revestimiento mínimo de 2" y no mayor de 4" y/o conforme el diseño del concreto sometido por el Contratista y aprobado por el Supervisor. La resistencia a la compresión especificada se medirá en cilindros de 15 x 30 centímetros a los 28 días de edad de acuerdo a las normas ASTM. C-39-66.

El Contratista tomará cilindros de la mezcla de hormigón según lo ordene el Supervisor, para determinar su resistencia por medio de ensayos de laboratorios, los cuales serán pagados por el Contratista. Se tomarán dos (2) cilindros por llena por frente de trabajo por día. El concreto empleado tendrá una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² (3,000 psi).

- **Mezclado del concreto**

La mezcla se deberá hacer en una mezcladora mecánica con no menos de 1½ minutos de revolución continua, una vez que todos los agregados hayan sido introducidos dentro de la mezcladora.

El Supervisor autorizará la mezcla del concreto a mano, debiendo hacerse sobre una superficie impermeable (bateas, etc.), no se permitirá hacer la mezcla directamente sobre el suelo, la mezcla deberá tener un aspecto uniforme y se agregará después el agua dosificadamente, en pequeñas cantidades hasta obtener un producto homogéneo. Se tendrá especial cuidado durante la

operación de no mezclar con tierra e impurezas.

- **Colocación del concreto**

Antes del colado del concreto, todos los encofrados o moldes deberán limpiarse, eliminando de ellos toda basura o materia extraña; también los encofrados deben humedecerse antes del vaciado para evitar que absorban agua de la mezcla de concreto.

El colado debe efectuarse a tal velocidad, que el concreto conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre las varillas. Una vez iniciado el colado este deberá efectuarse en forma continua hasta que termine el colado del tablero o sección.

Durante la colocación, todo concreto en estado blando deberá compactarse con vibrador para que pueda acomodarse enteramente alrededor del esfuerzo.

El colado del concreto debe interrumpirse en caso de lluvia, tomando las medidas apropiadas para proteger de ella los elementos recién colados.

Los elementos estructurales de concreto deberán piquetearse, no antes de tres (3) días después de haberse desencofrado, para aplicar acabado fino.

- **Encofrados**

Las juntas de las formaletas, no dejarán rendijas de más de tres (3) milímetros, para evitar pérdidas de la lechada, pero deberán dejar la holgura necesaria para evitar que por efecto de la humedad durante el colado se compriman y deformen los tablones, en el caso de usar madera.

Se usará una película de aceite quemado en la cara de la formaleta en contacto con el concreto para evitar descascaramientos de la superficie del concreto colado al retirar la formaleta.

- **Desencofrados**

El desencofrado deberá hacerse de tal forma que no perjudique la completa seguridad y durabilidad de la estructura.

El concreto que se descimbre debe ser suficientemente resistente para no sufrir daños posteriores. Durante la actividad de descimbrar se cuidará de no dar golpes ni hacer esfuerzos que puedan perjudicar al concreto.
El tiempo mínimo para retirar las formaletas será de:
21 días para losas y vigas aéreas.
7 días para las paredes de concreto armado.
2 días en los costados de columnas, de paredes y de vigas.

En ningún momento se permitirá cargar la estructura con almacenamiento de materiales, equipos o cualquier otro tipo de sobrecarga extraordinaria durante el tiempo que dure el concreto en alcanzar su resistencia de diseño.

- **Curado del concreto**

Después de la colocación del concreto deben protegerse todas las superficies expuestas a los efectos de la intemperie, sobre todo del sol y de la lluvia. El curado se iniciará tan pronto el concreto haya endurecido suficientemente a juicio de El Supervisor.

Se cuidará de mantener continuamente húmeda la superficie del concreto, durante los primeros siete (7) días. Se evitarán todas las causas externas, como sobrecargas o vibraciones, que puedan provocar fisuras o agrietamiento en el concreto sin fraguar o sin la resistencia adecuada. Todos los repellos y acabados de paredes deben curarse en igual forma.

- **Reparación de defectos en el concreto**

Todos los defectos en el concreto, segregaciones superficiales (ratoneras), deben reparase picando bien la sección defectuosa, eliminado todo el material

suelto. Las zonas o secciones defectuosas deben rellenarse con concreto o mortero en base de epóxidos, siguiendo las instrucciones de El Supervisor.

- **Acero de refuerzo**

El acero de refuerzo será de barras según las especificaciones ASTM.- A-305 y también deberá cumplir con las especificaciones de la ASTM.-A-615 Grado 40 con límite de fluencia Y = 2,800 kg/cm². Los espesores de las barras a emplear estará conforme el detalle mostrado en planos constructivo.

El acero de refuerzo se limpiará de toda suciedad y óxido superficial. Las varillas se doblarán en frío, ajustándolas a los planos y especificaciones del Proyecto, sin errores mayores de un (1) centímetro.

Los dobleces de las armaduras, salvo especificación estricta en los planos, se harán con radios superiores de siete y media (7.5) veces el diámetro.

Las varillas se sujetarán a la formaleta con alambre de hierro dulce #16 y tacos de concreto o piedra entre sí de modo que no puedan desplazarse durante el chorreado del concreto y que éste pueda envolverlas completamente.

La separación entre varillas paralelas será, como mínimo, igual a dos y medio (2.5) centímetros o una y media (1.5) veces el diámetro del mayor agregado grueso utilizado.

La posición de las varillas se ajustará a lo indicado en los planos del proyecto y las instrucciones de El Supervisor.

G.7 Medición de caudales - Canal Parshall

El Contratista debe proveer e instalar canales medidores Parshall en el sitio indicado en los planos constructivos. Las características, modelo y tipo serán determinadas de acuerdo al caudal que circula por el sistema.

El canal deberá ser de fibra de vidrio y deberá ser suministrado con todos los accesorios necesarios para la instalación en el canal. El canal debe incluir una escala de medición empotrada dentro de la sección correspondiente del canal, la escala debe ser dividida en incrementos de un (1) centímetro y aletones de buen tamaño y suficientes, para instalarlo en el canal de concreto.

La superficie interior debe ser lisa y libre de irregularidades para minimizar el acumulamiento de partículas, garantizar la circulación del flujo sin obstáculos y permitir una medición sin alteraciones.

La superficie exterior debe ser provista con sujetadores para anclamiento en concreto y una estructura de soporte o un pozo de estanqueidad para sostener el detector de nivel especificado en los planos y deberá tener adaptadores terminales para una transición necesaria entre el desarenador y el canal de salida con el canal Parshall.

Manual de Operación y Mantenimiento



San Marcos, Carazo

H INSTRUCTIVO DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

H.1 Sistema de alcantarillado sanitario

Generalidades

A continuación se describe las acciones que deben tomarse para la buena marcha de la Operación y Mantenimiento de la Red de Alcantarillado Sanitario de San Marcos.

Sostenimiento de la red alcantarillado sanitario

Cualquier sistema de alcantarillado, pluvial, sanitario o unitario requiere un mantenimiento periódico. De hecho, las redes de alcantarillado son sujetas a la abrasión, oxidación, fisuras, bloques y hundimiento. Mantenimiento e inspección periódica hacen parte de las tareas rutinarias del encargado de las alcantarillas.

Inspección de la red de alcantarillado sanitario

Es esencial inspeccionar visualmente el sistema de alcantarillado de una forma continua. Esas inspecciones son parte del trabajador sanitario y deben ser incluidas en la definición de sus tareas, incluyendo los siguientes elementos:

- Averiguar que los huecos de ventilación sobre las tapas de pozo de visita no estén bloqueados;
- Averiguar si hay presencia de arena, grava, grasa u otros depósitos sobre el fondo de los pozos;
- Averiguar el estado de las tuberías y la presencia de grietas;
- Averiguar el alineamiento de las tuberías;
- Averiguar la velocidad y el caudal de flujo;
- Averiguar el suelo hundiéndose o hinchándose alrededor de los pozos;
- Averiguar el nivel de agua en los pozos;

Pruebas de humo

Es a veces necesario realizar una prueba de humo en la tubería con el propósito de localizar una grieta importante o una conexión ilegal en la red de

alcantarillado. La prueba consiste en hacer circular bajo presión una nube de humo blanco que penetrará todas las conexiones dentro del sector de la red bajo prueba. Observando donde el humo se está escapando, se pueden ubicar las grietas importantes y las conexiones ilegales.

- **Prueba usando un líquido colorado**

Esta prueba consiste en el uso de un colorante, cuya presencia en los afluentes permite averiguar las intercomunicaciones entre las redes de alcantarillado y las conexiones.

- **Limpiar red de alcantarillado**

Cuando la velocidad del afluente que pasa en una tubería es menor de 0.6 m/s, ocurre sedimentación que provoca la deposición de sólidos en la tubería. Diferentes técnicas han sido desarrolladas para prevenir una acumulación excesiva de sólidos en los conductos.

- **Limpieza con una bola de acero**

Consiste en la introducción de una bola de acero cuyo diámetro es ligeramente inferior al diámetro interior de la tubería, la bola es asegurada por una cadena, un cable o mecate, y es colocada dentro de un pozo de visita con agua. El agua forzará la bola a viajar en la tubería de alcantarillado. Cuando se regularice la velocidad de avance de la bola, la velocidad del agua que pasa alrededor de la bola irá incrementándose y desalojará los sólidos y los pondrá en suspensión. Un dique o muro instalado en el pozo de visita aguas abajo permite recolectar los residuos.

- **Limpieza hidrodinámica**

Es el método más utilizado en la actualidad y consiste en utilizar una manguera de caucho con un caudal de hasta 6 l/s de agua con una presión entre 4000 y 150000 KPa. La boca dirige un chorro para desalojar los depósitos sólidos. Unos

chorros laterales aseguran la evacuación de los residuos y permite el movimiento de la cabeza de limpieza.

La limpieza se hace hacia aguas arriba y el agua lleva los residuos aguas abajo. Un dique o muro instalado en un pozo de visita aguas abajo permite recolectar los residuos.

- **Limpieza usando demasía de agua**

Incrementando el caudal y la presión hidrostática en el conducto, se puede permitir una limpieza adecuada para las tuberías pequeñas. Este tipo de limpieza es generalmente seguido por algún otro método de limpieza, ya que las presiones y velocidades producidas son generalmente inadecuadas para lograr una limpieza completa.

- **Limpieza mecánica**

La limpieza mecánica es un método eficiente para eliminar raíces de árbol, grasas y varios residuos. Se realizada con una herramienta cortante o un taladro introducido en el alcantarillado por un cable atado a una máquina motorizada. Varios tipos de herramientas pueden ser usados dependiendo del tipo de residuo a ser removido.

El primer método consiste en el uso de un dispositivo cortante mecánico para remover las raíces. El segundo método radica en el uso de una solución química que destruirá el sistema de raíces y mantendrá las raíces fuera de la tubería por un período de 5 años. El último método consiste en la remoción de raíces mecánicamente y en el uso de un producto químico que mata permanentemente el sistema de raíces.

- **Reparación**

A parte de la inspección y de la limpieza el trabajador de alcantarillas sanitario debe reparar el sistema de alcantarillado sanitario, los pozos de visita y los equipos asociados.

Durante estas reparaciones, herramientas mecánicas y eléctricas son requeridas, así como productos de cemento para reparar el concreto y mampostería. Es también necesario de excavar amplias áreas para reemplazar conductos que se han hundido o quebrado. Para lograr eso, retro-excavadoras y otros equipos pesados son requeridos en la evacuación del material excavado sobrante y de pedazos de conductos.

- **Clasificación**

Es importante inspeccionar y evaluar los riesgos existentes en cada uno de los sitios de trabajo. Esta evaluación conlleva a clasificar el sitio de trabajo de acuerdo al nivel de riesgo encontrado al cual se asocia un procedimiento de trabajo.

El trabajo asociado a la operación y mantenimiento de una red de alcantarillado tiene lugar principalmente en sitios con acceso difícil o con una ventilación inadecuada. En esos casos, se trata de “sitios cerrados” es decir donde los medios de acceso de salida son limitados dada su concepción, estilo de construcción, y en el cual una acumulación de contaminantes tóxicos e inflamables puede ocurrir.

Los sitios que coinciden con esa definición no necesariamente representan el mismo nivel de riesgo. Para evaluar el sitio de trabajo, se puede acudir a varios criterios, entre otros.

Las características de construcción (facilidad de acceso, confinamiento, tipo de equipo, caudal y capacidad del alcantarillado).

Las condiciones atmosféricas (presencia de gases tóxicos o inflamables, nivel de oxígeno).

El propósito principal de esa evaluación es de limitar el acceso a los sitios de trabajo peligrosos. El acceso a esos sitios de trabajo peligrosos de ser controlados por un "programa de permiso de acceso".

La puesta en marcha de un programa de permiso de acceso implica:

- Adaptar medios para restringir el acceso a espacios peligrosos a personas no autorizadas
- Hacer conocer los riesgos liados al sitio de trabajo cuando se otorga un permiso de acceso
- Un seguimiento administrativo de las condiciones encontradas durante cada acceso a un sitio cerrado de alto riesgo, incluyendo las informaciones referentes a los incidentes que han ocurrido durante el acceso que puedan conducir a revaluar el riesgo a este sitio y los procedimientos a emprender.

Consignas generales de seguridad

Las informaciones contenidas en esta sección no son exhaustivas pero buscan sensibilizar los trabajadores a las tres etapas de la intervención:

- Preparación
- Movilización e intervención
- Desmovilización y mantenimiento del equipo
- Previamente a la intervención, el personal responsable del mantenimiento deberá:
- Ponerse de acuerdo, durante una reunión, antes de iniciar el trabajo, sobre las diferentes etapas y sobre un plan de evacuación de emergencia
- Obtener un certificado de socorrismo y haber recibido la capacitación pertinente sobre los riesgos inherentes al trabajo, cuando estos afecten a la supervisión del trabajo, al exterior de las alcantarillas

- Disponer de un sistema de comunicación por radio adecuado para comunicarse con los servicios de emergencia
- Aplicar las normas de señalización para trabajos de poca duración, tan pronto como la cuadrilla de trabajo inmovilice su vehículo sobre la vía pública.
- Convenir en una estrategia de intervención respecto al procedimiento de trabajo a efectuar.
- Discutir las responsabilidades de cada uno y la marcha a seguir para abrir los pozos de salida, si fuere necesario.
- Asegurarse que las medidas de prevención sean puestas en aplicación previamente al inicio de los trabajos.
- Registrar en una hoja de control los riesgos presentes de trabajo y certificar por escrito su conformidad sobre los medios de prevención a poner en aplicación.
- Sacar con un detector una muestra del aire ambiente.
- Proceder si requerido a ventilar el lugar de trabajo.
- Obtener un plano de la red.
- Asegurar una adecuada coordinación con los demás servicios públicos.
- Conseguir un permiso de cierre de la vía si es necesario.
- Conseguir la ficha descriptiva de los productos utilizados.
- Durante la intervención el personal responsable de mantenimiento deberá:
- Asegurarse que un supervisor o vigilante, que tenga un certificado de socorrismo, se quede cerca de la entrada del pozo de visita durante la intervención y disponga de un torno de socorro y de un aparato de respiración autónomo.
- Asegurarse que el detector de gases esté en buen estado de funcionamiento. El trabajador asignado al trabajo de alcantarillas debe llevarlo durante toda la duración de la intervención en espacio cerrado.
- Asegurarse de la puesta en sitio de un proyecto de pozo de visita y de un parapeto antes de bajar en el alcantarillado

- Estar provisto de un aparato respiratorio de emergencia que deberán utilizar si el aparato de detección continua emite un signo de alarma. Ellos deberán, en ese momento, dirigirse hacia la salida prevista al efecto.

Después de la intervención:

- Asegurarse de que sus compañeros de trabajo hayan salido del alcantarillado antes de cerrar la tapa del pozo de visita.
- Tomar una ducha y dejar sus ropas sucias en un contenedor previsto con este fin.
- Asegurarse que el camión y los equipos de trabajo estén limpios.
- Informar a su medio personal de la naturaleza particular de su función, en caso de sentirse indispuesto.
- Asegurarse al regresar al taller que los aparatos de detección estén calibrados y recargados a fin de que estos estén listos para la próxima intervención en espacio cerrado.

Intervenciones en el colector

Limpieza

El colector ha sido concebido de tal manera que la velocidad de flujo sea suficiente para permitir una auto-limpieza de las tuberías tomando en cuenta los caudales pico de diseño. Los caudales pico de diseño no se presentarán en los primeros años de servicio de los colectores, de tal manera que en algunos tramos de los colectores, la velocidad de flujo podría no ser adecuada para asegurar la autolimpieza de las tuberías, hasta que el incremento de usuarios conectados al sistema haga incrementar los caudales de aguas negras hasta acercarse a los parámetros de diseño.

Cabe mencionar que para una tubería fluyendo a la mitad de su capacidad, la velocidad de flujo alcanza la obtenida a tubo lleno, de forma que la velocidad de auto-limpieza será obtenida en cada tramo del colector cuyo caudal pico real será igual o mayor que la mitad del caudal de diseño. Por otra parte en todos los

tramos, la velocidad de diseño de los colectores supera 0.6 m/s, valor límite de auto-limpieza. De hecho el valor de diseño se acerca o supera 1.0 m/s para una buena parte de los colectores.

Así en la mayoría de los tramos de los colectores, la velocidad de auto-limpieza debería ser obtenida, aún a principio de la vida útil de los colectores, cuando los caudales estén muy por debajo de los parámetros de diseño.

H.2 Sistema de tratamiento

Este manual de operación y mantenimiento contiene recomendaciones de interés para las fases de:

- Recepción de Obra
- Puesta en operación inicial
- Operación de rutina
- Operación en condiciones de limpieza

Para que los objetivos del Manual puedan cumplirse, es necesario que el Supervisor o Responsable de la Planta, esté contratado durante la fase de construcción e idealmente participe en funciones de supervisión, de modo que las dos primeras fases de operación puedan llevarse a cabo en forma coordinada.

Objetivos del manual

El presente manual contiene información que servirá como herramienta para el cumplimiento de los siguientes objetivos:

- Uniformizar los procedimientos de operación y control de la planta de tratamiento de aguas residuales.
- Delinear procedimientos para conseguir una adecuada transferencia de la obra desde la fase constructiva a la fase operativa.

- Establecer criterios para determinar el número y tipo de personal administrativo de operación y de mantenimiento requerido en la planta, conjuntamente con una descripción de sus responsabilidades.
- Efectuar una descripción de los procesos de tratamiento de la planta, con indicación del cambio a producirse en las características del desecho y los principales parámetros de diseño y control.
- Efectuar una descripción de los procedimientos de operación de la planta en condiciones de: Puesta en operación inicial, Operación de rutina y Operación en condiciones de limpieza. En los procedimientos en condiciones de rutina se indicarán las mediciones, análisis y registros a mantenerse.
- Efectuar una descripción de los procedimientos de mantenimiento de obra civil y mantenimiento preventivo de equipos

Recepción de la obra

Desde el punto de vista operativo, los aspectos más importantes para un adecuado traspaso de la obra al personal de operación son los siguientes:

a) Es necesario que la construcción del sistema de Colectores esté terminada. Ninguno de los Biofiltros podrá entrar en operación inicial sin haber pasado las correspondientes pruebas de estanqueidad, para lo cual es requerido que la pérdida de nivel diaria para efecto de infiltración (sin incluir evaporación), no sea mayor que 5 mm. Para el efecto es necesario llenar el sistema de Biofiltros.

b) El sembrado de grama en los taludes de los pequeños diques de los Biofiltros, debe realizarse después de las pruebas de estanqueidad, para evitar su deterioro durante el este proceso. Para esta labor es necesario que la bodega de la planta disponga de todas las herramientas de operación y mantenimiento.
Otras partes del proyecto que deben estar completas según las correspondientes especificaciones técnicas son los siguientes:

- Canales y tuberías de ingreso y salida de los Biofiltros

- Comprobación y calibración de las estructuras de medición.

Puesta en operación Inicial

Antes de poner en operación inicial a la planta de tratamiento, es necesario que los trabajos descritos anteriormente, se hayan cumplido y además se den atención a las siguientes actividades.

- Se requiere que el presente manual haya sido revisado, para introducir los cambios incorporados durante la construcción.
- La prueba de estanqueidad se puede realizar al mismo tiempo que se procede a desarrollar la microbiota y aclimatación de los microorganismos responsables del buen funcionamiento de los Biofiltros.
- Otro requisito importante es que las plantas responsables de la degradación del agua residual, en este caso los Carrizos, deben tener la edad requerida para efectuar su proceso de depuración.
- En esta fase es recomendable tener cuidado con el material que ingresa a las obras de pre tratamiento, ya que podrían conducirse desechos de materiales de construcción.

Calibraciones y mediciones

Se debe instalar y calibrar los registradores de nivel en el medidor Parshall. Los registradores seleccionados son de simple instalación y calibración. Se debe tener especial cuidado de guardar suficiente stock de papel de registro, teniendo en cuenta que se utilizará una hoja por cada registro y por cada dos semanas. Los datos de cada registro deben ser pasados a un formulario en el que se determinará el caudal en forma horaria.

Las calibraciones más importantes tienen relación con la hidráulica de la planta y en particular con las obras de llegada. Se debe tener en cuenta que los cálculos hidráulicos, han sido realizados bajo suposiciones teóricas, con la utilización de fórmulas y correlaciones que tienen coeficientes experimentales. Si bien las

suposiciones de cálculo son correctas, es necesario efectuar una serie de mediciones y calibraciones para asegurar que los coeficientes adoptados estén dentro de un rango aceptable. Las calibraciones de caudal más exactas pueden llevarse a cabo con la ayuda de pruebas de trazadores. De todos los trazadores posibles a usarse, los colorantes como la Rodamina en solución, es la más fácil de realizar, por sus características de:

- Asociación directa con el líquido al tener inmediata y total solubilidad.
- No biodegradable y no absorbible en sólidos.
- De fácil preparación y fácil manejo en el campo puesto que es claramente visible y por lo tanto el programa de muestreo es simple.
- Bajo costo inicial y de análisis.
- El análisis es de alta sensibilidad, comparado con otros trazadores. Por ejemplo la sal común puede dosificarse en soluciones de 30,000 mg/l y el análisis detecta hasta un nivel de 0.1 mg/l, en cambio la Rodamina puede dosificarse en soluciones de hasta 200,000 mg/l y el análisis detecta hasta niveles de 0,001 mg/l, de modo que puede obtenerse una exactitud de tres ciclos logarítmicos o mayor.

Puesta en operación del sistema

La puesta en operación del sistema de tratamiento se inicia con el llenado de los Biofiltros. Normalmente se deberían de llenar con agua fresca al menos hasta la mitad antes de alimentarlas con agua cruda para evitar cualquier posibilidad de desarrollo de condiciones anaeróbicas, para evitar lo anterior los Biofiltros se deben llenar con agua cruda en forma gradual.

Personal necesario

El personal de la planta es para la operación y mantenimiento de las unidades y módulos sanitarios. Se recomienda como personal permanente en las plantas 1 operador del sistema y dos ayudantes. Las características de este personal son:

Operador de turno:

Educación, experiencia y habilidades:

- Título de Bachiller y curso de capacitación.
- Destreza manual y discriminación de colores
- Disponibilidad para trabajo con rotación de turnos
- Responsabilidades
- Responsable por llenado de formularios de registros de observaciones visuales
- Muestreo de las aguas residuales crudas y tratadas
- Muestreo instantáneo de efluentes de Biofiltros para los diferentes análisis.

Ayudantes:

- Mantenimiento de taludes internos y externos
- Mantenimiento de cauces
- Jardinerías y arborización de exteriores
- Operación de podadores
- Mantenimiento de estructuras sanitarias

Operación de rutina de la planta

Los procesos componentes de la planta de tratamiento de aguas residuales son los siguientes:

- Cribado
- Medición de Caudal
- Tanques Imhoff
- Biofiltros
- Descarga Final

Cada uno de los procesos indicados tiene un objetivo específico de cambio o mejoramiento de la calidad de uno o varios de los parámetros de calidad de las aguas residuales que están siendo tratadas. Por ejemplo el objetivo del proceso de cribado es la remoción del material flotante y sólidos de gran tamaño y el

parámetro más apropiado para controlar el proceso sería la determinación de sólidos flotantes. La implementación de este parámetro, si bien no tiene mayores dificultades, es problemática debido a la gran cantidad de muestras y determinaciones que se requiere por efecto de la gran variabilidad del parámetro. Por esta razón se prefiere evaluar el funcionamiento de este proceso, por el volumen o peso diario del material cribado.

Para controlar que se consigan los resultados de depuración esperados, es necesario efectuar una serie de mediciones y determinaciones como:

- La demanda Bioquímica y Química de Oxígeno en el efluente y afluente
- Los niveles de sólidos en suspensión en la entrada y salida de los Biofiltros
- Los niveles de coliformes fecales
- Observaciones visuales en las plantas, la sanidad y aspecto saludable en los carrizos.
- Con las determinaciones anteriores se pueden calcular algunos parámetros de control como:
- La Carga orgánica superficial del proceso
- Las eficiencias de remoción de materia orgánica y de bacterias
- Los requisitos de limpieza del proceso
- La producción de sólidos biológicos del proceso
- El control en la remoción de coliformes fecales se deberá realizar en el efluente de los Biofiltros.

Existen otras determinaciones que sirven también para control de los procesos y que ameriten efectuarse, pero no en forma rutinaria, sino en condiciones de evaluación intensiva y con una frecuencia diferente.

- **Programas de mediciones y pruebas de laboratorio**

Establecidos los criterios de control de los procesos de tratamiento, hace falta detallar el programa de muestreo puntual o compuesto y de mediciones y

pruebas a realizarse en condiciones de rutina. Con estos datos se desarrollaran los parámetros de control antes indicado.

Para la realización del programa de muestreo y medición se han tomado en cuenta algunos aspectos como son:

- El tipo de medición o análisis a efectuarse
- Los requisitos de preservación de las muestras y el tiempo máximo de espera
- La variabilidad del parámetro
- El uso práctico de la información a desarrollarse
- Resumen de Datos Diarios: Este formato registra los parámetros operacionales del sistema y los resultados de análisis de laboratorio aplicables. Se debe hacer notar que algunas pruebas se realizan una vez a la semana o cada 15 días o una vez al mes. Por tanto solamente la información aplicable se deberá registrar en el formato.
- Resumen Mensual: Se reporta la eficiencia del sistema en cuanto a remoción de los parámetros a ser controlados. El mantenimiento de rutina se suma y también se reporta cualquier problema operacional o de mantenimiento que se haya presentado durante el período. El objetivo de los resúmenes mensuales es observar el comportamiento de los Biofiltros y si estas están funcionando de acuerdo a lo esperado. Si se observan desviaciones, se deberá revisar la sección de “Problemas” para tratar de encontrar la causa de la desviación y tomar las medidas correctivas correspondientes.
- Resumen Trimestral y Anual: Este resumen pretende evaluar en forma global el desempeño de los Biofiltros en largos períodos de tiempo y chequear las condiciones del efluente en comparación con los parámetros con los que se diseñaron los Biofiltros.

Recomendaciones para el mantenimiento de la planta de tratamiento

Los tiempos establecidos para la realización de las diferentes actividades se basan en la experiencia de la planta piloto de Masaya, Nicaragua. Sin embargo,

se estima que estos tiempos no varían mucho cuando se trata de sistemas de Biofiltros construidos para pequeñas comunidades y comunidades rurales concentradas. El manejo de la planta puede estar a cargo de una sola persona, aunque eventualmente se puede requerir una persona adicional.

H.3 Pretratamiento

Canal de entrada con rejilla

- Remoción manual y diaria de los sólidos gruesos retenidos entre las barras de la rejilla y el acumulado sobre la platina perforada, con la ayuda de un rastrillo metálico. El material inorgánico se recolecta y se envía al basurero municipal, y el material orgánico se deposita en la pila de secado de lodos. Esta actividad toma diez minutos.
- Limpieza de los sólidos sedimentados en el fondo del canal de entrada, una vez por mes, con la ayuda de pala y carretilla. Esta actividad dura 10 minutos.
- Registro del caudal afluente mediante el uso del dispositivo de medición instalado. Se recomienda hacer mediciones cada hora en la etapa de arranque del sistema para conocer el comportamiento de los caudales de entrada y salida. Posteriormente, pueden efectuarse mediciones menos frecuentes de control (tres veces al día). Estas mediciones deben ser anotadas en un cuaderno de registro para saber su comportamiento en el tiempo.

Desarenador

- Extracción del material acumulado en el fondo del desarenador mediante una válvula de desagüe de fondo. Si no existe esta válvula, se utiliza pala y carretilla. La frecuencia de limpieza se determina en función de la acumulación de material en el volumen establecido para el almacenamiento de los sedimentos. Esta limpieza tiene una duración de 30 a 40 minutos.
- La instalación del bafle permite contar con una trampa de grasa. La grasa y otros materiales flotantes se acumulan en forma de nata en la superficie del

agua, por lo que se deben remover cada tres días con un pazcón (malla). Esta actividad tarda 15 minutos y se utiliza también una carretilla para trasladar los desechos hacia el área de secado de lodos.

H.4 Tratamiento Primario

- Remoción manual de la nata que se forma en el área de las ventosas del tanque por el ascenso de burbujas de biogás con flóculos de lodo, utilizando una pala o un pazcón cada 15 días y la carretilla para el traslado de los desechos al área de secado. Esta actividad tarda 15 minutos.
- Remoción de la nata flotante que se forma en las cámaras de sedimentación, retenida por la pared deflectora colocada al final de dichas cámaras. Se realiza una vez al mes con la ayuda de un pazcón y carretilla. Esta actividad tarda una hora.
- Remoción del lodo acumulado en el fondo del tanque según la frecuencia establecida en el diseño, por medio de la apertura de las válvulas de la tubería de extracción de lodo que generalmente se conectan a la pila de secado. Si no hubiera válvulas de limpieza, se puede utilizar una bomba de semisólidos o una cisterna para efectuar esta operación. Esta actividad tarda entre una hora y media y dos horas. La excesiva generación de olores en esta pila puede ser controlada con cal.
- Al cabo de aproximadamente cuatro meses, el lodo debe ser sacado de la pila y enterrado, actividad que tarda tres horas. Si el lodo va a ser destinado a mejorar el suelo en áreas de cultivos agrícolas, será necesario efectuar análisis de los lodos para descartar la presencia de parásitos después del período de estabilización.
- Si el tanque es cerrado y se ha construido un filtro para biogás, se remojan los trozos de corteza que se encuentran dentro de éste, una vez por semana, actividad que tarda cinco minutos. Estos trozos de corteza se deben cambiar anualmente.

- **Mantenimiento y limpieza de Tanque Imhoff**

Para la limpieza de tanque Imhoff se cuenta con 2 válvula de 8", La limpieza deberá realizarse abriendo las 2 válvulas al mismo tiempo por cada módulo, por un periodo de 5 minutos, esta operación deberá realizarse cada 25 días, la descarga de lodos procedentes del tanque se conducen al lecho de secado donde el operador deberá de distribuirlos uniformemente en todo el lecho, una vez que estos secan se retiran y se disponen en vertedero sanitario o se pueden utilizar como mejoramiento de terrenos agrícolas mezclándolas con el suelo del lugar, estos lodos no deben de utilizarse en cultivos hidropónicos.

Para la correcta realización de su trabajo se recomienda que se mantengan en el predio de los biofiltros, las siguientes herramientas e instrumentos: Pala manual, metro, escoba, pico , hacha, balde, carretilla, guantes de hule, cinta métrica, llave inglesa, carretilla de mano, machete, tijera de jardín, botas, cuchillo, desarmador, casco, mecate, martillo, clavos, escobilla.

H.5 Tratamiento secundario

- **Biofiltro**

La operación es muy importante si quieren obtenerse buenos resultados. Por tanto, debe contarse con un plan de operación y mantenimiento que debe escribirse durante la etapa de diseño final del sistema. La operación y mantenimiento debe enfocarse a los factores más importantes para el rendimiento del tratamiento:

- Proporcionar una amplia oportunidad para el contacto del agua con la comunidad microbiana, con la capa de residuos de vegetación y con el sedimento.
- Asegurar que el flujo alcance todas las partes del humedal.
- Mantener un ambiente saludable para los microbios
- Manteniendo un crecimiento vigoroso de vegetación.

Estructuras

Deben inspeccionarse diques, vertederos, y estructuras de control de agua de forma regular e inmediatamente después de cualquier anomalía en el flujo. Los humedales deben verificarse después de subidas importantes de caudal ya que pueden afectar el substrato, particularmente a las estructuras de salida. Cualquier daño, corrosión u obstrucción, debe corregirse lo más pronto posible para prevenir fallos y reparaciones que podrían ser costosos.

- Remoción de los flóculos sedimentados en el canal de distribución una vez por mes y reposición de la cubierta de madera cuando se encuentra en mal estado, actividad que tarda 30 minutos.
- Corte de plantas en función de su ciclo vegetativo (para el carrizo cada diez meses) y limpieza de la superficie del lecho filtrante después del corte, con la ayuda de machete y rastrillo. Se ha estimado que el corte y limpieza se efectúan a razón de 50 m^2 diarios por persona.
- Cuando se note un flujo superficial de aguas residuales en la entrada del biofiltro, se recomienda remover de uno a dos metros del material del lecho filtrante principal (después del material grueso de la zona de entrada) en todo el ancho de cada unidad del biofiltro, el cual se debe sustituir con material nuevo de las mismas características. Para esta actividad, se extrae el agua del biofiltro mediante la manguera flexible instalada en la caja de recolección. Una vez vacío el biofiltro, se realiza el cambio del material con la ayuda de pico, pala y carretilla. Para esta actividad, es recomendable contar con personal adicional de manera que se reduzca al mínimo el tiempo durante el cual el biofiltro esté fuera de operación. La reposición se hace mientras se efectúa la reposición del material, el caudal del biofiltro que está en mantenimiento es desviado a otro biofiltro construido en paralelo.
- Control del espejo de agua, el cual siempre debe estar por debajo del lecho filtrante. Esto se hace con la manguera flexible de la caja de salida, ubicando la salida a la altura establecida en función de la pendiente hidráulica de diseño.

Control de la vegetación

El manejo del nivel del agua es la clave para el éxito de la vegetación. Mientras las plantas del humedal pueden tolerar cambios temporales en la profundidad del agua, debe tenerse cuidado de no exceder los límites de tolerancia de las especies usadas durante periodos largos de tiempo. La cubierta vegetal en los diques debe mantenerse para desarrollar una capa de tierra buena con sistemas de raíz extensos que resisten a la erosión.

La vegetación debe ser inspeccionada regularmente y deben quitarse las especies invasoras. Los herbicidas no deben usarse excepto en circunstancias extremas, y sólo entonces y con cuidado extremo, dado que pueden dañar severamente la vegetación emergente.

Control de ratas

Las ratas y otros roedores pueden dañar los diques y la impermeabilización. Por tanto, deben preverse las medidas necesarias para evitar que esto ocurra, hasta el punto de que puede ser necesario atrapar y retirar los animales hasta que pueda instalarse una pantalla de alambre. Las madrigueras también pueden ser selladas poniendo bentonita en la entrada.

Acciones para el manejo de los desechos sólidos y lodos que generará el sistema de tratamiento:

- Los lodos del tanque Imhoff serán evacuados cada 25 días y deben ser conducidos al lecho de secado hasta que estos secan, el periodo de estabilización de estos lodos es de 4 meses, una vez estabilizados, se retiran y se disponen en vertedero sanitario o se pueden utilizar como mejoramiento de terrenos agrícolas mezclándolas con el suelo del lugar.
- Los lodos también se pueden transportar hasta el relleno sanitario municipal en donde se debe construir una trinchera para el enterramiento de los mismo o bien en los predios de la planta de tratamiento se puede construir una zanja en se pueden depositar y manejarse como relleno.

- Estos lodos pueden ser un material excelente si son utilizados como abono orgánico.

Materiales, equipos y herramientas mínimos requeridos

- Montaje, alineamiento y pruebas completas de funcionamiento.
- Formatos correspondientes.
- Termómetro.
- Grasa.
- Engrasadora.
- Equipo de izado.
- Balineras.
- Grasa solvente industrial.
- Barniz dieléctrico.
- Cinta aislante eléctrica.
- Cables y terminales eléctricas.
- Compresor de aire completo.
- Herramientas.

Planos de Obras Propuestas



San Marcos, Carazo