



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LOS DESFOGUES DE LOS COLECTORES
DE ALCANTARILLADOS COMBINADOS EN LA ZONA 5 Y DEL ALCANTARILLADO
SEPARATIVO DE LA ZONA 10 DE LA CIUDAD DE QUETZALTENANGO,
QUETZALTENANGO**

María Renée De León Pimentel
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, mayo de 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LOS DESFOGUES DE LOS COLECTORES
DE ALCANTARILLADOS COMBINADOS EN LA ZONA 5 Y DEL ALCANTARILLADO
SEPARATIVO DE LA ZONA 10 DE LA CIUDAD DE QUETZALTENANGO,
QUETZALTENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

MARÍA RENÉE DE LEÓN PIMENTEL
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Luis Diego Aguilar Ralón
VOCAL V	Br. Christian Daniel Estrada Santizo
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LOS DESFOGUES DE LOS COLECTORES
DE ALCANTARILLADOS COMBINADOS EN LA ZONA 5 Y DEL ALCANTARILLADO
SEPARATIVO DE LA ZONA 10 DE LA CIUDAD DE QUETZALTENANGO,
QUETZALTENANGO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 25 de septiembre de 2018.


María Renée De León Pimentel

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 24 de abril de 2019
REF.EPS.DOC.369.04.2019

Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Argueta Hernández.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de la estudiante universitaria **María Renée De León Pimentel**, Registro Académico 201404131 y CUI 2599 85945 0901 de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LOS DESFOGUES DE LOS COLECTORES DE ALCANTARILLADOS COMBINADOS EN LA ZONA 5 Y DEL ALCANTARILLADO SEPARATIVO DE LA ZONA 10 DE LA CIUDAD DE QUETZALTENANGO, QUETZALTENANGO.**

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Juan Merck Cosío
Asesor/Supervisor de EPS - SUPERVISOR DE EPS
Área de Ingeniería Civil
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS



c.c. Archivo
JMC/ra



Guatemala,
29 de abril de 2019

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LOS DESFOGUES DE LOS COLECTORES DE ALCANTARILLADOS COMBINADOS EN LA ZONA 5 Y DEL ALCANTARILLADO SEPARATIVO DE LA ZONA 10 DE LA CIUDAD DE QUETZALTENANGO, QUETZALTENANGO** desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil María Renée De León Pimentel con CUI 2599859450901 Registro Académico No. 201404131, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la ingeniería nacional y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. civil, Luis Manuel Sandoval Mendoza
Jefe Del Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/mrrm.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 30 de abril de 2019
REF.EPS.D.165.04.2019

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LOS DESFOGUES DE LOS COLECTORES DE ALCANTARILLADOS COMBINADOS EN LA ZONA 5 Y DEL ALCANTARILLADO SEPARATIVO DE LA ZONA 10 DE LA CIUDAD DE QUETZALTENANGO, QUETZALTENANGO**, que fue desarrollado por la estudiante universitaria **María Renée De León Pimentel, CUI 2599 85945 0901 y Registro Académico 201404131**, quien fue debidamente asesorada y supervisada por el Ing. Juan Merck Cos.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación por parte del Asesor-Supervisor, como Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Osear Argueta Hernández
Director Unidad de EPS

OAH/ra





El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y del Coordinador de E.P.S. Ing. Oscar Argueta Hernández, al trabajo de graduación de la estudiante María Renée De León Pimentel titulado **EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LOS DESFOGUES DE LOS COLECTORES DE ALCANTARILLADOS COMBINADOS EN LA ZONA 5 Y DEL ALCANTARILLADO SEPARATIVO DE LA ZONA 10 DE LA CIUDAD QUETZALTENANGO, QUETZALTENANGO** da por éste medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, mayo 2019
/mrrm.



Universidad de San Carlos
de Guatemala

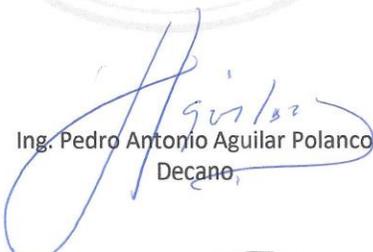


Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 240.2019

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LOS DESFOGUES DE LOS COLECTORES DE ALCANTARILLADOS COMBINADOS EN LA ZONA 5 Y DEL ALCANTARILLADO SEPARATIVO DE LA ZONA 10 DE LA CIUDAD DE QUETZALTENANGO, QUETZALTENANGO**, presentado por la estudiante universitaria: **María Renée De León Pimentel**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, mayo de 2019

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Mi mamá

Pilar Pimentel, por ser mi gran pilar, por nunca dejarme vencer y sus constantes palabras de aliento que hoy me permiten estar aquí.

Mis abuelos

Yolanda Moreno, Alejandro Pimentel, Paula Barrios y Roberto de León (q. e. p. d.), que desde pequeña me acobijaron y llenaron de sabias palabras que día a día me inspiran y motivan.

Mi papá

Iván de León, por apoyarme, no podría haber concluido esta meta de otra manera.

Mis tías

Belem y Victoria Pimentel, Aracely y Jeanneth, de León por estar incondicionalmente ayudándome para seguir adelante y plantearme nuevas metas.

Mis primas

María del Carmen Hurtado, Alejandra Wundram, Gwendolynne de León, por ser una necesaria distracción e inspiración.

AGRADECIMIENTOS A:

- Mi madre** Pilar Pimentel, por su apoyo y amor incondicional, por acompañarme a soñar y ayudarme a hacer esos sueños realidad.
- Mi familia** Por presionarme y alentarme a la vez, por no dejarme vencer y nunca dejar que algo me faltara.
- Mi novio** Adam Finch, por su amor, amistad, convivencia, paciencia, experiencias, distracciones, ayuda, apoyo incondicional. Por siempre estar ahí para mí y escucharme.
- Mis amigos de la Facultad** Vivian Welches, Daisy Nájera, Elio Chicas, Mario Monzón, Pablo Vidaurre, y Karina Oliveros por su amistad sincera y por hacer de este trayecto una amena aventura, sin ustedes esta meta hubiera sido más difícil de alcanzar.
- Mis amigos** Los de casa, los de lejos, los de cerca, los más antiguos, los más nuevos, los que siempre están, los que nunca están, gracias principalmente por escucharme y hacerme reír.

Ing. Juan Merck

Por su asesoramiento en mi trabajo de graduación, su paciencia durante mi EPS y por sus consejos. Muchas gracias.

Ing. Manuel Arrivillaga

Por su ayuda para cumplir esta meta.

**Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Por la oportunidad de estudiar aquí, las herramientas y conocimientos adquiridos, y por las experiencias durante estos años.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XI
GLOSARIO.....	XIII
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN.....	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Diagnóstico del sistema de alcantarillado de la zona 5 y 10 de la ciudad de Quetzaltenango	1
1.1.1. Evaluación de la cobertura del sistema de alcantarillado de la zona 5 y 10.....	1
1.1.2. Funcionamiento del sistema.....	2
1.1.3. Estado en el que se encuentra el sistema.....	2
1.1.4. Análisis y evaluación de las posibles soluciones a los problemas.....	3
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	5
2.1. Diseño del sistema de desfogue del sistema combinado de la zona 5 de Quetzaltenango	5
2.1.1. Descripción del proyecto.....	5
2.1.2. Levantamiento topográfico.....	6
2.1.3. Descripción del sistema	6
2.1.4. Partes de un alcantarillado.....	7
2.1.4.1. Colector.....	7

2.1.4.2.	Pozos de visita	8
2.1.4.3.	Conexiones domiciliarias	9
2.1.5.	Periodo de diseño.....	10
2.1.6.	Población futura	10
2.1.7.	Determinación de caudales	11
2.1.7.1.	Población tributaria	12
2.1.7.2.	Dotación	13
2.1.7.3.	Factor de retorno	13
2.1.7.4.	Caudal que contribuye al sistema	13
2.1.7.4.1.	Caudal domiciliar	13
2.1.7.4.2.	Caudal comercial	15
2.1.7.4.3.	Caudal por infiltración ...	15
2.1.7.5.	Caudal sanitario.....	17
2.1.7.6.	Caudal pluvial	18
2.1.7.6.1.	Tiempos de concentración	19
2.1.7.6.2.	Intensidad de lluvia	19
2.1.7.6.3.	Áreas tributarias.....	21
2.1.7.6.4.	Periodo de retorno a 50 años.....	22
2.1.7.7.	Factor de caudal medio	22
2.1.7.8.	Factor de Harmon.....	23
2.1.7.9.	Caudal de diseño.....	24
2.1.7.10.	Ecuación de Manning para flujo de canales	26
2.1.7.11.	Relaciones hidráulicas	27
2.1.8.	Parámetros de diseño hidráulicos.....	28
2.1.8.1.	Coeficiente de rugosidad	29
2.1.8.2.	Velocidades máximas y mínimas	29

2.1.8.3.	Diámetro de colector	30
2.1.8.4.	Profundidad de colector	30
2.1.8.4.1.	Ancho de zanja	31
2.1.8.4.2.	Volumen de excavación	32
2.1.8.4.3.	Cotas invert.....	34
2.1.9.	Ubicación de pozos de visita.....	35
2.1.10.	Profundidad de pozos de visita	36
2.1.11.	Tragantes y otras estructuras necesarias.....	37
2.1.12.	Diseño hidráulico	38
2.1.13.	Ejemplo de diseño de un tramo.....	38
2.1.14.	Propuesta de desfogue	45
2.1.15.	Planos.....	46
2.1.16.	Presupuesto.....	46
2.2.	Mejoramiento del alcantarillado sanitario de la 1ª calle de avenida Las Américas a 7ª avenida de la zona 10 de Quetzaltenango	48
2.2.1.	Descripción del proyecto.....	48
2.2.2.	Descripción del sistema	49
2.2.3.	Levantamiento topográfico	49
2.2.4.	Componentes del alcantarillado a diseñar.....	49
2.2.4.1.	Colector.....	49
2.2.4.2.	Pozos de visita	50
2.2.4.3.	Conexiones domiciliarias	50
2.2.5.	Periodo de diseño	50
2.2.6.	Población futura	51
2.2.7.	Determinación de caudales.....	51
2.2.7.1.	Población tributaria	51
2.2.7.2.	Dotación.....	53

2.2.7.3.	Factor de retorno	53
2.2.7.4.	Caudal que contribuye al sistema	53
2.2.7.4.1.	Caudal domiciliar	53
2.2.7.4.2.	Caudal comercial	53
2.2.7.4.3.	Caudal por infiltración ...	53
2.2.7.5.	Caudal sanitario.....	55
2.2.7.6.	Factor de caudal medio	55
2.2.7.7.	Factor de Harmon.....	55
2.2.7.8.	Caudal de diseño.....	56
2.2.7.9.	Ecuación de Manning para flujo de canales	57
2.2.7.10.	Relaciones hidráulicas	58
2.2.8.	Parámetros de diseño hidráulicos.....	60
2.2.8.1.	Coefficiente de rugosidad	60
2.2.8.2.	Velocidades máximas y mínimas.....	60
2.2.8.3.	Diámetro del colector	60
2.2.8.4.	Profundidad de colector	60
2.2.8.4.1.	Ancho de zanja.....	61
2.2.8.4.2.	Volumen de excavación.....	61
2.2.8.4.3.	Cotas invert	63
2.2.9.	Ubicación de pozos de visita	64
2.2.10.	Profundidad de pozos de visita.....	64
2.2.11.	Caudal pluvial.....	65
2.2.11.1.	Coefficiente de escorrentía	65
2.2.11.2.	Intensidad de lluvia	66
2.2.11.2.1.	Áreas tributarias.....	66
2.2.11.2.2.	Tiempos de concentración	67

2.2.11.2.3.	Caudal.....	67
2.2.12.	Pendiente de tubería.....	68
2.2.13.	Diámetro de tubería	68
2.2.14.	Velocidades y caudales a sección llena	68
2.2.15.	Relaciones hidráulicas	69
2.2.16.	Cotas invert.....	70
2.2.17.	Ejemplo de diseño de un tramo.....	70
2.2.18.	Propuesta de desfogue	78
2.2.18.1.	Puntos de desfogue	78
2.2.18.2.	Cuerpos receptores.....	79
2.2.18.3.	Estructuras para el desfogue.....	79
2.2.19.	Propuesta de tratamiento.....	79
2.2.20.	Planos.....	79
2.2.21.	Presupuesto.....	80
2.3.	Cronograma de ejecución.....	81
2.4.	Evaluación de impacto ambiental inicial.....	84
CONCLUSIONES.....		93
RECOMENDACIONES.....		95
BIBLIOGRAFÍA.....		97
APÉNDICES.....		99

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Familia de curvas duración-intensidad-frecuencia para la estación Labor Ovalle.....	21
----	---	----

TABLAS

I.	Periodo de diseño para obras sanitarias.	10
II.	Población tributaria actual y proyección a futuro	12
III.	Caudal domiciliario calculado actual y futuro.....	14
IV.	Caudal de infiltración de pozo a pozo del proyecto	16
V.	Caudal sanitario por trayecto.....	17
VI.	Valores para coeficiente de escorrentía comunes.	18
VII.	Parámetros de ajuste para la estación Labor Ovalle.	20
VIII.	Factor de Harmon calculado para cada tramo, actual y futuro	24
IX.	Caudal de diseño para cada tramo, actual y futuro	25
X.	Parámetros de diseño, velocidad y caudal a sección llena.....	27
XI.	Relaciones hidráulicas	28
XII.	Valores promedio del factor de rugosidad de Manning para varios materiales	29
XIII.	Profundidades mínimas de tubería.....	31
XIV.	Ancho libre de zanjas según su profundidad y el diámetro de la tubería.....	32
XV.	Excavación de pozos y tubería.....	33
XVI.	Cotas invert para cada tramo	35

XVII.	Profundidad de pozos de visita	37
XVIII.	Parámetros de diseño para el tramo del PV 20 al PV 21, desfogue zona 5.....	39
XIX.	Datos para el cálculo del caudal pluvial del PV 20 al PV 21.....	41
XX.	Valores de las relaciones hidráulicas	44
XXI.	Revisión de los parámetros hidráulicos.....	45
XXII.	Presupuesto para el desfogue del drenaje combinado de la zona 5	47
XXIII.	Población tributaria para cada tramo de diseño	52
XXIV.	Caudal de infiltración calculado para cada tramo.....	54
XXV.	Factor de Harmon calculado para cada tramo, actual y futuro	56
XXVI.	Caudal de diseño para cada tramo, actual y futuro	57
XXVII.	Parámetros de diseño, velocidad y caudal a sección llena	58
XXVIII.	Relaciones actuales y futuras con su respectiva verificación	59
XXIX.	Excavación de pozos de visita y tubería	62
XXX.	Cotas invert para cada tramo.....	63
XXXI.	Alturas de pozos para el alcantarillado sanitario	64
XXXII.	Altura de pozos para el alcantarillado pluvial	65
XXXIII.	Intensidad de lluvia para cada tramo	66
XXXIV.	Áreas tributarias para cada tramo	66
XXXV.	Tiempos de concentración para cada tramo	67
XXXVI.	Caudal por tramo y acumulado	67
XXXVII.	Pendiente de tubería	68
XXXVIII.	Velocidades y caudales a sección llena.....	69
XXXIX.	Relaciones hidráulicas	69
XL.	Cotas invert para cada tramo.....	70
XLI.	Parámetros de diseño para el tramo del PV 2 al PV 3	71
XLII.	Valores de las relaciones hidráulicas	74
XLIII.	Revisión de los parámetros hidráulicos.....	74
XLIV.	Datos para el cálculo del caudal pluvial del PV 1 al PV 2.	75

XLV.	Valores de las relaciones hidráulicas	77
XLVI.	Revisión de los parámetros hidráulicos	77
XLVII.	Mejoramiento del alcantarillado pluvial de la 1ª calle de avenida las américas a 7ª avenida de la zona 10 del municipio de Quetzaltenango.....	80
XLVIII.	Mejoramiento del alcantarillado sanitario de la 1ª calle de avenida las américas a 7ª avenida de la zona 10 del municipio de Quetzaltenango.....	81
XLIX.	Cronograma de ejecución para el sistema de desfogue de la zona 5 de Quetzaltenango.....	82
L.	Cronograma de ejecución del sistema de alcantarillado sanitario de la zona 10 de Quetzaltenango.....	83
LI.	Cronograma de ejecución del sistema de alcantarillado pluvial de la zona 10 de Quetzaltenango	84
LII.	Diagnóstico ambiental actividades de bajo impacto ambiental	85

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Q	Caudal
Ø	Diámetro de tubería
DH	Distancia horizontal
EST	Estación
Hab	Habitante
l	Litros
l/s	Litros por segundo
m	Metro
m³	Metro cúbico
S_{Tub}	Pendiente de la tubería
S_{Terreno}	Pendiente de terreno
PV	Pozo de visita
P.O.	Punto observado
Rh	Radio hidráulico
n	Rugosidad
s	Segundo
r	Taza de crecimiento poblacional

GLOSARIO

Aguas residuales	Aguas desechadas después de haber servido para un fin, las cuales pueden ser: domésticas, comerciales o industriales. Otros sinónimos son aguas servidas o aguas negras.
Caudal	Cantidad de aguas negras producto del uso humano, por unidad de tiempo.
COCODE	Consejos comunitarios de desarrollo.
Cota Invert	La parte más baja de un colector medida en el interior.
Dotación	Cantidad de agua que una persona necesita por día para satisfacer sus necesidades y que se expresa en litros por habitante al día.
INE	Instituto Nacional de Estadística.
INFOM	Instituto de Fomento Municipal.
Pendiente	Inclinación necesaria con respecto a una línea horizontal, diseñada para que el agua que conducen las alcantarillas se desplace libremente haciendo uso

de la fuerza de la gravedad, la cual en alcantarillados cumple con especificaciones establecidas.

Periodo de diseño Tiempo durante el cual un sistema dará un servicio satisfactorio a la población.

Pozo de visita Estructura que forma parte de un alcantarillado y tiene por objeto permitir inspección, limpieza y ventilación del sistema.

POT Plan de Ordenamiento Territorial

Relaciones hidráulicas Relación que existe entre cada uno de los parámetros de diseño a sección llena, y los parámetros de diseño a sección parcialmente llena, las cuales deben cumplir con ciertas condiciones para que las tuberías trabajen como canales.

RESUMEN

La cabecera municipal de Quetzaltenango padece, en época de invierno, de daños por culpa de la inundación de sus calles. Esto se genera por dos razones: la primera porque el sistema de desfogue de la ciudad está obstruido y por lo tanto, ha colapsado por completo, contaminando los ríos y zanjones del área y haciendo menos eficiente la evacuación de las tuberías, por lo que las calles toman menos tiempo en inundarse y más en vaciarse; la segunda es que en las partes altas de la ciudad la superficie está cubierta, sobre todo las calles al construir lotificaciones que, al no tomar en cuenta el plan de ordenamiento territorial, no consideran el efecto que tienen aguas abajo, por lo que las tuberías dejan de trabajar como canales y empiezan a trabajar a presión, para lo que no están diseñadas.

Es por eso que nace la necesidad de diseñar una nueva línea de desfogue para evitar la contaminación de los ríos y zanjones del área y disminuir las inundaciones de la ciudad. Ya que el sistema, tanto el que se encuentra antes del proyecto como al que se conecta es combinado, el sistema a diseñar es combinado también.

Además, en la parte alta de la ciudad, el diseño de un sistema de alcantarillado separativo reducirá el caudal que se incorpora a la red existente de alcantarillado del municipio de Quetzaltenango, evitando el colapso de la red existente.

Este trabajo de graduación es una propuesta, con base en la evaluación de los desfogues de los colectores de alcantarillados combinados en la zona 5 y

del alcantarillado separativo de la zona 10 de la ciudad de Quetzaltenango, y conforme a las exigencias de la municipalidad. El informe se divide en dos partes: la fase de investigación, donde se encuentra una evaluación y diagnóstico del estado actual de los alcantarillados; la segunda fase es la de servicio técnico profesional, donde se describe lo realizado para obtener una propuesta de solución a la problemática identificada en cada proyecto.

Para ambos proyectos se presentan los presupuestos de trabajo, planos constructivos y cronograma de ejecución. Los proyectos han sido diseñados bajo los requerimientos de la municipalidad de Quetzaltenango.

OBJETIVOS

General

Realizar la evaluación a los sistemas de desfogue del alcantarillado combinado de la zona 5 y del alcantarillado separativo de la zona 10 de la ciudad de Quetzaltenango y plantear una propuesta de solución a la situación que se presenta.

Específicos

1. Desarrollar un diagnóstico del sistema de alcantarillado de la zona 5 y 10 de la ciudad de Quetzaltenango, tanto en su comportamiento como en su cobertura.
2. Proponer las posibles soluciones a la problemática de los desfogues.
3. Elaborar los planos y presupuestos de los proyectos.
4. Evitar la contaminación de ríos y zanjones de los cuerpos receptores.
5. Capacitar al personal de campo de la dirección de drenajes y miembros de los COCODE sobre el mantenimiento y funcionamiento del sistema de alcantarillado propuesto.
6. Realizar el levantamiento topográfico.

INTRODUCCIÓN

Quetzaltenango es la cabecera del departamento de Quetzaltenango, tiene una extensión superficial de 120 kms², y de acuerdo al plan de ordenamiento territorial (POT) del 2015, la proyección de su población para el año 2019 es de 200 985 habitantes. El porcentaje de población de Quetzaltenango afectado por inundaciones pasará de un 5 % aproximadamente en situación actual, a un valor del 15 %. En términos absolutos, esto significa que, en el escenario tendencial en el 2050, 70 000 personas podrían verse afectadas por una crecida máxima.

El crecimiento desmedido y desorganizado de la población, hace que a nivel nacional se tengan problemas de infraestructura, ya que lo diseñado y planificado no satisface las necesidades de la población existente. En Quetzaltenango esto se ve reflejado en el sistema de alcantarillado, porque la red de alcantarillado combinado actual no tiene la capacidad para los caudales reales y, en tiempo de lluvia, las inundaciones son cada vez más frecuentes.

Para evitar los problemas de inundaciones sería ideal tener un sistema de alcantarillado separativo, pero cambiar la red actual representa un costo alto en tiempo y recursos, con lo que no se cuenta. Lo que el POT pretende, es que en las nuevas lotificaciones y en las áreas donde se quiere densificar la población, la planificación de servicios sea adecuada, y, con lo que a drenajes respecta, tengan un sistema separativo para mejorar el sistema y evitar la saturación del sistema existente.

El sistema de desfogue actual de la ciudad de Quetzaltenango ha colapsado por completo, por lo que es necesaria la remodelación del mismo. Esto evitará las constantes inundaciones de la ciudad, ya que ayudará al tiempo de vaciado de las áreas que se ven afectadas con crecidas máximas. Además, evitará los malos olores y contaminación que se genera por la descarga de desechos en el río Bolas y río Seco.

También, la planificación de un sistema de alcantarillado separativo en la zona 10, ubicada en la parte alta de la ciudad, va a reducir el caudal en las tuberías que se saturan en la red principal, y la escorrentía que se genera en tiempo de lluvia será disminuida a través de sistemas de colección de aguas pluviales en el área.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Diagnóstico del sistema de alcantarillado de la zona 5 y 10 de la ciudad de Quetzaltenango

Para realizar un sistema de alcantarillado es necesario realizar varios pasos ordenadamente para asegurar el funcionamiento del mismo.

1.1.1. Evaluación de la cobertura del sistema de alcantarillado de la zona 5 y 10

El sistema de alcantarillado de la zona 5 es un sistema combinado, tiene especial importancia porque es en esta zona donde se concentran las aguas de la ciudad para el desfogue de la ciudad y la mayor parte del área rural. Es por esto que el caudal que circula por estas tuberías es elevado y, en invierno, es la zona de la ciudad que se ve más afectada por las inundaciones.

El sistema de alcantarillado de zona 10, es un sistema combinado también. Este tiene la particularidad de estar en la parte alta de Quetzaltenango, y tener pendientes muy pronunciadas. Por el Plan de Ordenamiento Territorial, esta es un área de la ciudad donde se quiere densificar la población, y esto no se puede lograr si no se tienen los servicios básicos en óptimas condiciones. Es por esto que se quiere modificar el sistema por un sistema separativo que disminuya el caudal sanitario que ingresa a la red existente de la ciudad.

1.1.2. Funcionamiento del sistema

El drenaje sanitario de la zona 5 actualmente está desfogando sus aguas al río Bolas sin antes tener un tipo de tratamiento, contaminándolo y generando descontento en la población. El mal olor se produce principalmente por la obstrucción de la tubería que pasa por debajo de las casas del área. Además, las dimensiones de la tubería existente no son adecuadas para el caudal existente. Esta zona de la ciudad tiene la característica de ser muy plana y, además, ser la más baja de la ciudad por lo que es una zona de inundación cuando se dan crecidas máximas.

El alcantarillado sanitario de la zona 10, por el contrario, se encuentra en una de las zonas más altas de la ciudad y el terreno tiene pendientes muy pronunciadas. Actualmente, es un sistema combinado que incorpora la totalidad de sus aguas a la red existente. Esto genera que la red a la que se conecta el sistema existente se sobrecargue y, en invierno, el vaciado de las tuberías sea más lento.

1.1.3. Estado en el que se encuentra el sistema

La tubería existente en zona 5 está colapsada, en parte porque el diámetro de la tubería es pequeño para transportar el caudal generado por todas las zonas de la ciudad, y en parte por el taponamiento de la tubería provocado por el descontento de los vecinos por el mal olor del río Bolas, y el área en general aldeaña al sistema de desfogue.

El sistema combinado de la zona 10 se conecta a una de las redes principales de la ciudad, sobresaturando la red existente, y esto genera problemas en las tuberías que se encuentran aguas abajo cuando es invierno.

Este no es un sistema ideal para el crecimiento poblacional que se espera en el área, cuando puede optimizarse con un sistema separativo que libere la red.

1.1.4. Análisis y evaluación de las posibles soluciones a los problemas

Es necesario rehabilitar y remodelar el sistema de desfogue de la ciudad, conduciéndolo por la vía pública para llevarlo a donde las aguas puedan ser tratadas antes de desfogarlo en los ríos y zanjonés del área. Idealmente, se podría construir una bóveda debajo de la calzada Manuel Lisandro Barillas, pero esto deja de ser una opción por el costo que representa.

Otra forma para mejorar el desfogue de la ciudad sería con una tubería de 60", que vaya desde la unificación de los caudales a desfogar a la planta de tratamiento, pero el presupuesto disponible descarta esta opción.

Es por esto que en zona 5, lamentablemente, se tiene que diseñar con las limitaciones que se presentan. La principal limitación en el tramo donde se va a ubicar el proyecto es el tamaño de la tubería, ya que la existente en la calzada Manuel Lisandro Barillas es de 48", que es la que se dirige a la PTAR desde donde se va a desfogar en el río Seco. Limitando el periodo de diseño, reduciéndolo significativamente a 13 años, para que el sistema trabaje en condiciones óptimas con el debido mantenimiento.

En la zona 10, es necesario que se implemente un sistema separativo donde las aguas pluviales puedan ser conducidas a un zanjón sin ser contaminadas antes, y así, se evite sobrecargar el sistema combinado de la ciudad. El alcantarillado sanitario se incorporará al alcantarillado principal en la calzada Sinfonso Aguilar mientras que el pluvial se dirigirá al zanjón Calderón.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de desfogue del sistema combinado de la zona 5 de Quetzaltenango

Para realizar el diseño de un sistema de desfogue, antes se debe realizar una descripción del proyecto, levantamiento topográfico entre otros.

2.1.1. Descripción del proyecto

La necesidad de este proyecto surge con el descontento de los habitantes de la ciudad de Quetzaltenango por las inundaciones constantes en tiempo de lluvia. Además, el alcantarillado actual pasa debajo de varias viviendas, generando descontento con los vecinos por el mal olor que se produce. El objetivo principal es conducir el desfogue principal de la ciudad por la vía pública, reduciendo las inundaciones de áreas de la ciudad y agilizando, también, el tiempo de vaciado de las mismas en tiempo de invierno.

El impacto positivo del proyecto es alto, ya que beneficia a todos los habitantes de la ciudad al aliviar las zonas de inundación, por ser el desfogue principal de la cabecera municipal, esto quiere decir que serán a futuro 200 985 habitantes beneficiados.

La rehabilitación y remodelación del sistema de desfogue de la red de alcantarillado de Quetzaltenango, va a mejorar la calidad de vida de los habitantes de la ciudad, así como mejorar el estado de los ríos y zanjonés del

sector al evitar la contaminación de los mismos, tomando en cuenta los parámetros de y normas de construcción pertinentes para el caso.

2.1.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico sirve para conocer las particularidades y configuración del terreno. Se toma un banco de marca, o punto de referencia, y a partir de ese se pueden conocer distancias horizontales y diferencias de altura con respecto al mismo.

En la topografía del proyecto de zona 5 se tomó de referencia un levantamiento previamente realizado para tener las cotas de los pozos de visita en los cuales se va a unificar el caudal para conducirlo y desfogarlo. El terreno tiene la característica de ser muy plano, lo cual dificulta la conducción del caudal en la tubería. Además, el tramo desde donde se quiere unificar el caudal a donde está la tubería a la que se quiere conectar, es en contra pendiente.

Para los levantamientos de los proyectos se utilizó una estación total marca Nikon serie NIVO 1C con precisión de 1 s, dos prismas de medición topográfica, plomadas, clavos, estacas y pintura.

2.1.3. Descripción del sistema

Los aspectos que se tomaron en cuenta para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial son: la población a la que va a servir, la longitud total, la topografía del terreno, el caudal sanitario, el caudal pluvial, el diámetro de la tubería, el material de la tubería, la pendiente requerida de la tubería para evitar sedimentación, la ubicación de los pozos de visita, el área tributaria, entre otros.

La línea tendrá una longitud aproximada de 886 m con 23 pozos de visita. Debido al caudal calculado y el diámetro de la tubería siguiente al pozo de conexión se estableció que el diámetro de la tubería a utilizar es de 48". Para este diámetro el mejor material a utilizar es el de polietileno de alta densidad (ADS), que al igual que el PVC, es un polímero con baja rugosidad.

Los pozos de visita deben tener un diámetro de 2 m y, por las características topográficas del terreno al no tener pendientes pronunciadas, las profundidades de los pozos varían desde los 3,50 m hasta los 13,00 m. Además, la distancia entre los pozos de visita no puede ser mayor a 50 m para evitar la sedimentación en los mismos.

2.1.4. Partes de un alcantarillado

Un sistema de alcantarillado se compone de un colector, pozo de visitas, conexiones domiciliarias, entre otros.

2.1.4.1. Colector

Son las tuberías por las que las aguas residuales son conducidas hasta, idealmente, un lugar de tratamiento antes de desfogarlas o reutilizarlas. Los diámetros utilizados van desde 4" para conexiones domiciliarias, hasta 60" para proyectos más grandes.

Los materiales más usados son PVC, concreto, ADS, entre otros. La selección del material es importante para saber la rugosidad con la que se va a realizar el diseño.

El diámetro depende del caudal que vaya a transportarse, y la norma general para definirlo es que el tirante de agua que transporta no debe ser menor que 0,10 m ni mayor que 0,75 m. Estas tuberías nunca deben trabajar a presión, ya que por la naturaleza de las aguas que conducen se generan gases que pueden generar fracturas parciales o totales en el sistema, generando problemas salubres y económicos.

El tramo diseñado tiene una longitud de 885,156 m, por lo que se utilizarán 154 tubos de 48" con tubería ADS, la cual tiene una rugosidad de 0,009. Este tipo de tubería se fabrica bajo y cumple con las normas DIN 16961, ASTM D-1784 y ASTM D-2564. Además, tiene la ventaja de ser liviana, resistente, hermética, durable y de fácil instalación, por lo que se eligió para este proyecto.

2.1.4.2. Pozos de visita

La función principal de estas estructuras es verificar que la red de alcantarillado esté funcionando adecuadamente, además, sirven para darle mantenimiento al sistema.

Un pozo de visita debe proporcionar un control de flujo hidráulico en cambios de dirección, cambios de gradiente, distancias horizontales permisibles (rectas o curvas), además de proporcionar ingreso de oxígeno al sistema. Se construyen de concreto, ladrillo de barro cocido, tubos de concreto o cualquier material que sea impermeable y durable para el periodo de diseño.

El proyecto tiene 23 pozos en total, de los cuales se construirán 22 de distintas profundidades. Las paredes de los pozos serán construidas con ladrillos tayuyos de barro cocido, el fondo del pozo se hará con una fundición de concreto reforzado con varillas de acero de ½" en dos sentidos, la tapadera

será de concreto reforzado con varillas de acero de 3/8" en dos sentidos y el brocal será de concreto reforzado con varillas de acero de 3/8" con eslabones de 1/4" cada 10 centímetros. Por las pendientes y contrapendientes existentes en el proyecto, las profundidades varían entre 3,50 m y 13,00 m.

2.1.4.3. Conexiones domiciliarias

Las conexiones domiciliarias deben tener un ángulo de 45° con respecto a la línea central del colector principal, en el sentido del flujo del sistema. La pendiente debe encontrarse entre el 2 % y 6 %.

Las conexiones domiciliarias están comprendidas por:

Cajas de registro: son las que recolectan todas las aguas servidas de un domicilio antes de unirla a la red de alcantarillado público.

Tuberías de descarga: es la tubería que va de las cajas de registro hacia la red de alcantarillado público.

Elemento de empotramiento: es el empalme entre la tubería que viene de la conexión domiciliar hacia la red principal, con un boquete en el colector principal, teniendo una caída libre proveniente de la conexión domiciliar.

Las conexiones domiciliarias deben ser como se describe anteriormente y se especifica en planos.

2.1.5. Periodo de diseño

El periodo de diseño es el tiempo para el cual el sistema va a funcionar en condiciones óptimas. Para seleccionarlo se tiene que tomar en cuenta el tipo de proyecto que va a ser, y en este caso, el tipo de obra sanitaria que es.

Tabla I. **Periodo de diseño para obras sanitarias.**

Tipo de obra	Tiempo
Colector principal	30 – 40 años
Planta de tratamiento de aguas residuales	20 – 30 años
Líneas de descarga	10 – 15 años

Fuente: INFOM.

El periodo de diseño de este proyecto está limitado por el tamaño de la tubería, por lo que se redujo a 13 años. Esto no cumple con las normas de diseño que se están utilizando en Guatemala, pero es un requerimiento especial de la Dependencia de Drenajes de la municipalidad de Quetzaltenango.

2.1.6. Población futura

Los factores que intervienen en el cálculo del crecimiento poblacional son las características de la ciudad, a qué se dedica la población, cómo se distribuyen los habitantes en la ciudad, entre otros.

Para determinar la población futura a servir, se utilizó el método geométrico, tomando en cuenta que la tasa de crecimiento poblacional según el censo del INE del 2002 es de 2,71 %.

$$P_f = P_o * (1 + \frac{r}{100})^n$$

Donde:

- P_f = población futura
 P_o = población actual
 r = tasa de crecimiento poblacional
 n = número de años

La población futura a servir, partiendo de una población actual de 2 754 habitantes es:

$$P_f = P_o * (1 + \frac{r}{100})^n$$
$$P_f = 2\,754 * (1 + \frac{2.71}{100})^{13}$$
$$P_f = 3\,899 \text{ hab}$$

La población para la que se va a diseñar es de 3 899 habitantes, pero no olvidando que, por la magnitud de este proyecto, se tiene un caudal de ingreso al sistema que debe ser considerado para las dimensiones de la tubería.

2.1.7. Determinación de caudales

Hay varios factores que intervienen en la determinación del caudal de diseño, para garantizar un funcionamiento óptimo por un periodo determinado, por ejemplo: población tributaria, dotación, factor de retorno, caudal que contribuye al sistema, factor de caudal medio, factor de Harmon, y caudal de diseño.

2.1.7.1. Población tributaria

La población tributaria, es la población que se va a conectar al colector del alcantarillado público a diseñar por tramos. En algunas partes, por las características del terreno, las viviendas se conectan a otro colector, por simple gravedad. También la población tributaria varía en cada tramo de la tubería según sea el número de viviendas del área. Por cuestiones de practicidad, se asume que hay 6 habitantes por vivienda.

Tabla II. **Población tributaria actual y proyección a futuro**

De PV	A PV	No. Casas			Hab. Sevir		
		Actual	Acum.	Futuro acumulado	Actual	Acum.	Futuro acumulado
1	2	3	3	4	18	18	26
2	3	4	7	10	24	42	60
3	4	23	30	42	138	180	255
4	5	8	38	54	48	228	323
5	6	10	48	68	60	288	408
6	7	5	53	75	30	318	451
7	8	3	56	79	18	336	476
8	9	25	81	115	150	486	689
9	10	20	101	143	120	606	858
10	11	12	113	160	72	678	960
11	12	38	151	214	228	906	1283
12	13	39	190	269	234	1140	1614
13	14	18	208	294	108	1248	1767
14	15	21	229	324	126	1374	1946
15	16	23	252	357	138	1512	2141
16	17	33	285	403	198	1710	2421
17	18	12	297	420	72	1782	2523
18	19	40	337	477	240	2022	2863
19	20	14	351	497	84	2106	2982
20	21	16	367	520	96	2202	3118
21	22	30	397	562	180	2382	3373
22	23	62	459	650	372	2754	3899

Fuente: elaboración propia.

2.1.7.2. Dotación

La dotación varía de lugar a lugar, esta indica la demanda de agua por persona y se expresa en litro por habitante al día (l/hab-día). El volumen de descarga de aguas residuales es directamente proporcional a la dotación de agua potable por habitante. Para la ciudad de Quetzaltenango la dotación es de 200 l/hab-día, dato proporcionado por la municipalidad.

2.1.7.3. Factor de retorno

De la totalidad de las aguas residuales, de origen doméstico, se considera que regresan después de su utilización, este factor se encuentra entre 0,75 y 0,95. Este también depende de para qué fueron utilizadas, es por eso que para las aguas residuales de otro origen es necesario darles un pre tratamiento, idealmente antes de unificarlas.

Se utilizará un factor de retorno de 0,75.

2.1.7.4. Caudal que contribuye al sistema

El caudal que contribuye al sistema está compuesto por todos los caudales que generan aguas residuales, como lo son: domiciliar, comercial, por conexiones ilícitas, por infiltración, entre otros. Además, en sistemas separativos y combinados es necesario considerar el caudal generado por aguas pluviales.

2.1.7.4.1. Caudal domiciliar

El caudal domiciliar depende de la población y la dotación en cada tramo del sistema de alcantarillado y se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_{dom} = \frac{Dot.* F.R.* Hab}{86\ 400}$$

Donde:

- Q_{dom} = caudal domiciliar en l/s
Dot = dotación de agua potable en l/hab-día
F.R. = factor de Retorno (0,75)
Hab = número de habitantes

Considerando el factor de retorno, la dotación y el número de habitantes se obtiene:

Tabla III. **Caudal domiciliario calculado actual y futuro**

De PV	A PV	Caudal domiciliar (l/s)	
		Actual	Futuro
1	2	0,0313	0,0451
2	3	0,0729	0,1042
3	4	0,3125	0,4444
4	5	0,3958	0,5625
5	6	0,5000	0,7101
6	7	0,5521	0,7847
7	8	0,5833	0,8299
8	9	0,8438	1,1997
9	10	1,0521	1,4948
10	11	1,1771	1,6719
11	12	1,5729	2,2326
12	13	1,9792	2,8090
13	14	2,1667	3,0747
14	15	2,3854	3,3854
15	16	2,6250	3,7257
16	17	2,9688	4,2135
17	18	3,0938	4,3906
18	19	3,5104	4,9809
19	20	3,6563	5,1875
20	21	3,8229	5,4236
21	22	4,1354	5,8663
22	23	4,7813	6,7813

Fuente: elaboración propia.

2.1.7.4.2. Caudal comercial

Como su nombre lo indica, este caudal se genera de los comercios, comedores, restaurantes, hoteles. La dotación comercial depende del tipo de comercio que exista. La ecuación para determinar el caudal comercial es:

$$Q_{dom} = \frac{\sum(Dot_{com} * Cap_{com})}{86\ 400}$$

Donde:

Q_{dom}	=	Caudal domiciliar (l/s)
Dot_{com}	=	Dotación del comercio (l/hab/día)
Cap_{com}	=	Capacidad del comercio (hab)

A lo largo de la longitud del proyecto no se encuentra ningún comercio que aporte a la línea, por lo que no hay caudal comercial.

2.1.7.4.3. Caudal por infiltración

Este caudal se genera por las estructuras complementarias como los pozos de visita y candelas, pero también por malas juntas o fisuras a lo largo de la tubería, donde el agua subterránea o incluso del manto freático, se infiltra en el sistema. Se determina con un factor de seguridad entre 2 y 10 % del diámetro de la tubería por la longitud acumulada hasta el tramo que se está diseñando.

Se decidió tomar un factor del 2 %, así que el caudal de infiltración queda de la siguiente manera:

$$Q_{inf} = 0,02 * \emptyset * L$$

Donde:

- Q_{inf} = caudal de infiltración
 \emptyset = diámetro de la tubería
 L = longitud del tramo (km)

Por lo tanto, se obtiene:

Tabla IV. Caudal de infiltración de pozo a pozo del proyecto

De PV	A PV	Caudal de infiltración
1	2	0,0244
2	3	0,0344
3	4	0,0769
4	5	0,1249
5	6	0,1729
6	7	0,1945
7	8	0,2027
8	9	0,2363
9	10	0,2843
10	11	0,3287
11	12	0,3719
12	13	0,4151
13	14	0,4582
14	15	0,5014
15	16	0,5446
16	17	0,5878
17	18	0,6311
18	19	0,6742
19	20	0,7176
20	21	0,7607
21	22	0,8040
22	23	0,8497

Fuente: elaboración propia.

2.1.7.5. Caudal sanitario

El caudal sanitario es la suma del caudal domiciliar, de infiltración, comercial, entre otros. Se utiliza para determinar el factor de caudal medio del sistema.

Tabla V. Caudal sanitario por trayecto

De PV	A PV	Caudal domiciliar (l/s)		Caudal de Infiltración	Caudal sanitario Tramo	
		Actual	Futuro		Actual	Futuro
1	2	0,0313	0,0451	0,0244	0,0557	0,0695
2	3	0,0729	0,1042	0,0344	0,1073	0,1386
3	4	0,3125	0,4427	0,0769	0,3894	0,5196
4	5	0,3958	0,5608	0,1249	0,5207	0,6857
5	6	0,5000	0,7083	0,1729	0,6729	0,8812
6	7	0,5521	0,7830	0,1945	0,7466	0,9775
7	8	0,5833	0,8264	0,2027	0,7860	1,0291
8	9	0,8438	1,1962	0,2363	1,0801	1,4325
9	10	1,0521	1,4896	0,2843	1,3364	1,7739
10	11	1,1771	1,6667	0,3287	1,5058	1,9954
11	12	1,5729	2,2274	0,3719	1,9448	2,5993
12	13	1,9792	2,8021	0,4151	2,3943	3,2172
13	14	2,1667	3,0677	0,4582	2,6249	3,5259
14	15	2,3854	3,3785	0,5014	2,8868	3,8799
15	16	2,6250	3,7170	0,5446	3,1696	4,2616
16	17	2,9688	4,2031	0,5878	3,5566	4,7909
17	18	3,0938	4,3802	0,6311	3,7249	5,0113
18	19	3,5104	4,9705	0,6742	4,1846	5,6447
19	20	3,6563	5,1771	0,7176	4,3739	5,8947
20	21	3,8229	5,4132	0,7607	4,5836	6,1739
21	22	4,1354	5,8559	0,8040	4,9394	6,6599
22	23	4,7813	6,7691	0,8497	5,6310	7,6188

Fuente: elaboración propia.

2.1.7.6. Caudal pluvial

Es el caudal que se genera por el agua de lluvia. Para determinarlo se utilizó el método racional ya que el área no supera las 80 hectáreas, con la siguiente ecuación:

$$Q_{pluv} = \frac{cia}{360}$$

Donde:

- c = coeficiente de escorrentía
- i = intensidad de lluvia (mm/h)
- a = área tributaria (Ha)

El coeficiente de escorrentía se toma para representar que del total del agua llovida se infiltra en el suelo o se evapora. Este coeficiente depende de la superficie que se esté analizando. Mientras más impermeable sea la superficie, mayor es el valor del coeficiente de escorrentía.

Tabla VI. **Valores para coeficiente de escorrentía comunes**

Superficie	c
Techos	0,70 – 0,95
Pavimentos de concreto y asfalto	0,85 – 0,90
Pavimentos de piedra, ladrillo o madera en buenas condiciones	0,75 – 0,85
Pavimentos de piedra, ladrillo o madera en malas condiciones	0,60 – 0,70
Calles y banquetas de arena	0,15 – 0,30
Calles sin pavimento, lotes desocupados, etc.	0,10 – 0,30
Parques, canchas, jardines, prados, etc.	0,05 – 0,25
Bosques y tierra cultivada	0,01 – 0,20

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo a las características del lugar, se adoptó un coeficiente de 0,45 del pozo 1 al pozo 10, y un coeficiente de 0,30 del pozo 10 al pozo final.

2.1.7.6.1. Tiempos de concentración

El tiempo de concentración es el tiempo que emplea el agua superficial para descender desde el punto más remoto de la cuenca hasta la sección de estudio. En tramos iniciales, el tiempo de concentración se estima de 5 minutos debido a la longitud del tramo.

En tramos consecutivos, el tiempo de concentración se estima por la siguiente ecuación:

$$t_n = t_{n-1} + \frac{L}{60 * v_{n-1}}$$

Donde:

- t_n = tiempo de concentración hasta el tramo considerado (min)
- t_{n-1} = tiempo de concentración hasta el tramo anterior (min)
- L = longitud del tramo anterior (m)
- v_{n-1} = velocidad a sección llena en el tramo anterior (m/s)

Cuando en un punto sean concurrentes dos o más ramales, t_{n-1} se tomará la del ramal que tenga el mayor tiempo de concentración.

2.1.7.6.2. Intensidad de lluvia

El espesor de la lámina de agua caída por unidad de tiempo es llamado intensidad de lluvia, suponiendo que el agua permanece en el sitio donde cayó. La intensidad de lluvia es medida en mm/h.

La estación del INSIVUMEH más cercana es la de Labor Ovalle, que pertenece a la cuenca Samalá y se ubica en Olinstepeque, Quetzaltenango. Su elevación es de 2 400m y en 35 años se registraron 98 tormentas.

La ecuación para determinar la intensidad de lluvia en mm/h es la siguiente:

$$i_{Tr} = \frac{A}{(t + B)^n}$$

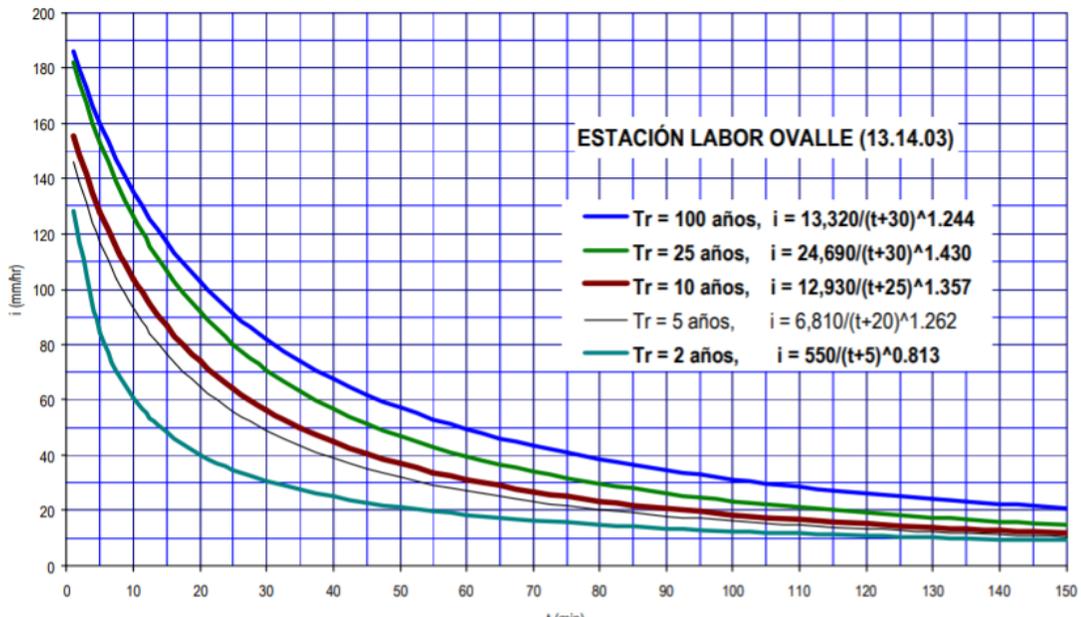
Donde A, B y n son parámetros de ajuste obtenidos mediante optimización no lineal.

Tabla VII. **Parámetros de ajuste para la estación Labor Ovalle**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
A	550	6 810	12 930	26 890	24 690	23 370	15 860	13 320
B	5	20	25	30	30	30	30	30
n	0,813	1,262	1,357	1,458	1,43	1,412	1,294	1,244

Fuente: elaboración propia.

Figura 1. Familia de curvas duración-intensidad-frecuencia para la estación Labor Ovalle



Fuente: INSIVUMEH. *Familia de curvas duración-intensidad-frecuencia*.

<http://www.insivumeh.gob.gt/folletos/INFORME%20de%20intensidades%20de%20lluvia%20Guatemala.pdf> fig.1. Consulta: enero de 2019.

20intensidades%20de%20lluvia%20Guatemala.pdf fig.1. Consulta: enero de 2019.

2.1.7.6.3. Áreas tributarias

Las áreas tributarias se determinan a partir de las cotas del terreno, ya que según sea la dirección que toma el agua se puede saber qué colector va a ser el que la va a transportar, y por lo tanto, el área que contribuye a cada tramo de tubería.

2.1.7.6.4. Periodo de retorno a 50 años

El periodo de retorno de un evento hidrológico, se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido una vez en promedio.

En cuanto mayor sea la importancia, la repercusión social, ecológica y económica de la obra, el periodo de retorno deberá ser mayor. Esto es debido a que entre más amplio sea el periodo de retorno, mayor va a ser la probabilidad de que un evento hidrológico se repita.

La ecuación para obtener la intensidad de lluvia en un periodo de retorno de 50 años es la siguiente:

$$i_{50} = \frac{15\ 860}{(t + 30)^{1,294}}$$

El cálculo del caudal pluvial se encuentra en el apéndice 1.

2.1.7.7. Factor de caudal medio

Es un factor que debe encontrarse entre 0,002 y 0,005, su función es regular la aportación de caudal en la tubería. Este se calcula tomando en cuenta lo que aporta cada habitante, más la suma de todos los demás caudales (doméstico, infiltración, por conexiones ilícitas, comercial e industrial), dividido entre la población total.

$$fqm = \frac{Q_{\text{sanitario}}}{\text{Población}}$$

El fqm calculado para este proyecto es:

$$fqm = \frac{7,6188}{3\ 899} = 0,0019$$

A pesar de ser un valor más cercano a 0,002, por la magnitud de este proyecto y la sugerencia del reglamento para el diseño y construcción de drenajes de EMPAGUA se decidió utilizar un fqm de 0,003.

2.1.7.8. Factor de Harmon

Este factor se utiliza para simular que múltiples accesorios se estén utilizando simultáneamente en un área. También cubre las horas pico, es decir cuando más se está utilizando el drenaje. Este factor es adimensional y se encuentra entre 1,5 y 4,5, según sea el tamaño de la población en un determinado tramo. La ecuación para determinarlo es:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1\ 000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1\ 000}}}$$

Donde:

FH = factor de Harmon

P = población

Tabla VIII. **Factor de Harmon calculado para cada tramo, actual y futuro**

De PV	A PV	Hab. Sevir			Factor de Harmon	
		Act.	Acum.	Acum.	Act.	Fut.
1	2	18	18	26	4.39	4.36
2	3	24	42	60	4.33	4.30
3	4	138	180	255	4.16	4.11
4	5	48	228	323	4.13	4.06
5	6	60	288	408	4.09	4.02
6	7	30	318	451	4.07	4.00
7	8	18	336	476	4.06	3.99
8	9	150	486	689	3.98	3.90
9	10	120	606	858	3.93	3.84
10	11	72	678	960	3.90	3.81
11	12	228	906	1283	3.83	3.73
12	13	234	1140	1614	3.76	3.66
13	14	108	1248	1767	3.74	3.63
14	15	126	1374	1946	3.71	3.59
15	16	138	1512	2141	3.68	3.56
16	17	198	1710	2421	3.64	3.52
17	18	72	1782	2523	3.62	3.51
18	19	240	2022	2863	3.58	3.46
19	20	84	2106	2982	3.57	3.44
20	21	96	2202	3118	3.55	3.43
21	22	180	2382	3373	3.53	3.40
22	23	372	2754	3899	3.47	3.34

Fuente: elaboración propia.

2.1.7.9. Caudal de diseño

Este caudal es el que transportará el sistema en cualquier punto de la red. Este determina las condiciones hidráulicas con las que se diseñará el alcantarillado. Se determina con la siguiente ecuación:

$$Q_{Dis} = fqm * F.H.* hab$$

Donde:

fqm = factor de caudal medio

F.H. = factor de Harmon

Hab = número de habitantes

Considerando que se tiene un caudal de ingreso al sistema de 586,74 l/s, dato proporcionado por la municipalidad, un factor de caudal medio de 0,003 y el número de habitantes se determinó el caudal de diseño:

Tabla IX. **Caudal de diseño para cada tramo, actual y futuro**

De PV	A PV	Hab. Sevir			Factor de Harmon		Caudal Pluvial	Caudal de diseño Qdis	
		Act.	Acum.	Acum.	Act.	Fut.		Actual	Futuro
1	2	18	18	26	4,39	4,36	19,7254	606,7025	606,8055
2	3	24	42	60	4,33	4,30	27,8355	615,1211	615,3495
3	4	138	180	255	4,16	4,11	61,7779	650,7643	651,6621
4	5	48	228	323	4,13	4,06	99,5842	689,1491	690,2583
5	6	60	288	408	4,09	4,02	13,9083	727,1821	728,5688
6	7	30	318	451	4,07	4,00	15,6156	744,2384	745,7676
7	8	18	336	476	4,06	3,99	15,9123	750,7448	752,3500
8	9	150	486	689	3,98	3,90	18,6053	778,1481	780,4066
9	10	120	606	858	3,93	3,84	22,8519	815,7366	818,4761
10	11	72	678	960	3,90	3,81	27,5643	868,2369	871,2771
11	12	228	906	1 283	3,83	3,73	323,3194	920,4693	924,4162
12	13	234	1 140	1 614	3,76	3,66	372,5303	972,1295	976,9920
13	14	108	1 248	1 767	3,74	3,63	421,0872	1021,8298	1027,0698
14	15	126	1 374	1 946	3,71	3,59	469,2422	1071,2748	1076,9406
15	16	138	1 512	2 141	3,68	3,56	516,8835	1120,3160	1126,4894
16	17	198	1 710	2 421	3,64	3,52	564,0118	1169,4250	1176,3176
17	18	72	1 782	2 523	3,62	3,51	610,7203	1216,8128	1224,0275
18	19	240	2 022	2 863	3,58	3,46	656,9539	1265,4102	1273,4118
19	20	84	2 106	2 982	3,57	3,44	702,9829	1312,2782	1320,4971
20	21	96	2 202	3 118	3,55	3,43	748,3318	1358,5231	1367,1560
21	22	180	2 382	3 373	3,53	3,40	793,5121	1405,4775	1414,6567
22	23	372	2 754	3 899	3,47	3,34	840,7948	1456,2039	1466,6028

Fuente: elaboración propia.

2.1.7.10. Ecuación de Manning para flujo de canales

La ecuación fue desarrollada como una evolución de la ecuación de Chézy, por el Ingeniero irlandés Robert Manning en 1889 y se utiliza para determinar la velocidad en canales abiertos o tuberías que no funcionan a presión. Al conocer los requerimientos de la capacidad hidráulica de la tubería, se procede a determinar el área interna del tubo, ideal para el alcantarillado que está siendo diseñado.

La ecuación de Manning se define así:

$$V = \frac{R_h^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Donde:

- V = velocidad
- R_h = radio hidráulico
- S = pendiente
- N = coeficiente de rugosidad

Dicho coeficiente de rugosidad depende del material del que está hecha la tubería.

Con los parámetros de diseño se determinó la velocidad y el caudal a sección llena.

Tabla X. **Parámetros de diseño, velocidad y caudal a sección llena**

De PV	A PV	\emptyset	S tubo	Rugosidad	Sección Llena	
		Pulg	%	n	Velocidad	Caudal (l/s)
1	2	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
2	3	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
3	4	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
4	5	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
5	6	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
6	7	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
7	8	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
8	9	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
9	10	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
10	11	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
11	12	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
12	13	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
13	14	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
14	15	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
15	16	48	0,15	0,009	1,8466	2155,9055
16	17	48	0,20	0,009	2,1323	2489,4603
17	18	48	0,20	0,009	2,1323	2489,4603
18	19	48	0,20	0,009	2,1323	2489,4603
19	20	48	0,20	0,009	2,1323	2489,4603
20	21	48	0,20	0,009	2,1323	2489,4603
21	22	48	0,20	0,009	2,1323	2489,4603
22	23	48	0,20	0,009	2,1323	2489,4603

Fuente: elaboración propia.

2.1.7.11. Relaciones hidráulicas

Es la relación que existe entre cada uno de los parámetros de diseño a sección llena, y los parámetros de diseño a sección parcialmente llena. Estas relaciones deben cumplir con ciertas condiciones para que las tuberías no trabajen a presión, sino como un canal abierto. Estas relaciones parten de la relación de caudales q/Q , donde q es el caudal de diseño y Q es el caudal a sección llena. Indican que la relación de tirante/diámetro (d/D), no debe ser

menor a 0,10, ni mayor a 0,75. También establece que la velocidad mínima es de 0,6 m/s y la máxima de 2,5 m/s.

Tabla XI. Relaciones hidráulicas

De PV	A PV	Relaciones Actuales		Verificación Actual				Relaciones Futuras		Verificación Futura			
		q/Q	v/V	v (m/s)	V	d/D	y	q/Q	v/V	v (m/s)	V	d/D	y
1	2	0,2814	0,8578	1,5841	OK	0,362	OK	0,2815	0,8578	1,5841	OK	0,362	OK
2	3	0,2853	0,8615	1,5908	OK	0,365	OK	0,2854	0,8615	1,5908	OK	0,365	OK
3	4	0,3019	0,8746	1,6151	OK	0,376	OK	0,3023	0,8758	1,6173	OK	0,377	OK
4	5	0,3197	0,8887	1,6410	OK	0,388	OK	0,3202	0,8898	1,6432	OK	0,389	OK
5	6	0,3373	0,9022	1,6659	OK	0,400	OK	0,3379	0,9022	1,6659	OK	0,400	OK
6	7	0,3452	0,9077	1,6762	OK	0,405	OK	0,3459	0,9077	1,6762	OK	0,405	OK
7	8	0,3482	0,9010	1,6803	OK	0,407	OK	0,3490	0,9099	1,6803	OK	0,407	OK
8	9	0,3609	0,9186	1,6962	OK	0,415	OK	0,3620	0,9196	1,6982	OK	0,416	OK
9	10	0,3784	0,9302	1,7177	OK	0,426	OK	0,3797	0,9312	1,7196	OK	0,427	OK
10	11	0,4027	0,9455	1,7459	OK	0,441	OK	0,4042	0,9465	1,7477	OK	0,442	OK
11	12	0,4270	0,9602	1,7731	OK	0,456	OK	0,4288	0,9611	1,7748	OK	0,457	OK
12	13	0,4509	0,9734	1,7975	OK	0,470	OK	0,4532	0,9752	1,8009	OK	0,472	OK
13	14	0,4740	0,9861	1,8209	OK	0,484	OK	0,4764	0,9878	1,8241	OK	0,486	OK
14	15	0,4969	0,9983	1,8434	OK	0,498	OK	0,4996	0,9992	1,8450	OK	0,499	OK
15	16	0,5196	1,0092	1,8636	OK	0,511	OK	0,5225	1,0108	1,8666	OK	0,513	OK
16	17	0,4698	0,9843	2,0988	OK	0,482	OK	0,5457	1,0212	2,1775	OK	0,526	OK
17	18	0,4888	0,9940	2,1195	OK	0,493	OK	0,5677	1,0312	2,1988	OK	0,539	OK
18	19	0,5083	1,0034	2,1395	OK	0,504	OK	0,5907	1,0408	2,2192	OK	0,552	OK
19	20	0,5271	1,0124	2,1588	OK	0,515	OK	0,6125	1,0499	2,2387	OK	0,565	OK
20	21	0,5457	1,0212	2,1775	OK	0,526	OK	0,6342	1,0586	2,2573	OK	0,578	OK
21	22	0,5646	1,0297	2,1956	OK	0,537	OK	0,6562	1,0663	2,2737	OK	0,590	OK
22	23	0,5849	1,0386	2,2146	OK	0,549	OK	0,6803	1,0748	2,2917	OK	0,604	OK

Fuente: elaboración propia.

2.1.8. Parámetros de diseño hidráulicos

Para la elaboración de un diseño hidráulico, se deben tomar en cuenta varios parámetros como el coeficiente de rugosidad, la velocidad mínima y máxima, el diámetro y la profundidad del colector, entre otros.

2.1.8.1. Coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad lo determina el material de la tubería a utilizar. Entre más grande sea la rugosidad del material, menor va a ser la velocidad del flujo.

Tabla XII. **Valores promedio del factor de rugosidad de Manning para varios materiales**

Material	n
PVC/ADS	0,009
Concreto acabado	0,012
Concreto sin acabado	0,014
Hierro fundido	0,015
Adrillo	0,016
Acero remachado	0,018
Metal corrugado	0,022
Tierra	0,025
Grava	0,029

Fuente: elaboración propia.

El coeficiente de rugosidad para las tuberías ADS es de 0,009.

2.1.8.2. Velocidades máximas y mínimas

Por la naturaleza del contenido de las tuberías, el INFOM sugiere tener una velocidad mínima para que no exista sedimentación en las tuberías y estas se obstruyan, y una velocidad máxima para que no existan rupturas o fallos en la tubería. Para que la tubería se auto limpie, requiere de una velocidad mínima de 0,60 m/s.

Cuando la pendiente del terreno es muy fuerte, la velocidad en la tubería aumenta y para que no ocasione abrasión o incluso rupturas, la velocidad máxima sugerida es de 2,5 m/s. De acuerdo a algunos fabricantes, la velocidad máxima puede ser hasta de 5,0 m/s.

En este proyecto la velocidad mínima permisible es de 0,60 m/s y la máxima de 2,5 m/s, para evitar la sedimentación de sólidos y garantizar la limpieza de la tubería.

2.1.8.3. Diámetro de colector

Los criterios de diseño de alcantarillado especifican que la tubería no puede ser menor de 15 cm (6") y para las conexiones domiciliarias no debe ser menor a 10 cm (4"). Para seleccionar el diámetro de la tubería se debe tomar en cuenta que la tubería siempre debe trabajar como un canal abierto, no como un conducto a presión, por lo que el tamaño de la tubería debe ser capaz de conducir el caudal a un máximo de 75 % de su capacidad y un mínimo del 10 % para evitar sedimentación.

La sección de tubería para este proyecto fue determinada tanto por el tamaño de la tubería anterior al pozo de aportación que es de 48", como el tamaño de la tubería siguiente al pozo de conexión que es de 48".

2.1.8.4. Profundidad de colector

La profundidad del colector la dicta principalmente la pendiente del terreno, el tamaño de la tubería y el tipo de tránsito que va a pasar por donde se encuentra la tubería. Además, la norma bajo la que fue fabricada la tubería también dicta la profundidad mínima.

La profundidad del colector es medida desde la superficie del terreno hasta la superficie superior externa del colector. No existe una profundidad máxima, pero es conveniente no profundizar mucho la tubería para no incrementar los gastos en la profundidad de los pozos de visita y el movimiento de tierras que esto implica.

Tabla XIII. **Profundidades mínimas de tubería**

Profundidad mínima de la cota invert para evitar rupturas (cm)												
Diámetro	8"	10"	12"	16"	18"	21"	24"	30"	36"	42"	48"	60"
Tráfico Normal	122	128	133	141	150	158	166	184	199	214	225	255
Tráfico Pesado	142	148	153	151	170	178	186	204	219	234	245	275

Fuente: Dirección de Drenajes de la Municipalidad de Quetzaltenango.

La profundidad de este proyecto la establece la profundidad del pozo inicial, que es de 4,10 m, lo que supera lo que el fabricante permite que es de 1,20 m.

2.1.8.4.1. Ancho de zanja

Para su fácil colocación y seguridad, se necesita hacer una excavación donde se debe considerar el tamaño de la tubería para determinar la profundidad y ancho que debe tener la zanja para ingresar la tubería. Cabe mencionar que, si la zanja se profundiza a más de 2 metros, la forma en la que la zanja debe ser es de forma trapezoidal.

Tabla XIV. **Ancho libre de zanjas según su profundidad y el diámetro de la tubería**

Ø	Hasta 1,30m	De 1,31m a 1,85m	De 1,86m a 2,35m	De 2,36m a 2,85m	De 2,86m a 3,35m	De 3,36m a 3,85m	De 3,86m a 4,35m	De 4,36m a 4,85m	De 4,86m a 5,35m	De 5,36m a 5,85m	De 5,86m en adelante
6"	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
8"	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
10"		70	70	70	70	70	75	75	75	80	80
12"		75	75	75	75	75	75	75	75	80	80
15"		90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
18"		110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
24"		135	135	135	135	135	135	135	135	135	135
36"			175	175	175	175	175	175	175	175	175
48"				210	210	210	210	210	210	210	210
60"				245	245	245	245	245	245	245	245

Fuente: Dirección de Drenajes de la Municipalidad de Quetzaltenango.

Para la instalación de esta tubería, el ancho de la zanja debe de ser de 2,10 m.

2.1.8.4.2. Volumen de excavación

El volumen de la excavación no es más que la sumatoria de los anchos de zanja por la longitud del tramo, más el área del diámetro del cilindro del pozo por la sumatoria de las alturas de los pozos de visita.

$$V_{exc} = \sum (A_z * L) + (A_{CPV} * \sum h_{pozo})$$

Donde:

- V_{exc} = volumen de excavación
- A_z = ancho de zanja
- L = longitud del tramo
- A_{CPV} = área del cilindro del pozo
- h_{pozo} = profundidad del pozo

Tabla XV. **Excavación de pozos y tubería**

De PV	A PV	Excavación m ³	
		De PV	Tubería
1	2	51,5221	204,9057
2	3	48,3061	95,5633
3	4	54,6858	557,6705
4	5	75,3131	906,0686
5	6	108,4380	1 186,3136
6	7	141,9777	583,3000
7	8	155,1315	224,8878
8	9	158,3579	900,8323
9	10	154,0162	1 198,4930
10	11	143,4353	1 022,6212
11	12	132,2688	929,5113
12	13	123,5793	875,4950
13	14	116,3978	825,1145
14	15	109,9807	782,0966
15	16	103,9804	736,6155
16	17	97,9424	654,8059
17	18	87,0725	669,3553
18	19	88,9953	655,1000
19	20	87,1973	665,0293
20	21	88,1186	666,5306
21	22	88,8448	671,0337
22	23	88,9862	715,4974

Fuente: elaboración propia.

La excavación para los pozos de visita es de 2 304,55 m³ y para la tubería es de 15 726,84 m³. La excavación total es de 18 031,39 m³.

2.1.8.4.3. Cotas invert

Las cotas invert son las cotas de nivel que determinan dónde se va a encontrar la parte inferior de la tubería que conecta a dos pozos de visita, de acuerdo al INFOM. Estas cotas de terreno y puntos de entrada y salida de la tubería en el alcantarillado se calculan de la siguiente manera:

$$CT_f = CT_i - (DH * S_{Tubería})$$

$$S_{Terreno} = \frac{CT_i - CT_f}{DH} * 100$$

$$CI_i = CT_i - (H_{Tráfico} + E_{Tubería} + \emptyset)$$

$$CI_f = CI_i - DH * S_{Tubería}$$

$$CI_s = CI_f - 0,03$$

Donde:

CT_f	=	cota de terreno final
CT_i	=	cota de terreno inicial
DH	=	distancia horizontal
$S_{Terreno}$	=	pendiente del terreno
CI_i	=	cota invert inicial
CI_f	=	cota invert final
$H_{Tráfico}$	=	profundidad mínima de la tubería según el tráfico
$E_{Tubería}$	=	espesor de tubería
\emptyset	=	diámetro de tubería

Tabla XVI. Cotas invert para cada tramo

De PV	A PV	Cotas Terreno		DH (m)		S (%) Terreno	S tubo %	Cotas Invert	
		Inicio	Final	Tramo	Acum.			Salida	Llegada
1	2	446,595	446,271	25,383	25,383	1,28	0,15	442,495	442,457
2	3	446,271	446,733	10,457	35,840	-4,42	0,15	442,427	442,411
3	4	446,733	448,278	44,310	80,150	-3,49	0,15	442,381	442,315
4	5	448,278	450,809	50,000	130,150	-5,06	0,15	442,285	442,210
5	6	450,809	453,373	50,000	180,150	-5,13	0,15	442,180	442,105
6	7	453,373	454,356	22,500	202,650	-4,37	0,15	442,075	442,041
7	8	454,356	454,570	8,498	211,148	-2,52	0,15	442,011	441,998
8	9	454,570	454,142	35,000	246,148	1,22	0,15	441,968	441,916
9	10	454,142	453,195	50,000	296,148	1,89	0,15	441,886	441,811
10	11	453,195	452,207	46,265	342,412	2,14	0,15	441,781	441,711
11	12	452,207	451,418	45,009	387,421	1,75	0,15	441,681	441,614
12	13	451,418	450,749	45,009	432,430	1,49	0,15	441,584	441,516
13	14	450,749	450,141	44,894	477,324	1,35	0,15	441,486	441,419
14	15	450,141	449,566	45,009	522,333	1,28	0,15	441,389	441,322
15	16	449,566	448,988	45,005	567,338	1,28	0,15	441,292	441,224
16	17	448,988	448,003	45,001	612,339	2,19	0,20	441,194	441,104
17	18	448,003	448,036	45,007	657,346	-0,07	0,20	441,074	440,984
18	19	448,036	447,773	44,957	702,303	0,59	0,20	440,954	440,864
19	20	447,773	447,726	45,161	747,464	0,10	0,20	440,834	440,744
20	21	447,726	447,664	44,893	792,357	0,14	0,20	440,714	440,624
21	22	447,664	447,555	45,125	837,481	0,24	0,20	440,594	440,504
22	23	447,555	447,525	47,675	885,156	0,06	0,20	440,474	440,378

Fuente: elaboración propia.

2.1.9. Ubicación de pozos de visita

Según Normas del INFOM, se deben colocar en los siguientes casos:

- En cambios de diámetro.
- En cambios de pendiente.
- En cambios de dirección horizontal para diámetro s menores de 24".
- En las intersecciones de tuberías colectoras.
- En los extremos superiores, ramales iniciales.

A distancias no mayores de 100 metros en línea recta en diámetros hasta de 24".

A distancias no mayores de 300 metros en diámetros superiores a 24".

En este proyecto se tiene la particularidad del terreno que no tiene pendiente, por lo que los pozos de visita no pueden distanciarse más de 50 m uno del otro.

2.1.10. Profundidad de pozos de visita

Esta se obtiene restándole a la cota invert de salida del pozo 0,15 m, que es el fondo del pozo y se utiliza como una base. Cuando las tuberías que llegan y salen del pozo de visita son del mismo diámetro, la cota invert como mínimo tiene que estar 3 cm debajo de la cota invert de entrada.

Si la tubería es de distinto diámetro, la cota invert debe ser como mínimo, la diferencia entre ambos diámetros, por debajo de la cota invert de entrada. Si al pozo de visita llega más de una tubería y sale una, y son de distinto diámetro, le cota de salida tiene que estar 3 cm debajo de las tuberías que son del mismo diámetro, y se toma la que resulte más profunda.

Las profundidades de los pozos de visita para este proyecto varían desde los 3,50 m hasta 13,00 m. El pozo al que se conecta el proyecto tiene una profundidad de 7,15 m, por lo cual no puede profundizar la tubería.

Tabla XVII. **Profundidad de pozos de visita**

De PV	A PV	Cotas Terreno		Cotas Invert		Altura de Pozo	
		Inicio	Final	Salida	Llegada	Inicio	Final
1	2	446,595	446,271	442,495	442,457	4,100	3,844
2	3	446,271	446,733	442,427	442,411	3,844	4,352
3	4	446,733	448,278	442,381	442,315	4,352	5,993
4	5	448,278	450,809	442,285	442,210	5,993	8,629
5	6	450,809	453,373	442,180	442,105	8,629	11,298
6	7	453,373	454,356	442,075	442,041	11,298	12,345
7	8	454,356	454,570	442,011	441,998	12,345	12,602
8	9	454,570	454,142	441,968	441,916	12,602	12,256
9	10	454,142	453,195	441,886	441,811	12,256	11,414
10	11	453,195	452,207	441,781	441,711	11,414	10,526
11	12	452,207	451,418	441,681	441,614	10,526	9,834
12	13	451,418	450,749	441,584	441,516	9,834	9,263
13	14	450,749	450,141	441,486	441,419	9,263	8,752
14	15	450,141	449,566	441,389	441,322	8,752	8,274
15	16	449,566	448,988	441,292	441,224	8,274	7,794
16	17	448,988	448,003	441,194	441,104	7,794	6,929
17	18	448,003	448,036	441,074	440,984	6,929	7,082
18	19	448,036	447,773	440,954	440,864	7,082	6,939
19	20	447,773	447,726	440,834	440,744	6,939	7,012
20	21	447,726	447,664	440,714	440,624	7,012	7,070
21	22	447,664	447,555	440,594	440,504	7,070	7,081
22	23	447,555	447,525	440,474	440,378	7,081	7,150

Fuente: elaboración propia.

2.1.11. Tragantes y otras estructuras necesarias

Los tragantes son estructuras de captación y recolección de las aguas pluviales. Existen básicamente tres tipos de tragantes:

- De acera
- De rejilla transversal
- De rejilla longitudinal

- Los tragantes se localizan bajo las siguientes condiciones:
 - En las partes bajas de un sistema o de un tramo de tubería.
 - A 3 m de la orilla de la acera que forma la esquina
 - Un tragante de acera se localiza por lo menos 100 m bajo una calle impermeabilizada, si la calle es de tierra no se colocan tragantes de acera.
 - Cuando el tirante de agua alcanza una altura de 0,10 m.

En estos proyectos se va a utilizar el tragante de esquina. Este tipo de tragante se debe colocar a una distancia mínima de 3 metros del borde de la calle. Los tragantes de acera se conectan a un pozo de visita, y cuentan con una tapadera de acceso.

- Desfogue

Los desfogues son estructuras donde se vierten las aguas servidas o pluviales. También son llamados lugares de descarga.

2.1.12. Diseño hidráulico

La tabla del diseño hidráulico se encuentra en el apéndice 2.

2.1.13. Ejemplo de diseño de un tramo

Con las características del PV 20 a PV 21, se diseñará el sistema de alcantarillado con los siguientes datos:

Tabla XVIII. **Parámetros de diseño para el tramo del PV 20 al PV 21, desfogue zona 5**

Parámetros de diseño	
Tasa de crecimiento (INE)	2,71 %
Periodo de diseño	13 años
CT de PV 20	447,726
CT de PV 21	447,664
DH	44,893
DH acumulada	792,357
# casas del tramo	16
# casas acumuladas	367
Coefficiente de rugosidad	0,009
Dotación	200 l/hab-día
Factor de retorno	0,75

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de población

A partir del número de casas, considerando que hay 6 habitantes por casa se obtiene el número de habitantes del tramo:

$$P_0 = 16 * 6 = 96 \text{ hab}$$

Las acumuladas hasta el pozo 21 son:

$$P_0 = 367 * 6 = 2\ 202 \text{ hab}$$

Se calcula la población futura con la ecuación del método geométrico:

$$P_f = P_0 * \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n = 2\ 207 * \left(1 + \frac{2,71}{100}\right)^{13} = 3\ 124 \text{ hab}$$

- Cálculo de la pendiente del terreno

$$S_{Terreno} = \frac{CT_i - CT_f}{DH} * 100 = \frac{447,726 - 447,664}{44,893} * 100 = 0,14 \%$$

El fqm determinado para el proyecto es de 0,003, y se obtiene lo siguiente:

- Cálculo del factor de Harmon
 - Análisis de situación actual

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}} = \frac{18 + \sqrt{\frac{2\,202}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{2\,202}{1\,000}}} = 3,55$$

- Análisis de situación futura

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}} = \frac{18 + \sqrt{\frac{3\,124}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{3\,124}{1\,000}}} = 3,43$$

- Cálculo del caudal pluvial

A continuación se muestran los cálculos para determinar el caudal pluvial:

Tabla XIX. **Datos para el cálculo del caudal pluvial del PV 20 al PV 21.**

Datos	
Distancia horizontal	44,893 m
Área tributaria	0,5189 Ha
Coefficiente de escorrentía	0,3
Tiempo de concentración de PV 19 a PV 20	18,3526
Velocidad en el tramo anterior	2,2505 m/s
Intensidad de lluvia de PV 19 a PV 20	105,814
Caudal acumulado hasta PV 20	702,98

Fuente: elaboración propia.

- Multiplicación del área por el coeficiente de escorrentía

$$(a * c) = 0,51889 * 0,3 = 0,16$$

- Determinación del tiempo de concentración

$$t_n = t_{n-1} + \frac{L}{60 * v_{n-1}} = 18,0201 + \frac{44,893}{60 * 2,2505} = 18,3526 \text{ min}$$

El tiempo de concentración en el tramo es de 18,3526 minutos.

- Cálculo de la intensidad de lluvia

$$i_{50} = \frac{15\ 860}{(t + 30)^{1,294}} = \frac{15\ 860}{(18,3526 + 30)^{1,294}} = 104,873 \text{ mm/h}$$

La intensidad de lluvia en el tramo es de 104,873 mm/h.

- Cálculo del caudal en el tramo y el caudal acumulado

Con los datos obtenidos anteriormente se procede a determinar el caudal en el tramo.

$$Q_{PV20-PV21} = \frac{cia}{360} = \frac{0,16 * 104,873}{360} * 1\ 000 = 45,35 \text{ l/s}$$

Para obtener el caudal acumulado hasta el PV 21 se suma lo acumulado anterior con el caudal del tramo.

$$Q_{Acumulado} = Q_{PV20-PV21} + Q_{Acumulado PV20} = 45,35 + 702,98 = 748,33 \text{ l/s}$$

El caudal acumulado hasta el pozo de visita es de 748,33 l/s. Al ser un drenaje combinado, es necesario considerar este caudal en el caudal de diseño para verificar que la tubería sea capaz de transportar el caudal total.

- Cálculo del caudal de diseño

El caudal de diseño para este caso particular por ser un sistema combinado debe considerar el caudal de aporte en el pozo inicial de 586,74 l/s y el caudal pluvial del tramo que es 748,3318 l/s.

- Análisis de situación actual

$$\begin{aligned} Q_{Dis} &= (f_{qm} * F.H.* hab) + Q_{pluvial} + Q_0 \\ &= (0,003 * 0,75 * 2\ 202) + 748,3318 + 586,74 = 1358,523 \text{ l/s} \end{aligned}$$

- Análisis de situación futura

$$Q_{Dis} = (fqm * F.H.* hab) + Q_{pluvial} + Q_0$$

$$= (0,003 * 0,75 * 3124) + 748,3318 + 586,74 = 1367,22 \text{ l/s}$$

- Cálculo de velocidad a sección llena

Para determinar la velocidad a sección llena se utilizó la ecuación de Manning, donde el factor 0,03249 se utiliza para las conversiones pertinentes del diámetro.

$$V = \frac{R_h^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{0,03249 * 48^{2/3} * \frac{0,20^{1/2}}{100}}{0,009} = 2,1323 \text{ m/s}$$

- Cálculo del caudal a sección llena

Para determinar el caudal a sección llena se utiliza la ecuación de continuidad:

$$Q_{lleno} = A * V = 1,1675 * 2,1323 = 2\,489,4603 \text{ l/s}$$

- Cálculo de relaciones hidráulicas

Relación de caudales:

- Análisis de situación actual

$$\frac{q_{diseño}}{Q_{lleno}} = \frac{1\,358,523}{2\,489,4603} = 0,5457$$

- Análisis de situación futura

$$\frac{q_{\text{diseño}}}{Q_{\text{lleno}}} = \frac{1\,367,22}{2\,489,4603} = 0,6342$$

Al obtener los resultados se buscan en las tablas de relaciones hidráulicas, y se obtiene:

Tabla XX. **Valores de las relaciones hidráulicas**

Relaciones Hidráulicas			
Actual		Futuro	
q/Q	0,5457	q/Q	0,6342
v/V	1,0212	v/V	1,0586
d/D	0,5260	d/D	0,5780

Fuente: elaboración propia.

- Se calcula la velocidad de flujo:
 - Análisis de situación actual

$$v = \frac{v}{V} * V = 1,0212 * 2,1323 = 2,1775 \text{ m/s}$$

- Análisis de situación futura

$$v = \frac{v}{V} * V = 1,0586 * 2,1323 = 2,2573 \text{ m/s}$$

Se comparan los valores obtenidos con los parámetros hidráulicos para verificar que estén dentro de lo aceptable.

Tabla XXI. **Revisión de los parámetros hidráulicos**

Parámetros hidráulicos				
Periodo	Relación	Parámetros de diseño	Valor	Verificación
Actual	Velocidad	$0,60 < v < 2,50$	2,1775	Cumple
	Tirante	$0,10 < d < 0,75$	0,5260	Cumple
Futuro	Velocidad	$0,60 < v < 2,50$	2,2573	Cumple
	Tirante	$0,10 < d < 0,75$	0,5780	Cumple

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de cotas invert

El pozo 20 al ser un pozo intermedio tiene una cota invert de llegada de 440,744 m, por lo que la cota invert de llegada del pozo 21 es:

$$CI_f = CI_i - DH * S_{Tubería} = 440,744 - 44,893 * 0,20 = 440,714 \text{ m}$$

Y la cota invert de salida de ese pozo sería entonces:

$$CI_s = CI_f - 0,03 = 440,714 - 0,03 = 440,624 \text{ m}$$

2.1.14. Propuesta de desfogue

Para mitigar los daños al medio ambiente, se debe idear un punto de desfogue respetando las normas del Ministerio de Medio Ambiente. Las descargas deben tener un tratamiento adecuado antes de introducirlas al cuerpo receptor.

La tubería que se ha diseñado en el proyecto, es la tubería de desfogue de la ciudad de Quetzaltenango. El tramo se une a una tubería existente que conduce el agua hacia una planta de tratamiento.

2.1.15. Planos

Los planos del proyecto son: localización, ubicación, planta general del proyecto, perfil del eje central del proyecto, densidad de vivienda y detalles constructivos. Los planos constructivos se encuentran en el apéndice 3.

2.1.16. Presupuesto

El presupuesto fue elaborado contemplando renglones de trabajo, precios unitarios y costo por renglón de trabajo. De acuerdo a los requerimientos de la Municipalidad de Quetzaltenango se utilizó un 25 % de los costos directos para costos indirectos, que incluyen prestaciones laborales, administración y dirección técnica entre otras, obteniendo:

Tabla XXII. Presupuesto para el desfogue del drenaje combinado de la zona 5

PROYECTO: REHABILITACIÓN Y REMODELACIÓN DEL SISTEMA DE DESFOGUE DE LA RED DE DRENAJE COMBINADO DEL MUNICIPIO DE QUETZALTENANGO

UBICACIÓN: 13 calle y avenida Manuel Lisando Barillas, zona 5, Quetzaltenango, Quetzaltenango.

Fecha: nov-18

Nº	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo/Total
1	Topografía general	885,16	ml	Q 11,42	Q 10 108,48
2	Trazo	1 858,31	ml	Q 1,28	Q 2 378,63
3	Excavación de pozos y tubería	18 031,39	m ³	Q 56,27	Q 1 014 626,31
4	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=3.51m a 4.00m	1,00	Unidad	Q 11 720.15	Q 11 720,15
5	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=4.01m a 4.50m	2,00	Unidad	Q 14 081.12	Q 28 162,24
6	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=5.51m a 6.00m	1,00	Unidad	Q 17 149.89	Q 17 149,89
7	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=6.51m a 7.00m	2,00	Unidad	Q 20 243.11	Q 40 486,22
8	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=7.01m a 7.50m	4,00	Unidad	Q 22 401.50	Q 89 606,00
9	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=7.51m a 8.00m	1,00	Unidad	Q 24 753.88	Q 24 753,88
10	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=8.01m a 8.50m	1,00	Unidad	Q 27 192.45	Q 27 192,45
11	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=8.51m a 9.00m	2,00	Unidad	Q 29 915.23	Q 59 830,46
12	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=9.01m a 9.50m	1,00	Unidad	Q 31 872.33	Q 31 872,33
13	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=9.51m a 10.00m	1,00	Unidad	Q 34 122.87	Q 34 122,87
14	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=10.51m a 11.00m	1,00	Unidad	Q 36 291.04	Q 36 291,04
15	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=11.01m a 11.50m	2,00	Unidad	Q 38 642.11	Q 77 284,22
16	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=12.01m a 12.50m	2,00	Unidad	Q 41 807.28	Q 83 614,56
17	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=12.51m a 13.00m	1,00	Unidad	Q 43 096.66	Q 43 096,66
18	Tubería ADS Ø 48"	885,16	ml	Q 2 371.45	Q 2 099 103,19
19	Relleno y compactación	14 648,11	m ³	Q 63.65	Q 932 352,20
20	Limpieza final	3 383,28	m ³	Q 31.89	Q 107 892,79
Costo Total del Proyecto				Q	4 771 644,57

Fuente: elaboración propia.

2.2. Mejoramiento del alcantarillado sanitario de la 1ª calle de avenida Las Américas a 7ª avenida de la zona 10 de Quetzaltenango

A continuación se detallan los pasos a seguir para el mejoramiento del alcantarillado existente en la 1ª. y 7ª. avenida Las Américas de la zona 10 de Quetzaltenango.

2.2.1. Descripción del proyecto

El diseño del sistema de alcantarillado separativo de la zona 10, mejorará la red de alcantarillado existente al reducir el caudal que va aguas abajo en el sistema de drenaje combinado. También, promoverá el crecimiento poblacional en esta área de una manera ordenada al tener un sistema eficiente.

Este proyecto pretende reducir el caudal que se integra a la red existente en zona 1, al tener un colector para aguas pluviales evitando las inundaciones generadas por la sobrecarga del alcantarillado existente. La longitud del proyecto es de 1 250 metros, y a futuro la población a servir se estima que sea de 11 355 habitantes. La ventaja principal de esta área es que aún no está pavimentada, por lo que la implementación de este sistema se facilita.

El sistema separativo para la zona 10 de Quetzaltenango, reducirá la saturación de la red existente de la zona 1, al separar los colectores y desfogar el agua pluvial al zanjón Calderón y así disminuir el caudal que desfoga en la zona 1, ya que la red actual se satura fácilmente en tiempo de lluvia.

El impacto aguas abajo de este proyecto es alto, ya que el caudal de escorrentía va a disminuir también, mejorando y evitando las inundaciones que se dan en el sector donde desfoga la tubería.

2.2.2. Descripción del sistema

El sistema consiste en el alcantarillado separativo. La longitud aproximada del alcantarillado es de 1 243 m con 29 pozos. La longitud del alcantarillado pluvial es de aproximadamente 517 m, siendo menor que la del alcantarillado sanitario por la ubicación del desfogue.

En este proyecto se usará tubería de polietileno de alta densidad (A.D.S.), de 6" y 8" y de 36" para el alcantarillado pluvial.

El diámetro del cilindro de los pozos de visita para el alcantarillado sanitario debe ser de 1,20 m, y de 2 m para el alcantarillado pluvial.

2.2.3. Levantamiento topográfico

Este proyecto tiene pendientes muy pronunciadas por lo que con el tiempo y aumento de caudal se podría generar abrasión en las tuberías. Este proyecto se conecta a la red principal, por lo que también se tomó de referencia una topografía previamente realizada como banco de marca.

2.2.4. Componentes del alcantarillado a diseñar

Para diseñar un sistema de alcantarillado se debe contemplar un colector, pozo de visitas, conexiones domiciliarias, entre otros.

2.2.4.1. Colector

El colector principal del alcantarillado sanitario es de 1 243,03 m, de los cuales 577,164 m tienen un diámetro de tubería de 6" y los restantes 665,867 m

son de 8" de diámetro. El material a utilizar es A.D.S., que se fabrica bajo la norma DIN 16961, así como también ASTM D-1784, ASTM F-794 D-2564.

El alcantarillado pluvial tiene una longitud de 516,79 m y tiene 36" de diámetro en su totalidad.

2.2.4.2. Pozos de visita

El proyecto tiene un total de 40 pozos de visita, de los cuales 29 son para el alcantarillado sanitario con un diámetro de cilindro de 1,2 m y 11 son para el alcantarillado pluvial con un diámetro de cilindro de 2 m. Las paredes de los pozos serán construidas con ladrillos tayuyos de barro cocido, el fondo del pozo se hará con una fundición de concreto reforzado con varillas de acero de 1/2" en dos sentidos, la tapadera será de concreto reforzado con varillas de acero de 3/8" en dos sentidos y el brocal será de concreto reforzado con varillas de acero de 3/8" con eslabones de 1/4" cada 10 centímetros. Las profundidades varían desde 1,3 m de profundidad hasta los 5 m.

2.2.4.3. Conexiones domiciliarias

Las conexiones domiciliarias deben ser como se describió en 2.1.4.3 y sus especificaciones se encuentran en el plano 9 del apéndice 6.

2.2.5. Periodo de diseño

De acuerdo a las normas del INFOM, los proyectos deben ser diseñados para 30 años. Ya que este proyecto no tiene limitaciones, el periodo de diseño es de 30 años. Debe tomarse en cuenta que para que el sistema funcione óptimamente se le tiene que dar el mantenimiento adecuado.

2.2.6. Población futura

$$P_f = P_o * \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n$$
$$P_f = 1\ 140 * \left(1 + \frac{2.71r}{100}\right)^{30}$$
$$P_f = 2\ 557 \text{ hab}$$

La población para la que se hará el diseño es una población futura de 2 557 habitantes.

2.2.7. Determinación de caudales

Para determinar el caudal del sistema de alcantarillado, se debe tomar en cuenta la población, dotación, factor de retorno, los caudales entre otros.

2.2.7.1. Población tributaria

La población tributaria es la población que aporta a cada tramo de la tubería entre pozo y pozo de visita.

Tabla XXIII. **Población tributaria para cada tramo de diseño**

De PV	A PV	No. Casas			Hab. Sevir		
		Act.	Acum.	Futuro acum.	Act.	Acum.	Acum.
1	2	32	32	71	192	192	429
2	3	13	45	100	78	270	603
3	4	7	52	116	42	312	696
4	5	4	56	125	24	336	750
5	6	7	63	141	42	378	844
6	7	2	65	145	12	390	870
7	8	3	68	152	18	408	911
8	9	11	79	176	66	474	1 058
9	10	5	84	187	30	504	1 125
10	11	6	90	201	36	540	1 205
11	12	13	103	230	78	618	1 379
12	13	8	111	248	48	666	1 486
13	14	2	113	252	12	678	1 513
14	15	1	114	254	6	684	1 526
15	16	3	117	261	18	702	1 566
16	17	2	119	265	12	714	1 593
17	18	4	123	274	24	738	1 647
18	19	3	126	281	18	756	1 687
19	20	2	128	285	12	768	1 713
20	21	8	136	303	48	816	1 821
21	22	9	145	323	54	870	1 941
22	23	5	150	335	30	900	2 008
23	24	4	154	343	24	924	2 061
24	25	8	162	361	48	972	2 168
25	26	6	168	375	36	1 008	2 249
26	27	5	173	386	30	1 038	2 316
27	28	9	182	406	54	1 092	2 436
28	29	8	190	424	48	1 140	2 543

Fuente: elaboración propia.

2.2.7.2. Dotación

La dotación para la ciudad de Quetzaltenango es de 200 l/hab-día.

2.2.7.3. Factor de retorno

Se utilizará un factor de retorno de 0,75.

2.2.7.4. Caudal que contribuye al sistema

Los caudales que contribuyen al sistema son los siguientes:

2.2.7.4.1. Caudal domiciliar

El caudal domiciliar del sistema es de 0,1875 l/s.

2.2.7.4.2. Caudal comercial

Este proyecto no cuenta con ningún comercio a lo largo de la línea.

2.2.7.4.3. Caudal por infiltración

El caudal de infiltración calculado se muestra en la tabla XXIV.

Tabla XXIV. **Caudal de infiltración calculado para cada tramo**

De PV	A PV	Caudal de Infiltración
1	2	0,0045
2	3	0,0118
3	4	0,0184
4	5	0,0219
5	6	0,0264
6	7	0,0300
7	8	0,0331
8	9	0,0393
9	10	0,0454
10	11	0,0512
11	12	0,0590
12	13	0,0665
13	14	0,0693
14	15	0,0961
15	16	0,1002
16	17	0,1076
17	18	0,1154
18	19	0,1195
19	20	0,1275
20	21	0,1388
21	22	0,1470
22	23	0,1546
23	24	0,1583
24	25	0,1674
25	26	0,1744
26	27	0,1824
27	28	0,1906
28	29	0,1989

Fuente: elaboración propia.

2.2.7.5. Caudal sanitario

El caudal sanitario del alcantarillado es de 4,6138 l/s.

2.2.7.6. Factor de caudal medio

El factor del caudal medio es:

$$f_{qm} = \frac{4,6138}{2\ 557} = 0,0018$$

Se utilizará un fqm de 0,002.

2.2.7.7. Factor de Harmon

A continuación en la tabla XXV se muestra el cálculo del Factor de Harmon.

Tabla XXV. **Factor de Harmon calculado para cada tramo, actual y futuro**

De PV	A PV	Hab. Sevir			Factor de Harmond	
		Act.	Acum.	Acum.	Act.	Fut.
1	2	192	192	429	4,15	4,01
2	3	78	270	603	4,10	3,93
3	4	42	312	696	4,07	3,90
4	5	24	336	750	4,06	3,88
5	6	42	378	844	4,03	3,85
6	7	12	390	870	4,03	3,84
7	8	18	408	911	4,02	3,83
8	9	66	474	1 058	3,99	3,78
9	10	30	504	1 125	3,97	3,77
10	11	36	540	1 205	3,96	3,75
11	12	78	618	1 379	3,93	3,71
12	13	48	666	1 486	3,91	3,68
13	14	12	678	1 513	3,90	3,68
14	15	6	684	1 526	3,90	3,67
15	16	18	702	1 566	3,89	3,67
16	17	12	714	1 593	3,89	3,66
17	18	24	738	1 647	3,88	3,65
18	19	18	756	1 687	3,88	3,64
19	20	12	768	1713	3,87	3,64
20	21	48	816	1 821	3,86	3,62
21	22	54	870	1 941	3,84	3,60
22	23	30	900	2 008	3,83	3,58
23	24	24	924	2 061	3,82	3,58
24	25	48	972	2 168	3,81	3,56
25	26	36	1 008	2 249	3,80	3,55
26	27	30	1 038	2 316	3,79	3,54
27	28	54	1 092	2 436	3,78	3,52
28	29	48	1 140	2 543	3,76	3,50

Fuente: elaboración propia.

2.2.7.8. Caudal de diseño

En la tabla XXVI se especifica el caudal de diseño para cada tramo, actual y futuro.

Tabla XXVI. Caudal de diseño para cada tramo, actual y futuro

De PV	A PV	Hab. Sevir				Factor de Harmon		Caudal de diseño Qdis	
		Act.	Acum.	Fut.	Acum.	Act.	Fut.	Actual	Futuro
1	2	192	192	429	429	4,15	4,01	1,5936	3,4406
2	3	78	270	174	603	4,10	3,93	2,2140	4,7396
3	4	42	312	94	697	4,07	3,90	2,5397	5,4366
4	5	24	336	54	751	4,06	3,88	2,7283	5,8278
5	6	42	378	94	845	4,03	3,85	3,0467	6,5065
6	7	12	390	27	872	4,03	3,84	3,1434	6,6970
7	8	18	408	41	913	4,02	3,83	3,2803	6,9936
8	9	66	474	148	1 061	3,99	3,78	3,7825	8,0212
9	10	30	504	67	1 128	3,97	3,77	4,0018	8,5051
10	11	36	540	81	1 209	3,96	3,75	4,2768	9,0675
11	12	78	618	174	1 383	3,93	3,70	4,8575	10,2342
12	13	48	666	108	1 491	3,91	3,68	5,2081	10,9738
13	14	12	678	27	1 518	3,90	3,68	5,2884	11,1725
14	15	6	684	14	1 532	3,90	3,67	5,3352	11,2449
15	16	18	702	41	1 573	3,89	3,66	5,4616	11,5144
16	17	12	714	27	1 600	3,89	3,66	5,5549	11,7120
17	18	24	738	54	1 654	3,88	3,65	5,7269	12,0742
18	19	18	756	41	1 695	3,88	3,64	5,8666	12,3396
19	20	12	768	27	1 722	3,87	3,64	5,9443	12,5362
20	21	48	816	108	1 830	3,86	3,62	6,2995	13,2492
21	22	54	870	121	1 951	3,84	3,59	6,6816	14,0082
22	23	30	900	67	2 018	3,83	3,58	6,8940	14,4489
23	24	24	924	54	2 072	3,82	3,57	7,0594	14,7941
24	25	48	972	108	2 180	3,81	3,56	7,4066	15,5216
25	26	36	1 008	81	2 261	3,80	3,54	7,6608	16,0079
26	27	30	1 038	67	2 328	3,79	3,53	7,8680	16,4357
27	28	54	1 092	121	2 449	3,78	3,52	8,2555	17,2410
28	29	48	1 140	108	2 557	3,76	3,50	8,5728	17,8990

Fuente: elaboración propia.

2.2.7.9. Ecuación de Manning para flujo de canales

En la tabla XXVII se describen los cálculos de la ecuación de Manning para flujo de canales.

Tabla XXVII. **Parámetros de diseño, velocidad y caudal a sección llena**

De PV	A PV	\varnothing	S tubo	Área Tubería	Rugosidad	Sección Llena	
		Pulg	%	m ²	n	velocidad	Caudal (l/s)
1	2	6	6,00	0,0183	0,009	2,9198	53,4323
2	3	6	1,90	0,0183	0,009	1,6431	30,0687
3	4	6	1,30	0,0183	0,009	1,3591	24,8715
4	5	6	1,25	0,0183	0,009	1,3327	24,3884
5	6	6	2,00	0,0183	0,009	1,6857	30,8483
6	7	6	2,40	0,0183	0,009	1,8466	33,7928
7	8	6	4,75	0,0183	0,009	2,5979	47,5416
8	9	6	4,25	0,0183	0,009	2,4574	44,9704
9	10	6	6,55	0,0183	0,009	3,0507	55,8278
10	11	6	7,40	0,0183	0,009	3,2426	59,3396
11	12	6	6,10	0,0183	0,009	2,9440	53,8752
12	13	6	5,40	0,0183	0,009	2,7699	50,6892
13	14	6	6,75	0,0183	0,009	3,0969	56,6733
14	15	8	8,10	0,0325	0,009	4,1097	133,5653
15	16	8	7,95	0,0325	0,009	4,0715	132,3238
16	17	8	7,85	0,0325	0,009	4,0458	131,4885
17	18	8	7,60	0,0325	0,009	3,9808	129,3760
18	19	8	7,55	0,0325	0,009	3,9677	128,9503
19	20	8	7,40	0,0325	0,009	3,9281	127,6633
20	21	8	4,20	0,0325	0,009	2,9593	96,1773
21	22	8	3,15	0,0325	0,009	2,5628	83,2910
22	23	8	4,05	0,0325	0,009	2,9060	94,4450
23	24	8	4,40	0,0325	0,009	3,0290	98,4425
24	25	8	3,80	0,0325	0,009	2,8149	91,4843
25	26	8	2,55	0,0325	0,009	2,3059	74,9418
26	27	8	2,55	0,0325	0,009	2,3059	74,9418
27	28	8	1,70	0,0325	0,009	1,8827	61,1878
28	29	8	3,35	0,0325	0,009	2,6430	85,8975

Fuente: elaboración propia.

2.2.7.10. Relaciones hidráulicas

Para este proyecto las relaciones hidráulicas resultan como se presentan en la tabla XXVIII:

Tabla XXVIII. **Relaciones actuales y futuras con su respectiva verificación**

De PV	A PV	Relaciones Actuales		Verificación Actual				Relaciones Futuras		Verificación Futura			
		q/Q	v/V	v (m/s)	V	d/D	y	q/Q	v/V	v (m/s)	V	d/D	y
1	2	0,0298	0,4453	1,3000	OK	0,118	OK	0,0644	0,5598	1,6346	OK	0,171	OK
2	3	0,0736	0,5832	0,9583	OK	0,183	OK	0,1576	0,7290	1,1978	OK	0,268	OK
3	4	0,1021	0,6420	0,8725	OK	0,215	OK	0,2183	0,7998	1,0870	OK	0,317	OK
4	5	0,1119	0,6593	0,8786	OK	0,225	OK	0,2386	0,8198	1,0926	OK	0,332	OK
5	6	0,0988	0,6366	1,0732	OK	0,212	OK	0,2107	0,7915	1,3343	OK	0,311	OK
6	7	0,0930	0,6260	1,1560	OK	0,206	OK	0,1977	0,7776	1,4358	OK	0,301	OK
7	8	0,0690	0,5716	1,4851	OK	0,177	OK	0,1468	0,7135	1,8535	OK	0,258	OK
8	9	0,0841	0,6077	1,4934	OK	0,196	OK	0,1779	0,7544	1,8539	OK	0,285	OK
9	10	0,0717	0,5940	1,8120	OK	0,181	OK	0,1519	0,7212	2,2001	OK	0,263	OK
10	11	0,0721	0,5940	1,9259	OK	0,181	OK	0,1523	0,7212	2,3385	OK	0,263	OK
11	12	0,0902	0,6187	1,8215	OK	0,202	OK	0,1899	0,7690	2,2639	OK	0,295	OK
12	13	0,1027	0,6437	1,7831	OK	0,216	OK	0,2158	0,7970	2,2077	OK	0,315	OK
13	14	0,0933	0,6260	1,9388	OK	0,206	OK	0,1965	0,7762	2,4037	OK	0,300	OK
14	15	0,0399	0,4865	1,9992	OK	0,136	OK	0,0839	0,6059	2,4899	OK	0,195	OK
15	16	0,0413	0,4909	1,9986	OK	0,138	OK	0,0869	0,6132	2,4968	OK	0,199	OK
16	17	0,0422	0,4953	2,0038	OK	0,140	OK	0,0887	0,6169	2,4958	OK	0,201	OK
17	18	0,0443	0,5018	1,9976	OK	0,143	OK	0,0929	0,6242	2,4849	OK	0,205	OK
18	19	0,0455	0,5061	2,0081	OK	0,145	OK	0,0952	0,6297	2,4985	OK	0,208	OK
19	20	0,0466	0,5083	1,9965	OK	0,146	OK	0,0977	0,6349	2,4938	OK	0,211	OK
20	21	0,0655	0,5638	1,6684	OK	0,173	OK	0,1371	0,7008	2,0739	OK	0,250	OK
21	22	0,0802	0,5984	1,5336	OK	0,191	OK	0,1678	0,7425	1,9029	OK	0,277	OK
22	23	0,0730	0,5813	1,6893	OK	0,182	OK	0,1522	0,7212	2,0958	OK	0,263	OK
23	24	0,0717	0,5940	1,7991	OK	0,181	OK	0,1499	0,7181	2,1751	OK	0,261	OK
24	25	0,0810	0,6003	1,6897	OK	0,192	OK	0,1687	0,7425	2,0901	OK	0,277	OK
25	26	0,1022	0,6420	1,4803	OK	0,215	OK	0,2131	0,7943	1,8315	OK	0,313	OK
26	27	0,1050	0,6473	1,4926	OK	0,218	OK	0,2188	0,7998	1,8442	OK	0,317	OK
27	28	0,1349	0,6975	1,3133	OK	0,248	OK	0,2803	0,8578	1,6151	OK	0,362	OK
28	29	0,0998	0,6384	1,6873	OK	0,213	OK	0,2072	0,7874	2,0810	OK	0,308	OK

Fuente: elaboración propia.

2.2.8. Parámetros de diseño hidráulicos

A continuación se describen los parámetros del diseño hidráulico que contiene:

2.2.8.1. Coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad para esta tubería es de 0,009.

2.2.8.2. Velocidades máximas y mínimas

La velocidad mínima es de 0,60 m/s y la máxima de 2,5 m/s. Para el diseño del drenaje pluvial se tomó la decisión de utilizar la velocidad máxima del fabricante que es de 5 m/s para no aumentar el diámetro del colector.

2.2.8.3. Diámetro del colector

El diámetro del colector de la tubería para drenaje sanitario es de 6" en una longitud de 577 m y de 8" en una longitud de 666 m. En el drenaje pluvial el diámetro de la tubería es de 36" en toda su longitud.

2.2.8.4. Profundidad de colector

Para el drenaje sanitario, en el primer tramo se profundizó la tubería 1,3 m para que a lo largo del drenaje no se tuviera pozos tan profundos. La profundidad del drenaje pluvial se determinó con la profundidad del drenaje sanitario, por lo que el primer pozo tiene una profundidad de 3,75 m.

2.2.8.4.1. Ancho de zanja

Para la instalación de la tubería del drenaje sanitario, el ancho de la zanja varía entre 0,60m y 0,75 m, dependiendo del tamaño de la tubería y la profundidad de los pozos de visita.

En el drenaje pluvial, por otro lado, el ancho de zanja debe de ser de 1,75 m.

Esto se establece por la normativa del INFOM en conjunto con los requerimientos de la Dirección de Drenajes de la Municipalidad de Quetzaltenango.

2.2.8.4.2. Volumen de excavación

Para el volumen de excavación se realiza una descripción en la tabla XXIX.

Tabla XXIX. **Excavación de pozos de visita y tubería**

De PV	A PV	Altura de Pozo		Excavación m ³	
		Inicio	Final	PV	Tubería
1	2	1,300	1,297	5,8811	28,907
2	3	1,297	1,400	5,8688	51,6858
3	4	1,400	1,425	6,3343	46,8857
4	5	1,425	1,455	6,4468	25,6736
5	6	1,455	1,478	6,581	33,2233
6	7	1,478	3,147	6,6864	56,1178
7	8	3,147	3,175	14,2378	57,3604
8	9	3,175	3,192	14,3639	115,5092
9	10	3,192	3,453	14,4408	122,2155
10	11	3,453	3,705	15,621	125,4365
11	12	3,705	3,924	16,7589	192,4623
12	13	3,924	4,196	17,7511	194,8646
13	14	4,196	4,219	18,9837	73,802
14	15	4,219	3,749	19,0885	61,2093
15	16	3,749	3,809	16,623	67,9237
16	17	3,809	3,883	17,2308	136,0001
17	18	3,883	2,816	17,5657	88,5935
18	19	2,816	1,697	12,738	26,4798
19	20	1,697	1,918	7,6775	57,4879
20	21	1,918	2,058	8,6764	94,4499
21	22	2,058	2,074	9,309	68,742
22	23	2,074	2,303	9,3825	70,941
23	24	2,303	2,323	10,4193	35,0565
24	25	2,323	2,332	10,5081	86,1048
25	26	2,332	2,353	10,5506	67,2051
26	27	2,353	2,473	10,6468	80,1035
27	28	2,473	2,495	11,1882	836884
28	29	2,495	2,473	11,2851	82.9515

Fuente: elaboración propia.

El volumen de excavación de los pozos de visita es de 33,18 m³ y de la tubería es de 2 231,08 m³. El volumen total de excavación es de 2 564,2651 m³.

2.2.8.4.3. Cotas invert

En la tabla XXX se describen los cálculos de las cotas invert para cada tramo del proyecto.

Tabla XXX. Cotas invert para cada tramo

A PV	A PV	Cotas Terreno		DH (m)		S (%) Terreno	S tubo %	Cotas Invert	
		Inicio	Final	Tramo	Acum.			Salida	Llegada
1	2	92,497	90,236	37,138	37,138	6,09	6,00	91,197	88,969
2	3	90,236	89,064	61,522	98,660	1,91	1,90	88,939	87,770
3	4	89,064	88,346	54,835	153,495	1,31	1,30	87,664	86,951
4	5	88,346	87,978	29,414	182,909	1,25	1,25	86,921	86,553
5	6	87,978	87,222	37,464	220,373	2,02	2,00	86,523	85,774
6	7	87,222	86,503	29,718	250,091	2,42	2,40	85,744	85,031
7	8	86,503	85,275	25,808	275,899	4,76	4,75	83,355	82,129
8	9	85,275	83,065	51,694	327,593	4,28	4,25	82,099	79,902
9	10	83,065	79,735	50,563	378,156	6,59	6,55	79,872	76,560
10	11	79,735	76,146	48,372	426,528	7,42	7,40	76,280	72,700
11	12	76,146	72,128	65,399	491,927	6,14	6,10	72,439	68,450
12	13	72,128	68,763	61,916	553,843	5,43	5,40	68,201	64,858
13	14	68,763	67,182	23,321	577,164	6,78	6,75	64,562	62,988
14	15	67,182	64,505	23,321	600,485	11,48	8,10	62,958	61,069
15	16	64,505	62,509	25,476	625,961	7,83	7,95	60,751	58,725
16	17	62,509	58,887	46,701	672,662	7,76	7,85	58,695	55,029
17	18	58,887	53,823	48,406	721,068	10,46	7,60	54,999	51,320
18	19	53,823	50,711	26,005	747,073	11,97	7,55	51,002	49,039
19	20	50,711	47,016	49,957	797,030	7,40	7,40	49,009	45,312
20	21	47,016	44,160	70,615	867,645	4,04	4,20	45,093	42,127
21	22	44,160	42,540	50,992	918,637	3,18	3,15	42,097	40,491
22	23	42,540	40,609	47,387	966,024	4,07	4,05	40,461	38,542
23	24	40,609	39,577	23,219	989,243	4,44	4,40	38,300	37,278
24	25	39,577	37,398	56,800	1046,043	3,84	3,80	37,248	35,090
25	26	37,398	36,269	43,932	1089,975	2,57	2,55	35,060	33,940
26	27	36,269	34,985	49,830	1139,805	2,58	2,55	33,910	32,639
27	28	34,985	34,099	51,613	1191,418	1,72	1,70	32,506	31,628
28	29	34,099	32,348	51,613	1243,031	3,39	3,35	31,598	29,869

Fuente: elaboración propia.

2.2.9. Ubicación de pozos de visita

Los pozos de visita se ubican en donde hay intersecciones, y cuando la pendiente cambia drásticamente para disminuir la velocidad.

2.2.10. Profundidad de pozos de visita

Las profundidades de los pozos de visita en el alcantarillado sanitario varían desde los 1,3 m hasta 4,5 m, el pozo de conexión tiene una profundidad de 2 95 m. En el alcantarillado pluvial varían de los 3,75 m hasta 5m.

Tabla XXXI. Alturas de pozos para el alcantarillado sanitario

A PV	Cotas Terreno		Cotas Invert		Altura de Pozo	
	Inicio	Final	Salida	Llegada	Inicio	Final
2	92,497	90,236	91,197	88,969	1,300	1,297
3	90,236	89,064	88,939	87,770	1,297	1,400
4	89,064	88,346	87,664	86,951	1,400	1,425
5	88,346	87,978	86,921	86,553	1,425	1,455
6	87,978	87,222	86,523	85,774	1,455	1,478
7	87,222	86,503	85,744	85,031	1,478	3,148
8	86,503	85,275	83,355	82,129	3,148	3,176
9	85,275	83,065	82,099	79,902	3,176	3,193
10	83,065	79,735	79,872	76,560	3,193	3,455
11	79,735	76,146	76,280	72,700	3,455	3,707
12	76,146	72,128	72,439	68,450	3,707	3,927
13	72,128	68,763	68,201	64,858	3,927	4,201
14	68,763	67,182	64,562	62,988	4,201	4,224
15	67,182	64,505	62,958	61,069	4,224	3,754
16	64,505	62,509	60,751	58,725	3,754	3,814
17	62,509	58,887	58,695	55,029	3,814	3,888
18	58,887	53,823	54,999	51,320	3,888	2,821
19	53,823	50,711	51,002	49,039	2,821	1,702
20	50,711	47,016	49,009	45,312	1,702	1,923
21	47,016	44,160	45,093	42,127	1,923	2,063
22	44,160	42,540	42,097	40,491	2,063	2,079
23	42,540	40,609	40,461	38,542	2,079	2,309
24	40,609	39,577	38,300	37,278	2,309	2,329
25	39,577	37,398	37,248	35,090	2,329	2,338

Continuación de la tabla XXXI.

26	37,398	36,269	35,060	33,940	2,338	2,359
27	36,269	34,985	33,910	32,639	2,359	2,479
28	34,985	34,099	32,506	31,628	2,479	2,501
29	34,099	32,348	31,598	29,869	2,501	2,479

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXII. **Altura de pozos para el alcantarillado pluvial**

De PV	A PV	Cotas Terreno		Cotas Invert		Altura de Pozo	
		Inicio	Final	Salida	Llegada	Inicio	Final
1	2	92,882	89,110	89,132	86,965	3,750	3,418
2	3	89,110	88,316	85,692	84,546	3,418	3,808
3	4	88,316	87,866	84,508	83,783	3,808	4,118
4	5	87,866	86,579	83,748	82,734	4,118	4,969
5	6	86,579	83,236	81,610	80,286	4,969	4,076
6	7	83,236	79,713	79,160	77,507	4,076	4,180
7	8	79,713	76,143	75,533	73,993	4,180	4,690
8	9	76,143	72,354	71,453	70,197	4,690	3,394
9	10	72,354	72,205	68,960	68,798	3,394	4,644
10	11	72,205	71,259	67,561	67,68	4,644	4,191

Fuente: elaboración propia.

2.2.11. Caudal pluvial

La tabla final del cálculo del caudal pluvial se encuentra en el apéndice 4.

2.2.11.1. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía promedio para cada tramo de la tubería según la superficie es de 0,5.

2.2.11.2. Intensidad de lluvia

En la tabla XXXII se muestran los cálculos de la intensidad de lluvia para cada tramo del proyecto.

Tabla XXXIII. **Intensidad de lluvia para cada tramo**

De PV	A PV	Cotas Terreno		DH (m)	i
		Inicio	Final		
1	2	92,882	89,110	94,229	159,3232
2	3	89,110	88,316	57,272	157,7867
3	4	88,316	87,866	40,291	156,7992
4	5	87,866	86,579	56,324	156,0739
5	6	86,579	83,236	77,867	155,0699
6	7	83,236	79,713	51,668	153,6614
7	8	79,713	76,143	48,143	152,9884
8	9	76,143	72,354	59,767	152,3658
9	10	72,354	72,205	7,717	151,4208
10	11	72,205	71,259	23,509	151,2992

Fuente: elaboración propia.

2.2.11.2.1. Áreas tributarias

En la tabla XXXIV se muestran los cálculos de cada área tributaria para cada tramo del proyecto.

Tabla XXXIV. **Áreas tributarias para cada tramo**

De PV	A PV	Cotas Terreno		DH (m)	S (%) Terreno	Área (Ha)
		Inicio	Final			
1	2	92,882	89,110	94,229	4,00	4,4550
2	3	89,110	88,316	57,272	1,39	5,1554
3	4	88,316	87,866	40,291	1,12	5,2897
4	5	87,866	86,579	56,324	2,28	5,2897
5	6	86,579	83,236	77,867	4,29	5,2897
6	7	83,236	79,713	51,668	6,82	3,0956
7	8	79,713	76,143	48,143	7,42	3,0956
8	9	76,143	72,354	59,767	6,34	5,1341
9	10	72,354	72,205	7,717	1,93	5,1341
10	11	72,205	71,259	23,509	4,02	5,1335

Fuente: elaboración propia.

2.2.11.2.2. Tiempos de concentración

Para el primer tramo, el tiempo de concentración es de 5 minutos.

Tabla XXXV. **Tiempos de concentración para cada tramo**

De PV	A PV	Cotas Terreno		DH (m)	S (%) Terreno	Área (Ha)	Tiempo concentración
		Inicio	Final				
1	2	92,882	89,110	94,229	4,00	4,4550	5,0000
2	3	89,110	88,316	57,272	1,39	5,1554	5,2631
3	4	88,316	87,866	40,291	1,12	5,2897	5,4346
4	5	87,866	86,579	56,324	2,28	5,2897	5,5618
5	6	86,579	83,236	77,867	4,29	5,2897	5,7396
6	7	83,236	79,713	51,668	6,82	3,0956	5,9925
7	8	79,713	76,143	48,143	7,42	3,0956	6,1148
8	9	76,143	72,354	59,767	6,34	5,1341	6,2288
9	10	72,354	72,205	7,717	1,93	5,1341	6,4034
10	11	72,205	71,259	23,509	4,02	5,1335	6,4260

Fuente: elaboración propia.

2.2.11.2.3. Caudal

En la tabla XXXVI se muestran los cálculos del caudal por tramo y acumulado del proyecto.

Tabla XXXVI. **Caudal por tramo y acumulado**

De PV	A PV	DH (m)	S (%) Terreno	Área (Ha)	Tiempo concentración	i	(Q) q	Q Acumulado
1	2	94,229	4,00	4,4550	5,0000	159,3232	0,99	0,99
2	3	57,272	1,39	5,1554	5,2631	157,7867	1,13	2,12
3	4	40,291	1,12	5,2897	5,4346	156,7992	1,15	3,27
4	5	56,324	2,28	5,2897	5,5618	156,0739	1,15	4,41
5	6	77,867	4,29	5,2897	5,7396	155,0699	1,14	5,55
6	7	51,668	6,82	3,0956	5,9925	153,6614	0,66	6,21
7	8	48,143	7,42	3,0956	6,1148	152,9884	0,66	6,87
8	9	59,767	6,34	5,1341	6,2288	152,3658	1,09	7,96
9	10	7,717	1,93	5,1341	6,4034	151,4208	1,08	9,04
10	11	23,509	4,02	5,1335	6,4260	151,2992	1,08	10,12

Fuente: elaboración propia.

2.2.12. Pendiente de tubería

Con los datos obtenidos y al establecer un diámetro de tubería se determinó la pendiente de la tubería ideal.

Tabla XXXVII. Pendiente de tubería

De PV	A PV	DH (m)	S (%) Terreno	Área (Ha)	S (%) Tubería
1	2	94,229	4,00	4,4550	2,30
2	3	57,272	1,39	5,1554	2,00
3	4	40,291	1,12	5,2897	1,80
4	5	56,324	2,28	5,2897	1,80
5	6	77,867	4,29	5,2897	1,70
6	7	51,668	6,82	3,0956	3,20
7	8	48,143	7,42	3,0956	3,20
8	9	59,767	6,34	5,1341	2,10
9	10	7,717	1,93	5,1341	2,10
10	11	23,509	4,02	5,1335	2,10

Fuente: elaboración propia.

2.2.13. Diámetro de tubería

El diámetro de tubería calculado es de 36" para todo el proyecto. Esto es para que no exceda las velocidades de diseño del fabricante.

2.2.14. Velocidades y caudales a sección llena

En la tabla XXXVIII se muestran los cálculos de las velocidades y caudales a sección llena del proyecto.

Tabla XXXVIII. **Velocidades y caudales a sección llena**

De PV	A PV	DH (m)	Área (Ha)	S (%) Tubería	Área Tubería	Rugosidad	Secc. Llena	
						n	V (m/s)	Q (L/s)
1	2	94,229	4,4550	2,30	0,6568	0,009	5,9691	3,9205
2	3	57,272	5,1554	2,00	0,6568	0,009	5,5662	3,6559
3	4	40,291	5,2897	1,80	0,6568	0,009	5,2805	3,4682
4	5	56,324	5,2897	1,80	0,6568	0,009	5,2805	3,4682
5	6	77,867	5,2897	1,70	0,6568	0,009	5,1318	3,3706
6	7	51,668	3,0956	3,20	0,6568	0,009	7,0407	4,6243
7	8	48,143	3,0956	3,20	0,6568	0,009	7,0407	4,6243
8	9	59,767	5,1341	2,10	0,6568	0,009	5,7036	3,7461
9	10	7,717	5,1341	2,10	0,6568	0,009	5,7036	3,7461
10	11	23,509	5,1335	2,10	0,6568	0,009	5,7036	3,7461

Fuente: elaboración propia.

2.2.15. Relaciones hidráulicas

En la tabla XXXIX se muestran los cálculos de las relaciones hidráulicas del proyecto.

Tabla XXXIX. **Relaciones hidráulicas**

De PV	A PV	Secc. Llena		Relaciones hidráulicas		Verificación			
		V (m/s)	Q (L/s)	q/Q	v/V	v (m/s)	V	d/D	Tirante
1	2	5,9691	3.9205	0,2514	0,8315	4,9633	OK	0,341	OK
2	3	5,5662	3.6559	0,3090	0,8805	4,9010	OK	0,381	OK
3	4	5,2805	3.4682	0,3322	0,8977	4,7403	OK	0,396	OK
4	5	5,2805	3.4682	0,3306	0,8966	4,7345	OK	0,395	OK
5	6	5,1318	3.3706	0,3380	0,9022	4,6299	OK	0,400	OK
6	7	7,0407	4.6243	0,1429	0,7087	4,9897	OK	0,255	OK
7	8	7,0407	4.6243	0,1422	0,7071	4,9785	OK	0,254	OK
8	9	5,7036	3.7461	0,2900	0,8651	4,9342	OK	0,368	OK
9	10	5,7036	3.7461	0,2882	0,8639	4,9273	OK	0,367	OK
10	11	5,7036	3.7461	0,2880	0,8639	4,9273	OK	0,367	OK

Fuente: elaboración propia.

2.2.16. Cotas invert

En la tabla XL se muestran los cálculos de las cotas invert para cada tramo del proyecto.

Tabla XL. Cotas invert para cada tramo

De PV	A PV	Cotas Terreno		DH (m)	S (%) Tubería	Cotas Invert	
		Inicio	Final			Salida	Llegada
1	2	92,882	89,110	94,229	2,30	89.132	86.965
2	3	89,110	88,316	57,272	2,00	85.692	84.546
3	4	88,316	87,866	40,291	1,80	84.508	83.783
4	5	87,866	86,579	56,324	1,80	83.748	82.734
5	6	86,579	83,236	77,867	1,70	81.610	80.286
6	7	83,236	79,713	51,668	3,20	79.160	77.507
7	8	79,713	76,143	48,143	3,20	75.533	73.993
8	9	76,143	72,354	59,767	2,10	71.453	70.197
9	10	72,354	72,205	7,717	2,10	68.960	68.798
10	11	72,205	71,259	23,509	2,10	67.561	67.068

Fuente: elaboración propia.

2.2.17. Ejemplo de diseño de un tramo

En la tabla XLI se muestran los parámetros de diseño para un tramo del proyecto.

Tabla XLI. **Parámetros de diseño para el tramo del PV 2 al PV 3**

Parámetros de diseño	
Tasa de crecimiento (INE)	2,71 %
Periodo de diseño	30 años
CT de PV 1	90,236 m
CT de PV 2	89,064 m
DH	61,522 m
DH acumulada	98,66 m
# casas del tramo	13
# casas acumuladas	45
Coefficiente de rugosidad	0,009
Dotación	200 l/hab-día
Factor de retorno	0,75

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de población

A partir del número de casas, considerando que hay 6 habitantes por casa se obtiene el número de habitantes del tramo:

$$P_0 = 13 * 6 = 78 \text{ hab}$$

Las acumuladas hasta el pozo 2 son:

$$P_0 = 45 * 6 = 270 \text{ hab}$$

Se calcula la población futura con la ecuación del método geométrico:

$$P_f = P_o * \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n = 270 * \left(1 + \frac{2,71}{100}\right)^{13} = 603 \text{ hab}$$

- Cálculo de la pendiente del terreno

$$S_{Terreno} = \frac{CT_i - CT_f}{DH} * 100 = \frac{90,236 - 89,064}{61,522} * 100 = 1,91 \%$$

- Cálculo del factor de Harmon

- Análisis de situación actual

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}} = \frac{18 + \sqrt{\frac{270}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{270}{1\,000}}} = 4,10$$

- Análisis de situación futura

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}} = \frac{18 + \sqrt{\frac{603}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{603}{1\,000}}} = 3,93$$

- Cálculo del caudal de diseño

- Análisis de situación actual

$$Q_{Dis} = (f_{qm} * F.H. * hab) = (0,002 * 0,75 * 270) = 2,214 \text{ l/s}$$

- Análisis de situación futura

$$Q_{Dis} = (f_{qm} * F.H. * hab) = (0,00 * 0,75 * 603) = 4,7396 \text{ l/s}$$

- Cálculo de velocidad a sección llena

Para determinar la velocidad a sección llena se utilizó la ecuación de Manning, donde el factor 0,03249 se utiliza para las conversiones pertinentes del diámetro.

$$V = \frac{R_h^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{0,03249 * 6^{\frac{2}{3}} * \frac{1,90^{\frac{1}{2}}}{100}}{0,009} = 1,6431 \text{ m/s}$$

- Cálculo del caudal a sección llena

Para determinar el caudal a sección llena se utiliza la ecuación de continuidad:

$$Q_{lleno} = A * V = 0,0183 * 1,6431 = 53,4323 \text{ l/s}$$

- Cálculo de relaciones hidráulicas

Relación de caudales:

- Análisis de situación actual

$$\frac{Q_{diseño}}{Q_{lleno}} = \frac{2,214}{53,4323} = 0,0736$$

- Análisis de situación futura

$$\frac{Q_{diseño}}{Q_{lleno}} = \frac{4,7396}{53,4323} = 0,1576$$

Los resultados se buscan en las tablas de relaciones hidráulicas:

Tabla XLII. **Valores de las relaciones hidráulicas**

Relaciones Hidráulicas				
Actual			Futuro	
q/Q		0,0736	q/Q	0,1576
v/V		0,5832	v/V	0,7290
d/D		0,1180	d/D	0,2680

Fuente: elaboración propia.

- Se calcula la velocidad de flujo:
 - Análisis de situación actual

$$v = \frac{v}{V} * V = 0,58324 * 1,6431 = 0,9583 \text{ m/s}$$

- Análisis de situación futura

$$v = \frac{v}{V} * V = 0,728971 * 1,6431 = 1,1978 \text{ m/s}$$

Se comparan los valores obtenidos con los parámetros hidráulicos para verificar que estén dentro de lo aceptable:

Tabla XLIII. **Revisión de los parámetros hidráulicos**

Verificación de los parámetros hidráulicos				
Periodo	Relación	Parámetros de diseño (INFOM)	Valor	Verificación
Actual	Velocidad	0,60 < v < 2,50	0,9583	Cumple
	Tirante	0,10 < d < 0,75	0,1180	Cumple
Futuro	Velocidad	0,60 < v < 2,50	1,1978	Cumple
	Tirante	0,10 < d < 0,75	0,2680	Cumple

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de cotas invert

El pozo 2 al ser un pozo intermedio tiene una cota invert de llegada de 89,969 m, por lo que la cota invert de salida del pozo 2 es:

$$CI_s = CI_f - 0,03 = 89,969 - 0,03 = 89,939 \text{ m}$$

Y la cota invert de llegada del pozo 3 sería entonces:

$$CI_f = CI_i - DH * S_{Tubería} = 89,939 - 61,522 * \frac{1,90}{100} = 87,770 \text{ m}$$

- Cálculo del caudal pluvial

Tabla XLIV. **Datos para el cálculo del caudal pluvial del PV 1 al PV 2.**

Datos	
Cota de terreno inicial	92,882 m
Cota de terreno final	89,110 m
Distancia horizontal	94,229 m
Área tributaria	4,455 Ha
Coficiente de escorrentía	0,5
Tiempo de concentración de PV 1 a PV 2	5 min

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de la pendiente del terreno

$$S_{Terreno} = \frac{CT_i - CT_f}{DH} * 100 = \frac{92,882 - 89,110}{94,229} * 100 = 4,00\%$$

- Multiplicación del área por el coeficiente de escorrentía

$$(a * c) = 4,455 * 0,5 = 2,23$$

- Cálculo de la intensidad de lluvia

$$i_{50} = \frac{15\ 860}{(t + 30)^{1,294}} = \frac{15\ 860}{(5 + 30)^{1,294}} = 159,3232\ mm/h$$

La intensidad de lluvia en el tramo es de 159,3232 mm/h.

- Cálculo del caudal en el tramo

Con los datos obtenidos anteriormente se procede a determinar el caudal en el tramo.

$$Q_{PV1-PV2} = \frac{cia}{360} = \frac{2,23 * 159,3232}{360} = 0,99\ m^3/s$$

Este caudal es también el caudal acumulado por ser el tramo inicial.

- Cálculo de la velocidad a sección llena

$$V = \frac{R_h^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{0,03249 * 36^{2/3} * \frac{2,30^{1/2}}{100}}{0,009} = 5,969\ m/s$$

- Cálculo del caudal a sección llena

$$Q_{lleno} = A * V = 0,6568 * 5,969 = 3,921\ l/s$$

- Relaciones hidráulicas

$$\frac{Q_{\text{diseño}}}{Q_{\text{lleno}}} = \frac{0,99}{3,921} = 0,2514$$

Al obtener los resultados se buscan en las tablas de relaciones hidráulicas, y se obtiene:

Tabla XLV. **Valores de las relaciones hidráulicas**

Relaciones Hidráulicas	
q/Q	0,2514
v/V	0,8315
d/D	0,3410

Fuente: elaboración propia.

- Se calcula la velocidad de flujo:

$$v = \frac{v}{V} * V = 0,8315 * 5,969 = 4,9633 \text{ m/s}$$

Se comparan los valores obtenidos con los parámetros hidráulicos para verificar que estén dentro de lo aceptable:

Tabla XLVI. **Revisión de los parámetros hidráulicos**

Verificación de los parámetros hidráulicos			
Relación	Parámetros de diseño (INFOM)	Valor	Verificación
Velocidad	0,60 < v < 5,00	4,9633	Cumple
Tirante	0,10 < d < 0,75	0,3410	Cumple

Fuente: elaboración propia.

En este caso, se permite que la velocidad máxima sea de 5 m/s por las especificaciones del fabricante.

- Cotas invert

Por ser un pozo inicial, la cota invert de salida va a estar dada por la profundidad que se quiera que tenga el primer pozo, por lo tanto:

$$CI_s = CI_{Terreno} - 3,75 = 89,132 \text{ m}$$

La cota invert de llegada del pozo 2 sería entonces:

$$CI_f = CI_i - DH * S_{Tubería} = 89,132 - 94,229 * \frac{2,30}{100} = 89,965 \text{ m}$$

2.2.18. Propuesta de desfogue

A continuación se describe la propuesta de desfogue.

2.2.18.1. Puntos de desfogue

El desfogue será a continuación del pozo de visita 11 del alcantarillado pluvial, con las especificaciones que se encuentran en el plano 10 del apéndice 6.

El alcantarillado sanitario desfoga en la red de alcantarillado existente de la ciudad.

2.2.18.2. Cuerpos receptores

El cuerpo receptor del alcantarillado pluvial es el zanjón Calderón que tiene una profundidad de 4,45 m. Este zanjón atraviesa la ciudad y desfoga en el río Bolas.

El cuerpo receptor del alcantarillado sanitario es la red existente, conectándose en el pozo de visita 29, cuya profundidad es de 2,95 m.

2.2.18.3. Estructuras para el desfogue

El desfogue será un canal de concreto que desemboque en el zanjón Calderón. En el apéndice 6 se encuentran los detalles del desfogue dentro de los planos.

2.2.19. Propuesta de tratamiento

En el caso del alcantarillado sanitario, la línea se une a la red existente de la ciudad, y esta línea se dirige hacia la PTAR. El drenaje pluvial desfoga en el zanjón sin ser contaminado, por lo que no requiere de ningún tratamiento previo.

2.2.20. Planos

Los planos constructivos consisten en: localización, ubicación, planta general del proyecto, perfil del eje central, densidad de vivienda, perfil del drenaje pluvial, planta del drenaje pluvial y detalles constructivos. Los planos se encuentran en el apéndice 6.

2.2.21. Presupuesto

En la tabla XLVII se muestra el presupuesto del proyecto.

Tabla XLVII. **Mejoramiento del alcantarillado pluvial de la 1ª calle de avenida las américas a 7ª avenida de la zona 10 del municipio de Quetzaltenango**

PROYECTO: REHABILITACIÓN Y REMODELACIÓN DEL SISTEMA DE DESFOGUE DE LA RED DE DRENAJE COMBINADO DEL MUNICIPIO DE QUETZALTENANGO						
UBICACIÓN: 13 calle y avenida Manuel Lisando Barillas, zona 5, Quetzaltenango, Quetzaltenango.						
						Fecha: nov-18
Nº	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo/Total	
1	Topografía general	516,79	ml	Q 12,16	Q 6 284,16	
2	Trazo	1 077,58	ml	Q 1,47	Q 1 584,04	
3	Excavación de pozos y tubería	2 415,11	m³	Q 56,27	Q135 898,23	
4	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=3.001m a 3.500m	2,00	Unidad	Q 11 802,38	Q 23 604,76	
5	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=3.501m a 4.000m	2,00	Unidad	Q 14 024,66	Q 28 049,32	
6	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=4.001m a 4.500m	4,00	Unidad	Q 16 462,02	Q 65 848,08	
7	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=4.501m a 5.000m	3,00	Unidad	Q 14 230,67	Q 42 692,01	
8	Desfogue	1,00	Unidad	Q 1 980,20	Q 1 980,20	
9	Tubería ADS 36"	516,79	ml.	Q 1 748,49	Q903 602,14	
10	Relleno y compactación	1 871,66	m³	Q 63,65	Q119 131,15	
11	Limpieza final	543,45	m³	Q 31,89	Q 17 330,62	
Costo Total del Proyecto				Q	1 346 004,71	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVIII. Mejoramiento del alcantarillado sanitario de la 1ª calle de avenida las américas a 7ª avenida de la zona 10 del municipio de Quetzaltenango

PROYECTO: MEJORAMIENTO DEL DRENAJE SANITARIO DE LA 1A. CALLE DE AVENIDA LAS AMÉRICAS A 7A. AVENIDA DE LA ZONA 10 DEL MUNICIPIO DE QUETZALTENANGO UBICACIÓN: 1a. calle de avenida Las Américas a 7a. avenida, zona 10, Quetzaltenango, Quetzaltenango.							
						Fecha:	nov-18
Nº	Descripción	Cantidad	Unidad		Costo Unitario	Costo/Total	
1	Topografía general	1 243,03	ml	Q	11,14	Q 13 847,36	
2	Trazo	2 598,06	ml	Q	1,30	Q 3 377,48	
3	Excavación de pozos y tubería	2 529,13	m³	Q	56,27	Q142 314,14	
4	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=1.001m a 1.500m	6,00	Unidad	Q	2 875,01	Q 17 250,06	
5	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=1.501m a 2.000m	2,00	Unidad	Q	6 587,25	Q 13 174,50	
6	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=2.001m a 2.500m	7,00	Unidad	Q	9 984,42	Q 69 890,94	
7	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=2.501m a 3.000m	2,00	Unidad	Q	10 306,01	Q 20 612,02	
8	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=3.001m a 3.500m	4,00	Unidad	Q	11 869,70	Q 47 478,80	
9	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=3.501m a 4.000m	5,00	Unidad	Q	13 921,33	Q 69 606,65	
10	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=4.001m a 4.500m	2,00	Unidad	Q	16 238,66	Q 32 477,32	
11	Tubería ASTM F-949 6"	577,16	ml.	Q	381,06	Q219 934,11	
12	Tubería ASTM F-949 8"	665,87	ml.	Q	569,61	Q379 284,50	
13	Relleno y compactación	2 200,22	m³	Q	63,65	Q140 044,00	
14	Limpieza final	328,91	m³	Q	31,89	Q 10 488,93	
Costo Total del Proyecto					Q	1 179 780,81	

Fuente: elaboración propia.

2.3. Cronograma de ejecución

En la tabla XLIX se muestran los cronograma del proyecto.

Tabla XLIX. Cronograma de ejecución para el sistema de desfogue de la zona 5 de Quetzaltenango

Renglón	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo/Total	MESES				
						1	2	3	4	5
1	Topografía general	885,16	ml	Q 11,42	Q 10 108,48					
2	Trazo	1858,31	ml	Q 1,28	Q 2 378,63					
3	Excavación de pozos y tubería	18031,39	m³	Q 56,27	Q1 014 626,31					
4	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=3.51m a 4.00m	1,00	Unidad	Q 11 720,15	Q 11 720,15					
5	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=4.01m a 4.50m	2,00	Unidad	Q 14 081,12	Q 28 162,24					
6	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=5.51m a 6.00m	1,00	Unidad	Q 17 149,89	Q 17 149,89					
7	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=6.51m a 7.00m	2,00	Unidad	Q 20 243,11	Q 40 486,22					
8	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=7.01m a 7.50m	4,00	Unidad	Q 22 401,50	Q 89 606,00					
9	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=7.51m a 8.00m	1,00	Unidad	Q 24 753,88	Q 24 753,88					
10	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=8.01m a 8.50m	1,00	Unidad	Q 27 192,45	Q 27 192,45					
11	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=8.51m a 9.00m	2,00	Unidad	Q 29 915,23	Q 59 830,46					
12	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=9.01m a 9.50m	1,00	Unidad	Q 31 872,33	Q 31 872,33					
13	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=9.51m a 10.00m	1,00	Unidad	Q 34 122,87	Q 34 122,87					
14	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=10.51m a 11.00m	1,00	Unidad	Q 36 291,04	Q 36 291,04					
15	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=11.01m a 11.50m	2,00	Unidad	Q 38 642,11	Q 77 284,22					
16	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=12.01m a 12.50m	2,00	Unidad	Q 41 807,28	Q 83 614,56					
17	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=12.51m a 13.00m	1,00	Unidad	Q 43 096,66	Q 43 096,66					
18	Tubería ADS Ø 48"	885,16	ml	Q 2 371,45	Q2 099 103,19					
19	Relleno y compactación	14 648,11	m³	Q 63,65	Q 932 352,20					
20	Limpieza final	3 383,28	m³	Q 31,89	Q 107 892,79					
				Q	4 771 644,57	100.00 %				
Inversión						Q 264 954,37	Q 456 573,55	Q1 465 869,36	Q1 465 869,36	Q1 118 377,92
Porcentaje de Inversión						5.55 %	9.57 %	30.72 %	30.72 %	23.44 %

Fuente: elaboración propia.

Tabla L. **Cronograma de ejecución del sistema de alcantarillado sanitario de la zona 10 de Quetzaltenango**

Renglón	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo/Total	MESES				
						1	2	3	4	5
1	Topografía general	1 243,03	ml	Q 11,14	Q 13 847,36					
2	Trazo	2 598,06	ml	Q 1,30	Q 3 377,48					
3	Excavación de pozos y tubería	2 529,13	m ³	Q 56,27	Q 142 314,14					
4	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=1.001m a 1.500m	6,00	Unidad	Q 2 875,01	Q 17 250,06					
5	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=1.501m a 2.000m	2,00	Unidad	Q 6 587,25	Q 13 174,50					
6	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=2.001m a 2.500m	7,00	Unidad	Q 9 984,42	Q 69 890,94					
7	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=2.501m a 3.000m	2,00	Unidad	Q 10 306,01	Q 20 612,02					
8	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=3.001m a 3.500m	4,00	Unidad	Q 11 869,70	Q 47 478,80					
9	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=3.501m a 4.000m	5,00	Unidad	13 921,33	Q 69 606,65					
10	Pozos de visita, Ø=1.20m, h=4.001m a 4.500m	2,00	Unidad	16 238,66	Q 32 477,32					
11	Tubería ASTM F-949 6"	577,16	ml.	381,06	Q 219 934,11					
12	Tubería ASTM F-949 8"	665,87	ml.	Q 569,61	Q 379 284,50					
13	Relleno y compactación	2 200,22	m ³	Q 63,65	Q 140 044,00					
14	Limpieza final	328,91	m ³	Q 31,89	Q 10 488,93					
				Q	2 160 241,79					100.00%
Inversión						Q 15 536,10	Q 194 273,74	Q 365 694,50	Q 365 694,50	Q 238 581,96
Porcentaje de inversión						1.32 %	16.47 %	31.00 %	31.00 %	20.22 %

Fuente: elaboración propia.

Tabla LI. **Cronograma de ejecución del sistema de alcantarillado pluvial de la zona 10 de Quetzaltenango**

		MESES							
R.	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo/Total	1	2	3	4
1	Topografía general	516,79	ml	Q 12,16	Q 6 284,16				
2	Trazo	1 077,58	ml	Q 1,47	Q 1 584,04				
3	Excavación de pozos y tubería	2 415,11	m ³	Q 56,27	Q 135 898,23				
4	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=3.001m a 3.500m	2,00	Unidad	Q 11 802,38	Q 23 604,76				
5	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=3.501m a 4.000m	2,00	Unidad	Q 14 024,66	Q 28 049,32				
6	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=4.001m a 4.500m	4,00	Unidad	Q 16 462,02	Q 65 848,08				
7	Pozos de visita, Ø=2.00m, h=4.501m a 5.000m	3,00	Unidad	Q 14 230,67	Q 42 692,01				
8	Desfogue	1,00	Unidad	Q 1 980,20	Q 1 980,20				
9	Tubería ADS 36"	516,79	ml.	Q 1 748,49	Q 903 602,14				
10	Relleno y compactación	1 871,66	m ³	Q 63,65	Q 119 131,15				
11	Limpieza final	543,45	m ³	Q 31,89	Q 17 330,62				
Q					1 346 004,71			100,00 %	
Inversión,						Q 7 076,18	Q 440 400,58	Q 439 608,56	Q 458 919,38
Porcentaje de inversión						0.53 %	32.72 %	32.66 %	34.09 %

Fuente: elaboración propia.

2.4. Evaluación de impacto ambiental inicial

En la tabla LII se muestra el diagnóstico ambiental actividades de bajo impacto ambiental del proyecto.

Tabla LII. Diagnóstico ambiental actividades de bajo impacto ambiental

(ACUERDO GUBERNATIVO 137-2016, REGLAMENTO DE EVALUACIÓN,
CONTROL Y SEGUIMIENTO AMBIENTAL Y SU REFORMA)

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
<p>El formato debe proporcionar toda la información solicitada en los apartados, de lo contrario ventanilla única no lo aceptará.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Completar el siguiente formato de Diagnóstico Ambiental (DA), colocando una X en las casillas donde corresponda y debe ampliar con información escrita en cada uno de los espacios del documento, en donde se requiera. • Si necesita más espacio para completar la información, puede utilizar hojas adicionales e indicar el inciso o sub-inciso a que corresponde la información. • La información debe ser completada, utilizando letra de molde legible o a máquina de escribir. • Este formato también puede completarlo de forma digital, el MARN puede proporcionar copia electrónica si se le facilita el disquete, CD, USB; o bien puede solicitarlo a la siguiente dirección: vunica@marn.gob.gt • Todos los espacios deben ser completados, incluso el de aquellas interrogantes en que no sean aplicables a su actividad (explicar la razón o las razones por lo que usted lo considera de esa manera). • Por ningún motivo, puede modificarse el formato y/o agregarle los datos del proponente o logo(s) que no sean del MARN. 	<p>No. Expediente:</p> <p>Clasificación del Listado Taxativo</p> <p>Firma y Sello de Recibido</p>
<p>I. INFORMACION LEGAL</p>	
<p>1.1. Nombre del proyecto, obra, industria o actividad (OBLIGATORIAMENTE que tenga relación con la actividad a realizar): Evaluación y propuesta de solución a los desfogues de los colectores de alcantarillados combinados y del alcantarillado separativo de Quetzaltenango.</p>	
<p>1.1.2 Descripción del proyecto, obra o actividad para lo que se solicita aprobación de este instrumento. Diseño de los desfogues de los colectores de alcantarillados combinados y del alcantarillado de la ciudad de Quetzaltenango.</p>	
<p>I.2. Información legal:</p> <p>A) Persona Individual:</p> <p>A.1. Representante Legal:</p> <hr/> <p>B) De la empresa: Razón social: NO aplica Nombre Comercial: NO aplica No. De Escritura Constitutiva: NO aplica Fecha de constitución: Patente de Sociedad Registro No. NO aplica Folio No. NO aplica Libro No. NO aplica Patente de Comercio Registro No. NO aplica Folio No. NO aplica Libro No. NO aplica</p> <p>C) De la Propiedad: No. De Finca XX Folio No. XX Libro No. XX de Guatemala donde se ubica el proyecto, obra, industria o actividad.</p> <p>D) De la Empresa y/o persona individual: Número de Identificación Tributaria (NIT):</p>	

Continuación de la tabla LII.

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN	
I.3 Teléfono Correo electrónico: drenajes@munixela.gob.gt		
I.4 Dirección de donde se ubica la actividad: (identificando calles, avenidas, número de casa, zona, aldea, cantón, barrio o similar, así como otras delimitaciones territoriales; OBLIGATORIAMENTE indicar el municipio y departamento)		
13 calle y avenida Manuel Lisandro Barillas, zona 5, Quetzaltenango. 1ª calle de avenida Las Américas a 7ª avenida, zona 10, Quetzaltenango.		
I.5 Dirección para recibir notificaciones (dirección fiscal) (identificando calles, avenidas, número de casa, zona, aldea, cantón, barrio o similar, así como otras delimitaciones territoriales; OBLIGATORIAMENTE indicar el municipio y departamento)		
11 av. Y 4ª calle de la zona 1, Quetzaltenango, Quetzaltenango.		
I.6 Si para consignar la información en este formato, fue apoyado por un profesional, por favor anote el nombre, profesión, número de teléfono y correo electrónico del mismo		
II. INFORMACION GENERAL		
Se debe proporcionar una descripción de la actividad, explicando las etapas siguientes:		
II.1 Etapas		
Construcción	Operación	Abandono
<ul style="list-style-type: none"> • Limpieza y chapeo • Excavación para tuberías y pozos • Construcción de pozos de visita • Introducción de tubería • Relleno de tubería • Fundición del desfogue • Limpieza General • Martillo hidráulico • Cortadora • Cisterna • Rodo vibratorio • Motoniveladora • Diesel • Planos 	<ul style="list-style-type: none"> • Limpieza • Mantenimiento • Trabajo Ininterrumpido • Cronograma de desarrollo de actividades 	<ul style="list-style-type: none"> • Retiro o cambio de tubería
II.2 Área		
a) Área total de terreno en metros cuadrados: 24 700,416 metros cuadrados		
b) Área de ocupación del proyecto en metros cuadrados: 4 492,1185 metros cuadrados		
c) Área total de construcción en metros cuadrados: 4 492,1185 metros cuadrados		

Continuación de la tabla LII.

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN															
<p>II.3 Actividades colindantes al proyecto:</p> <p style="text-align: center;"> NORTE Viviendas SUR Viviendas ESTE Viviendas OESTE Viviendas </p> <p>Describir detalladamente las características del entorno (viviendas, barrancos, ríos, basureros, iglesias, centros educativos, centros culturales, etc.): Existe en mayor parte viviendas, y en el proyecto de zona 5 en un tramo de 10 m colinda con el río Bolas.</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Dirección (norte, sur, este, oeste)</th> <th>Distancia al proyecto</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Viviendas</td> <td>Norte</td> <td>2 metros</td> </tr> <tr> <td>Viviendas</td> <td>Sur</td> <td>2 metros</td> </tr> <tr> <td>Viviendas</td> <td>Sur</td> <td>2 metros</td> </tr> <tr> <td>Viviendas</td> <td>Oeste</td> <td>2 metros</td> </tr> </tbody> </table>		Descripción	Dirección (norte, sur, este, oeste)	Distancia al proyecto	Viviendas	Norte	2 metros	Viviendas	Sur	2 metros	Viviendas	Sur	2 metros	Viviendas	Oeste	2 metros
Descripción	Dirección (norte, sur, este, oeste)	Distancia al proyecto														
Viviendas	Norte	2 metros														
Viviendas	Sur	2 metros														
Viviendas	Sur	2 metros														
Viviendas	Oeste	2 metros														
<p>II.4 Dirección del viento: El viento con más frecuencia viene del sur.</p>																
<p>II.5 En el área donde se ubica la actividad, ¿a qué tipo de riesgo ha estado o está expuesto?</p> <p> a) inundación (<input checked="" type="checkbox"/>) b) explosión (<input type="checkbox"/>) c) deslizamientos (<input type="checkbox"/>) d) derrame de combustible (<input type="checkbox"/>) e) fuga de combustible (<input type="checkbox"/>) d) Incendio (<input type="checkbox"/>) e) Otro (<input type="checkbox"/>) </p> <p>Detalle la información: El área donde se va a ubicar el proyecto es una zona de inundación, lo que este proyecto pretende es reducir las inundaciones en tiempo de lluvia.</p>																
<p>II.6 Datos laborales</p> <p>a) Jornada de trabajo: Diurna (<input checked="" type="checkbox"/>) Nocturna (<input type="checkbox"/>) Mixta (<input type="checkbox"/>) Horas Extras NO</p> <p>b) Número de empleados por jornada: 6 Personas Total empleados: 6 Personas</p>																
<p>II.7 USO Y CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES, REFRIGERANTES, OTRO...</p>																

Continuación de la tabla LII.

INSTRUCCIONES					PARA USO INTERNO DEL MARN		
CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES, REFRIGERANTES, OTROS...							
	Tipo	Si/No	Cantidad/(mes día y hora)	Proveedor	Uso	Especificaciones u observaciones	Forma de almacenamiento
Agua	Servicio publico	Si	200 lts/día	La institución	Aplicación de obra civil	Uso para componentes	Cisterna
	Pozo	No	No	No	No	No	No
	Agua especial	No	No	No	No	No	No
	Superficial	No	No	No	No	No	No
Combustible	Otro	No	No	No	No	No	No
	Gasolina	No	No	No	No	No	No
	Diesel	Si	8 gal/día	La institución	Maquinaria	No	Tonel
	Bunker	No	No	No	No	No	No
	Glp	No	No	No	No	No	No
	Otro	No	No	No	No	No	No
Lubricantes	Solubles	No	No	No	No	No	No
	No solubles	Si	15 gal/mes	La institución	Maquinaria	No	No
Refrigerantes	No	No	No	No	No	No	no
Otros							
<p>NOTA: si se cuenta con licencia extendida por la Dirección General de Hidrocarburos del Ministerio de Energía y Minas, para comercialización o almacenaje de combustible. Adjuntar copia</p>							
III. IMPACTO AL AIRE							
GASES Y PARTICULAS							
<p>III.1 Las acciones u operaciones de la Actividad, producen gases o partículas (Ejemplo: polvo, vapores, humo, niebla, material particulado, etc.) que se dispersan en el aire?</p> <p>Polvo por el levantamiento de material y cuando se elabore la mezcla.</p>							
<p>MITIGACION</p> <p>III.2 ¿Qué se está haciendo o qué se hará para evitar que los gases o partículas impacten el aire, el vecindario o a los trabajadores?</p> <p>Se elaborará un trabajo con precaución al utilizar los materiales polvosos y se rociará agua al mismo en cuestión de 10 minutos para que este no provoque polvo nocivo.</p>							

Continuación de la tabla LII.

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
<p>RUIDO Y VIBRACIONES</p> <p>III.3 Las operaciones de la empresa producen sonidos fuertes (ruido), o vibraciones? Si, al hacer los trabajos de limpieza del terreno, corte de pavimento y compactación del suelo.</p> <p>III.4 En donde se genera el sonido y/o las vibraciones (maquinaria, equipo, instrumentos musicales, vehículos, etc.) : Equipo, vehículos y personal trabajando.</p> <p>III.5 ¿Qué se está haciendo o que acciones se tomarán para evitar que el ruido o las vibraciones afecten al vecindario y a los trabajadores? Los trabajos se harán en el día para que sea en horarios donde las personas están trabajando y los niños no estén en casa.</p>	
<p>OLORES</p> <p>III.6 Si como resultado de sus actividades se emiten olores (ejemplo: cocción de alimentos, aromáticos, solventes, etc.), explicar con detalles la fuente de generación y el tipo o características del o los olores: No se generan olores, pero ya existe olor ambiental por el mal manejo de las aguas servidas.</p> <p>III.7 Explicar que se está haciendo o se hará para evitar que los olores se dispersen en el ambiente? El proyecto va a solucionar el problema de los malos olores.</p>	
<p>IV. EFECTOS DE LA ACTIVIDAD EN EL AGUA</p>	
<p>AGUAS RESIDUALES</p>	
<p>CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES</p> <p>IV.1 Con base en el Acuerdo Gubernativo 236-2006, Reglamento de las Descargas y Re-uso de Aguas Residuales y de la Disposición de Lodos, qué tipo de aguas residuales (aguas negras) se generan?</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Ordinarias (aguas residuales generadas por las actividades domésticas) b) Especiales (aguas residuales generadas por servicios públicos municipales, actividades de servicios, industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias) c) Mezcla de las anteriores d) Otro; <p>Cualquiera que fuera el caso, explicar la información, indicando el caudal (cantidad) de aguas residuales generado: Se generara aproximadamente de 70 lts/ hab/ dia.</p> <p>IV.2 Indicar el número de servicios sanitarios: 2 servicios sanitarios.</p>	

Continuación de la tabla LII.

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
<p><u>TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES</u></p> <p>IV.3 Describir que tipo de tratamiento se da o se propone dar a las aguas residuales generadas por la actividad. (usar hojas adicionales)</p> <p>a) sistema de tratamiento</p> <p>b) Capacidad</p> <p>c) Operación y mantenimiento</p> <p>d) Caudal a tratar</p> <p>e) Etc.</p>	
<p><u>DESCARGA FINAL DE AGUAS RESIDUALES</u></p> <p>IV. 4 Indique el punto de descarga de las aguas residuales, por ejemplo en pozo de absorción, colector municipal, río, lago, mar u otro e indicar si se le efectuó tratamiento de acuerdo con el numeral anterior. El agua será evacuada a la red existente de alcantarillado municipal.</p>	
<p><u>AGUA DE LLUVIA (AGUAS PLUVIALES)</u></p> <p>IV.5 <u>Explicar la forma de captación de agua de lluvia y el punto de descarga de la misma (zanjones, ríos, pozos de absorción, alcantarillado, etc.)</u> : La captación se hará en tubería de PVC para drenarla hacia el río Bolas y el zanjón Calderón.</p>	
<p><u>V. EFECTOS DE LA ACTIVIDAD SOBRE EL SUELO (Sistema edáfico y lítico)</u></p> <p><u>DESECHOS SÓLIDOS</u></p> <p><u>VOLUMEN DE DESECHOS</u></p> <p><u>V.1</u> <u>Especifique el volumen de desechos o desperdicios genera la actividad desarrollada:</u></p> <p>a) Similar al de una residencia 11 libras/día</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> b) Generación entre 11 a 222 libras/día</p> <p><input type="checkbox"/> c) Generación entre 222 libras y 1000 libras/día</p> <p><input type="checkbox"/> d) Generación mayor a 1000 libras por día</p> <p><u>V.2</u> <u>Además de establecer la cantidad generada de desechos sólidos, se deben caracterizar e indicar el tipo de desecho (basura común, desechos de tipo industrial o de proceso, desechos hospitalarios, orgánicos, etc.):</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Basura generada por desechos de alimentos • Basura por resto de material de construcción <p><u>V.3.</u> <u>Partiendo de la base que todos los Desechos Peligrosos, son todos aquellos que posean una o mas de las características siguientes: corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos, inflamables, biológico infecciosos, se genera en su actividad algún tipo de desecho con estas características y en qué cantidad?</u> <u>No se generará desechos de ese tipo.</u></p> <p><u>V.4</u> <u>Se efectúa algún tipo de tratamiento de los desechos (comunes o peligrosos). Explicar el método y/o equipo utilizado</u> Se genera un plan de limpieza que tiene ya impuestos los trabajadores de dicha institución.</p> <p><u>V.5</u> <u>Si los desechos se trasladan a otro lugar, para tratamiento o disposición final, indicar el tipo de transporte utilizado</u> Se utilizará un camión de 1.50 toneladas.</p> <p><u>V.6</u> <u>Contempla la empresa algún mecanismo o actividad para disminuir la cantidad o el tipo de desechos generados, o bien evitar que éstos sean dispuestos en un botadero?</u> Sí, tener toneles para depositar la basura generada.</p> <p><u>V.7</u> <u>Indicar el sitio de disposición final de los desechos generados (comunes y peligrosos)</u> <u>Basurero municipal.</u></p>	

Continuación de la tabla LII.

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
VI. DEMANDA Y CONSUMO DE ENERGIA	
CONSUMO	
<p>VI.1 Consumo de energía por unidad de tiempo (kW/hr o kW/mes): 180 Kw/ Hr</p> <p>VI. 2 Forma de suministro de energía</p> <p style="margin-left: 20px;">a) Sistema publico</p> <p style="margin-left: 20px;">b) Sistema privado</p> <p style="margin-left: 20px;">c) generación propia</p> <p>VI.3 Dentro de los sistemas eléctricos de la empresa se utilizan transformadores, condensadores, capacitores o inyectores eléctricos? SI _____ NO _____ x _____</p> <p>VI.4 Qué medidas propone para disminuir el consumo de energía o promover el ahorro de energía?</p> <p>Uso adecuado en tiempo a las herramientas que consuman energía.</p>	
VII. POSIBILIDAD DE AFECTAR LA BIODIVERSIDAD (ANIMALES, PLANTAS, BOSQUES, ETC.)	
<p>VII.1 En el sitio donde se ubica la empresa o actividad, existen:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bosques - Animales - Otros _____ <p>Especificar información: No aplica.</p> <p>VII.2 La operación de la empresa requiere efectuar corte de árboles? NO</p> <p>VII.3 Las actividades de la empresa, pueden afectar la biodiversidad del área? SI () NO (x) Por qué?</p> <p>Porque el proyecto es en la vía pública, en la calle.</p>	
VIII. TRANSPORTE	
<p>VIII.1 En cuanto a aspectos relacionados con el transporte y parqueo de los vehículos de la empresa, proporcionar los datos siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Número de vehículos: 5 vehículos b) Tipo de vehículo: Pick up, camión, motocicletas, bicicletas. c) Sitio para estacionamiento y área que ocupa: 100 metros cuadrados. d) Horario de circulación vehicular: de 8 de la mañana a 4 de la tarde. e) Vías alternas: Utilizar parqueos de la vía pública. 	
IX. EFECTOS SOCIALES, CULTURALES Y PAISAJÍSTICOS	
ASPECTOS CULTURALES	
IX.1 En el área donde funciona la actividad, existe alguna (s) etnia (s) predominante, cuál? NO APLICA	

Continuación de la tabla LII.

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
<p>RECURSOS ARQUEOLOGICOS Y CULTURALES</p> <p>IX.2 Con respecto de la actividad y los recursos culturales, naturales y arqueológicos, Indicar lo siguiente:</p> <p>a) <input checked="" type="checkbox"/> La actividad no afecta a ningún recurso cultural, natural o arqueológico _____</p> <p>b) <input type="checkbox"/> La actividad se encuentra adyacente a un sitio cultural, natural o arqueológico _____</p> <p>c) <input type="checkbox"/> La actividad afecta significativamente un recurso cultural, natural o arqueológico _____</p> <p>Ampliar información de la respuesta seleccionada No se afectará ningún recurso natural ya que se hará un plan de reforestación para dicha zona.</p>	
<p>ASPECTOS SOCIAL</p> <p>IX.3. En algún momento se han percibido molestias con respecto a las operaciones de la empresa, por parte del vecindario? SI () NO (x)</p> <p>IX.4 Qué tipo de molestias? NO APLICA</p> <p>IX.5 Qué se ha hecho o se propone realizar para no afectar al vecindario? No aplica</p>	
<p>PAISAJE</p> <p>IX.6 Cree usted que la actividad afecta de alguna manera el paisaje? Explicar por qué? No, porque es una construcción subterránea.</p>	
<p>X. EFECTOS Y RIESGOS DERIVADOS DE LA ACTIVIDAD</p>	
<p>X.1 Efectos en la salud humana de la población circunvecina:</p> <p>a) <input checked="" type="checkbox"/> la actividad no representa riesgo a la salud de pobladores cercanos al sitio</p> <p>b) <input type="checkbox"/> la actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de pobladores</p> <p>c) <input type="checkbox"/> la actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de pobladores</p> <p>Del inciso marcado explique las razones de su respuesta, identificar que o cuales serían las actividades riesgosas: No aplica.</p>	
<p>X.3 riesgos ocupacionales:</p> <p><input type="checkbox"/> Existe alguna actividad que representa riesgo para la salud de los trabajadores</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> La actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de los trabajadores</p> <p><input type="checkbox"/> La actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de los trabajadores</p> <p><input type="checkbox"/> No existen riesgos para los trabajadores</p> <p>Ampliar información: Ya que los trabajadores estarán expuestos al polvo generado por la excavación y movimiento de tierras.</p>	
<p>Equipo de protección personal</p> <p>X.4 Se provee de algún equipo de protección para los trabajadores? SI (x) NO ()</p> <p>X.5 Detallar que clase de equipo de protección se proporciona: Botas punta de acero, casco, guantes, chaleco reflectivo, tapones de oídos, lentes contra polvo, mascarilla contra polvo.</p> <p>X.6 ¿Qué medidas ha realizado ó que medidas propone para evitar las molestias o daños a la salud de la población y/o trabajadores? Trabajar de una forma ordenada y con un cronograma bien elaborado para reducir las molestias a los trabajadores.</p>	

Fuente: Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales.

CONCLUSIONES

1. El sistema de desfogue del alcantarillado combinado de la zona 5 de Quetzaltenango, es un proyecto de suma importancia, ya que beneficiará a toda la población de la ciudad (200 985 habitantes). El proyecto tendrá un costo de Q 4 771 644,57, el costo por metro lineal es de Q 5 390,70. A pesar de ser una gran inversión, la relación costo-beneficio es aún mayor, porque reducirá las pérdidas que se generan en tiempo de lluvias.
2. El sistema de alcantarillado separativo de la zona 10 de Quetzaltenango beneficiará a un total de 2 557 habitantes. El proyecto tendrá un costo de Q 2 525 785,52, desglosándose en Q 1 179 780,81 del alcantarillado sanitario y Q 1 346 004,71 del alcantarillado pluvial, por lo que el costo por metro lineal del alcantarillado sanitario es de Q 949,12 y del alcantarillado pluvial es de Q 2 604,59. Es una inversión necesaria para reducir las inundaciones del sector y mejorar el estado de la red de alcantarillado de la ciudad.
3. En el alcantarillado combinado de la zona 5 se tomó en cuenta un caudal de aporte de 586,74 l/s, razón por la cual el diámetro del colector es de 48", además se tuvo la limitante del sistema que aporta, así como al sistema al que se va a conectar.
4. Los riesgos ambientales que podrían ser provocados por la ejecución del proyecto son de magnitud baja de acuerdo a la evaluación del impacto ambiental inicial y corre bajo la responsabilidad de la municipalidad de la ciudad.

RECOMENDACIONES

1. En sistemas de alcantarillado nuevos, buscar otros puntos de desfogue para no seguir sobrecargando la red existente de la ciudad.
2. Apegarse al Plan de Ordenamiento Territorial para disminuir el crecimiento desmedido y desorganizado de la ciudad, así se puede desfogar en otros puntos y evitar inundaciones.
3. Los materiales y salarios cambian constantemente, por lo que es necesario actualizar los costos de los elementos constructivos y los costos indirectos del proyecto según vayan cambiando.
4. Proveer el mantenimiento a todo el sistema de alcantarillado para que funcione eficientemente durante el periodo para el que fue diseñado y evitar cualquier accidente que pueda generar gastos innecesarios.
5. Debe considerarse que para la construcción del sistema de alcantarillado pluvial de zona 10, la calle debe estar pavimentada para el correcto funcionamiento del sistema. De lo contrario los tragantes se van a asolvar, dejando el sistema inservible.
6. Iniciar un plan para cambiar el sistema actual de la ciudad por alcantarillados separativos, para manejar bien las aguas servidas y optimizar el funcionamiento del sistema evitando inundaciones.

BIBLIOGRAFÍA

1. AROCHA RAVELO, Simón. *Cloacas y drenajes*. 1a ed. Venezuela: Ediciones Vega, 1983. 254 p.
2. BATEMAN, Allen. *Hidrología Básica y Aplicada*. <<https://www.upct.es/~minaeees/hidrologia.pdf>> [Consulta: marzo de 2019].
3. INE. *Características de la Población y de los Locales de Habitación Censados*. <<https://www.ine.gob.gt/sistema/uploads/2014/02/20/jZqeGe1H9WdUDngYXkWt3GIhUUQCukcg.pdf>> [Consulta: marzo de 2019].
4. INSIVUMEH. *Informe de intensidades de lluvia Guatemala.pdf*. (s. f.). <<http://www.insivumeh.gob.gt/folletos/INFORME%20de%20intensidades%20de%20lluvia%20Guatemala.pdf>> [Consulta marzo de 2019].
5. JIMÉNEZ TERÁN, José Manuel. *Manual de Diseño para Proyectos de Hidraulica.pdf*. (s. f.). <<https://www.uv.mx/ingenieriacivil/files/2013/09/Manual-de-Diseno-para-Proyectos-de-Hidraulica.pdf>> [Consulta: marzo de 2019].

6. Municipalidad de Quetzaltenango. *ABC del Plan de Ordenamiento Territorial de la ciudad de Quetzaltenango.* <https://issuu.com/maximilianoflores5/docs/abc_pot_xela> [Consulta: marzo de 2019. Consulta: marzo de 2019].
7. ORANTES SANDOVAL, Juan Gabriel. *Diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial y Sanitario para la zona 6 de Ciudad Vieja, Sacatepéquez.* 154 p.
8. PINEDA GARCÍA, Astrid Gabriela. *Diseño de Alcantarillado Pluvial en la Cabecera Municipal y Propuesta de Mejoras al Sistema de Abastecimiento de Agua Potable de la Aldea el Rosario, Municipio de San Miguel Dueñas, Sacatepéquez.* Trabajo de Graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería. 2009. 135 p.
9. RAYMUNDO VELASCO, Pedro Enrique. *Diseño del Drenaje Sanitario y Pluvial y Edificio de Tres Niveles para las Oficinas Municipales para el Municipio de San Pedro Jocopilas, Departamento del Quiché.*
10. TE CHOW, Ven. *Hidrología Aplicada.* Colombia: Mcgraw-Hill Interamericana, S.A., 1994. 667 p.

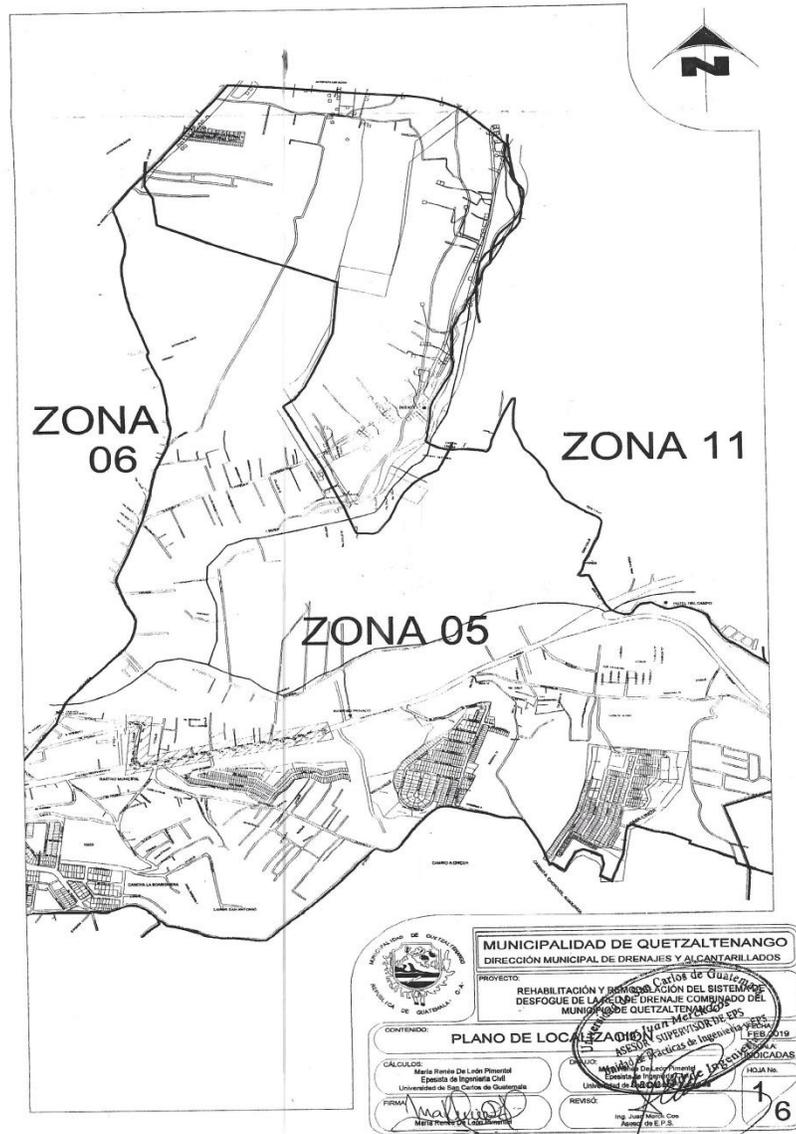
APÉNDICES

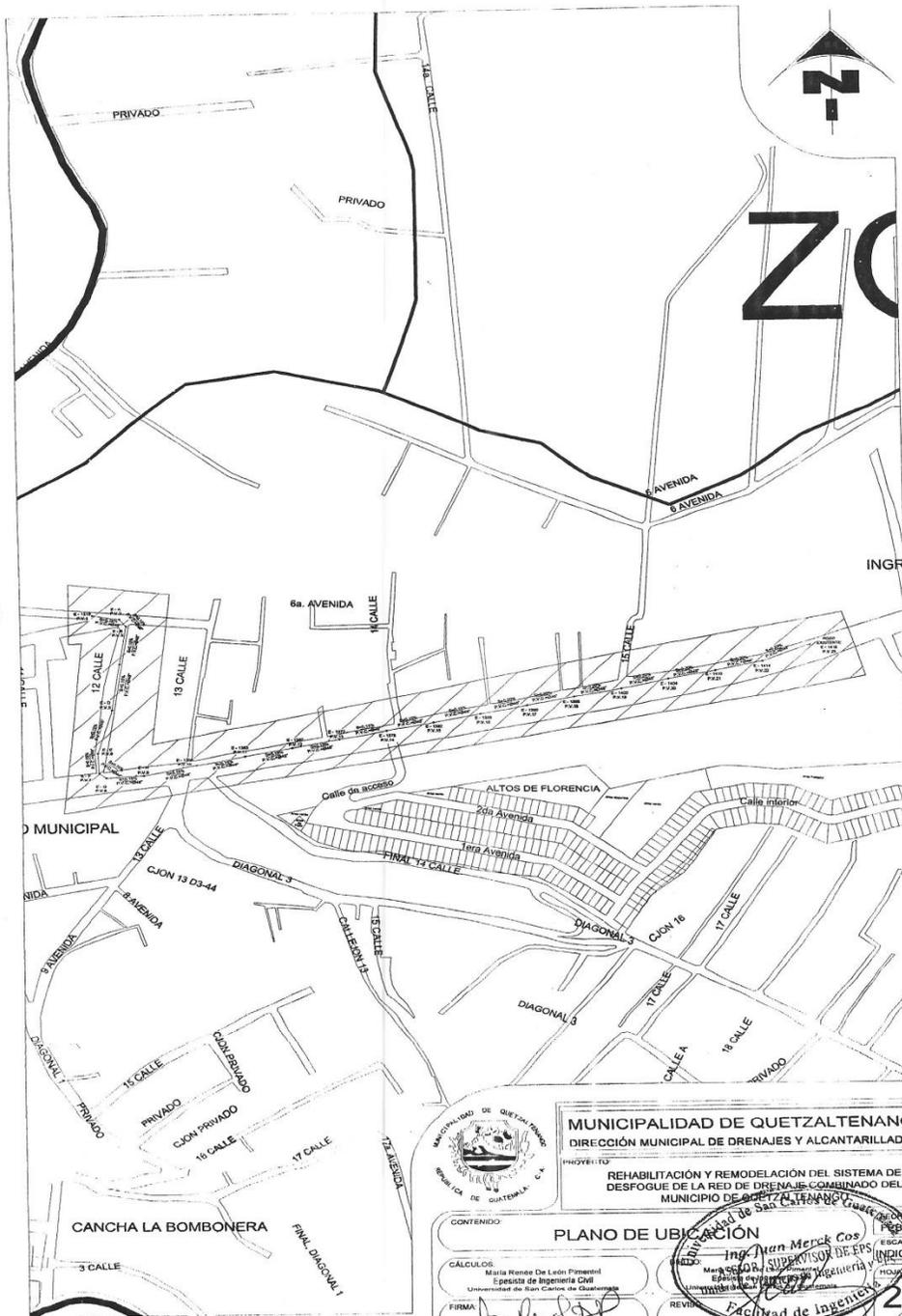
Apéndice 1. Diseño Pluvial del proyecto de zona 5

De PV	A PV	DH (m)	Área (Ha)	Coef. (c)	Δ (a°c)	Tiempo de concentración	i	Q (l/s)	Q Acumulado (l/s)
1	2	25.383	0.1254	0.45	0.06	12.0000	125.8400	19.73	19.73
2	3	10.457	0.0517	0.45	0.02	12.0894	125.4942	8.11	27.84
3	4	44.310	0.2189	0.45	0.10	12.4683	124.0473	33.94	61.78
4	5	50.000	0.2470	0.45	0.11	12.8959	122.4495	37.81	99.58
5	6	50.000	0.2470	0.45	0.11	13.3235	120.8879	37.32	136.91
6	7	22.500	0.1112	0.45	0.05	13.5159	120.1967	16.71	153.62
7	8	8.498	0.0420	0.45	0.02	13.5886	119.9374	6.30	159.91
8	9	35.000	0.1729	0.45	0.08	13.8879	118.8801	25.69	185.61
9	10	50.000	0.2470	0.45	0.11	14.3155	117.3979	36.25	221.85
10	11	46.265	0.5347	0.30	0.16	14.7111	116.0555	51.71	273.56
11	12	45.009	0.5202	0.30	0.16	15.0960	114.7753	49.78	323.32
12	13	45.009	0.5202	0.30	0.16	15.4809	113.5200	49.21	372.53
13	14	44.894	0.5189	0.30	0.16	15.8648	112.2920	48.58	421.09
14	15	45.009	0.5202	0.30	0.16	16.2497	111.0842	48.16	469.24
15	16	45.005	0.5202	0.30	0.16	16.6346	109.8992	47.64	516.88
16	17	45.001	0.5201	0.30	0.16	17.0194	108.7368	47.13	564.01
17	18	45.007	0.5202	0.30	0.16	17.3527	107.7475	46.71	610.72
18	19	44.957	0.5196	0.30	0.16	17.6856	106.7751	46.23	656.95
19	20	45.161	0.5220	0.30	0.16	18.0201	105.8137	46.03	702.98
20	21	44.893	0.5189	0.30	0.16	18.3526	104.8731	45.35	748.33
21	22	45.125	0.5216	0.30	0.16	18.6868	103.9425	45.18	793.51
22	23	47.675	0.5510	0.30	0.17	19.0399	102.9751	47.28	840.79

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 3. Planos del proyecto de zona 5





MUNICIPALIDAD DE QUETZALTENANGO
 DIRECCIÓN MUNICIPAL DE DRENAJES Y ALCANTARILLADOS

PROYECTO: REHABILITACIÓN Y REMODELACIÓN DEL SISTEMA DE DESFOGUE DE LA RED DE DRENAJES COMBINADO DEL MUNICIPIO DE QUETZALTENANGO

CONTENIDO: PLANO DE UBICACIÓN

CÁLCULO: María Renée De León Pimentel, Ingeniera Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala

FIRMA: María Renée De León Pimentel

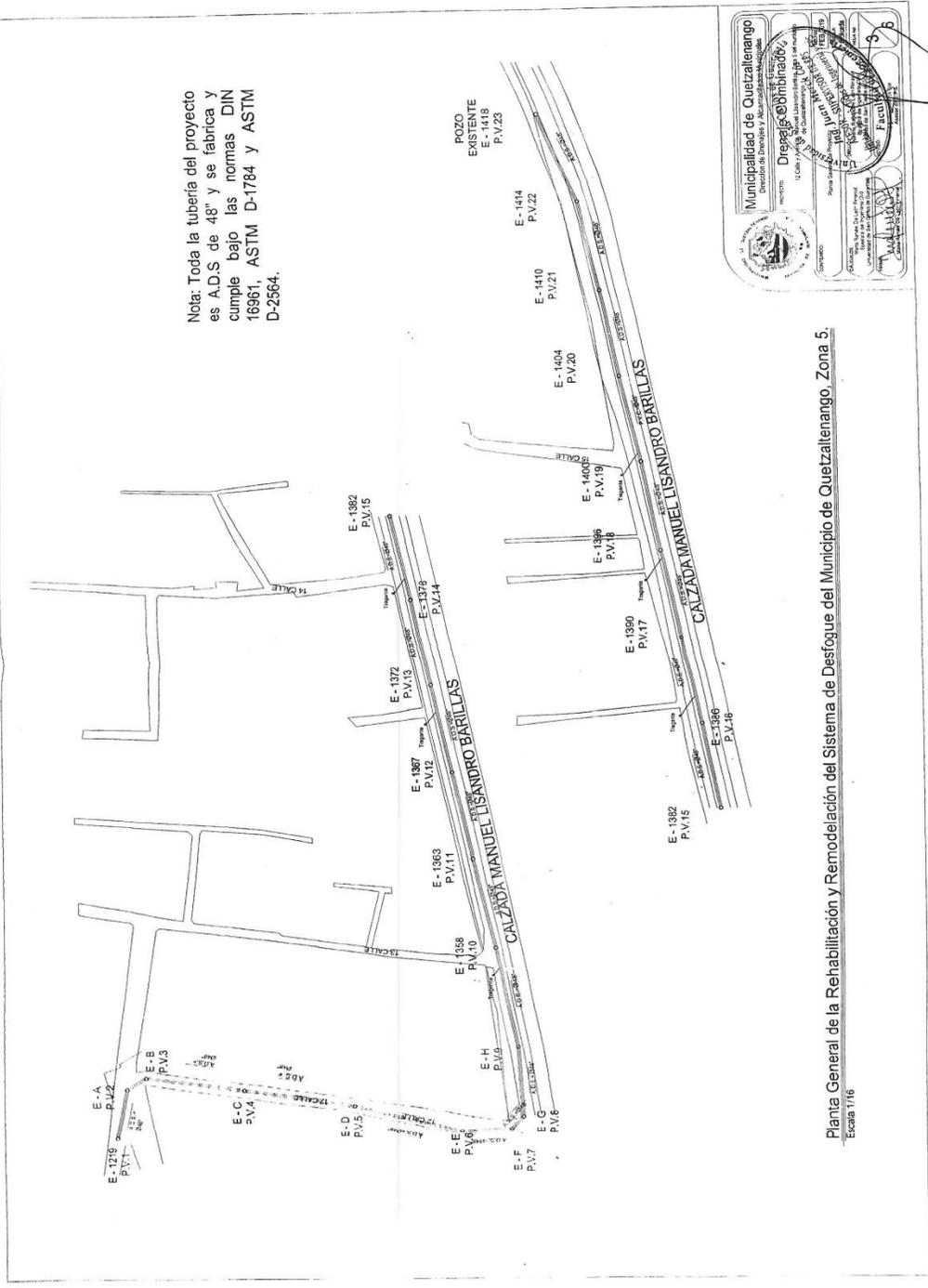
REVISÓ: Ing. Juan Merck Cos, SUPERVISOR DE EPS, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala

FECHA: FEB 2019

ESCALA: INDICADAS

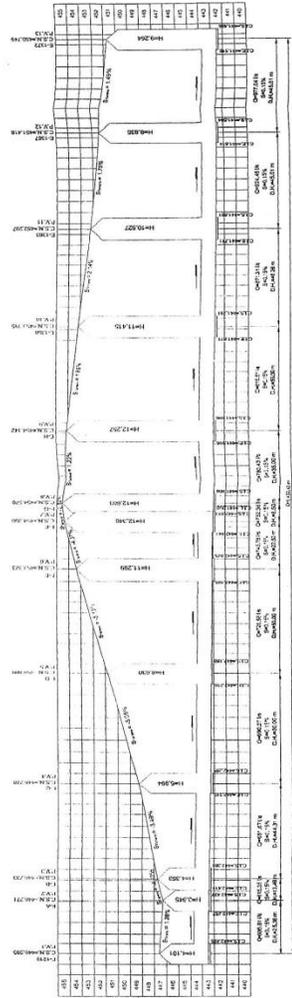
Hojas: 26

Nota: Toda la tubería del proyecto es A.D.S de 48" y se fabrica y cumple bajo las normas DIN 16961, ASTM D-1784 y ASTM D-2564.



Municipalidad de Quetzaltenango
 Dirección de Desarrollo y Mejoramiento Urbano
 Dirección de Obras Públicas
 Proyecto: Drenaje Ambiental
 Ubicación: Calle 12 y 13, Zona 5, Quetzaltenango, Guatemala
 Escala: 1/16
 Fecha: 15/05/2018
 Autor: [Firma]

Planta General de la Rehabilitación y Remodelación del Sistema de Desfogue del Municipio de Quetzaltenango, Zona 5.
 Escala 1/16





Planta de Densidad Poblacional de la Rehabilitación y Remodelación del Sistema de Desfogue del Municipio de Quetzaltenango, Zona 5, Escala 1/16

Apéndice 4. Diseño Pluvial del proyecto de zona 10

D	Cotas Terreno		S (%)	Área (Ha)	Coef. (C)	Inclinación	i	Q Acum (pulg)	D (pulg)	s (%)	Área Tubería m ²	n	Secc. Línea		Relaciones		Verificación		Cotas Invert		Altura de fozo		Excavación m ³	
	Inicio	Final											V	Q	v (m/s)	V	d/D	Salida	Llegada	Inicio	Final	PV	Tubería	
1	82.852	83.11	84.252	1.01	0.455	0.5	2.23	0.99	36	2.30	0.0588	0.009	5.998	3.024	0.2514	0.8315	0.341	CK	83.132	88.965	3.750	3.418	47.124	953.675
2	83.851	83.115	87.272	1.36	0.554	0.5	2.48	1.13	36	2.10	0.0588	0.009	5.998	3.024	0.2514	0.8315	0.341	CK	85.692	84.546	3.419	3.808	42.945	381.631
3	83.316	87.668	40.254	1.12	0.2897	0.5	2.84	1.15	36	1.80	0.0588	0.009	5.281	3.468	0.3322	0.8977	0.7403	CK	84.508	83.783	3.808	4.118	47.849	296.353
4	87.658	86.579	58.234	2.29	0.2897	0.5	2.84	1.15	36	1.80	0.0588	0.009	5.281	3.468	0.3322	0.8977	0.7403	CK	83.748	82.734	4.118	4.869	51.748	489.757
5	86.579	83.235	77.837	4.29	0.2897	0.5	2.84	1.15	36	1.80	0.0588	0.009	5.281	3.468	0.3322	0.8977	0.7403	CK	81.610	80.285	4.969	4.076	62.440	955.359
6	83.236	79.713	51.868	6.82	0.0566	0.5	1.55	0.66	36	3.20	0.0588	0.009	7.041	4.634	0.1422	0.7071	0.9897	CK	79.160	77.507	4.180	3.384	51.526	364.172
7	78.713	76.143	48.143	7.42	0.0566	0.5	1.55	0.66	36	3.20	0.0588	0.009	7.041	4.634	0.1422	0.7071	0.9897	CK	75.383	73.893	4.180	3.384	59.842	354.942
8	78.143	72.354	59.797	6.34	0.1341	0.5	2.37	1.09	36	2.10	0.0588	0.009	5.704	3.746	0.289	0.8951	0.8542	CK	83.360	83.789	4.180	3.384	42.645	62.711
9	72.354	72.235	7.717	3.33	0.1341	0.5	2.37	1.09	36	2.10	0.0588	0.009	5.704	3.746	0.289	0.8951	0.8542	CK	83.360	83.789	4.180	3.384	42.645	62.711
10	72.635	71.259	23.508	8.02	0.1335	0.5	2.37	1.09	36	2.10	0.0588	0.009	5.704	3.746	0.289	0.8951	0.8542	CK	87.591	87.098	4.644	4.191	58.354	172.434

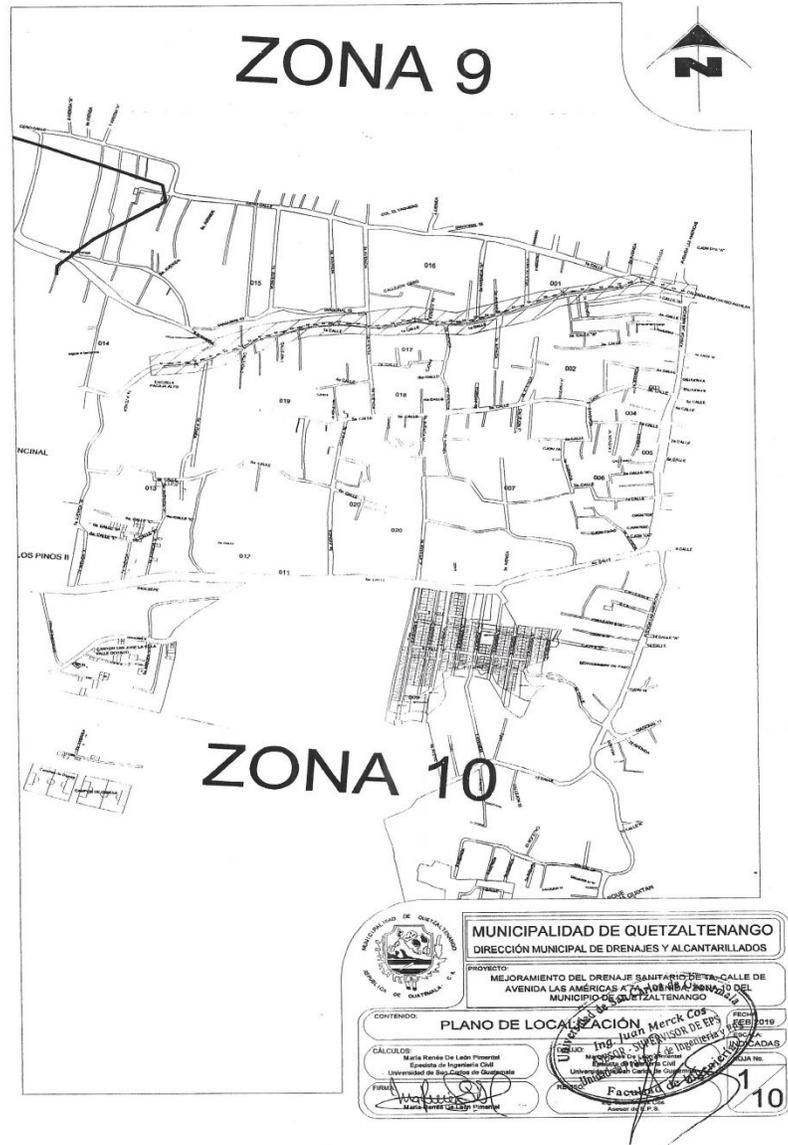
Fuente: elaboración propia

Apéndice 5. Diseño Hidráulico del proyecto de zona 10

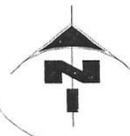
De A	Caudal	Caudal de int.	Caudal de furo	Caudal de in.	Caudal de in. Actual	Caudal de in. Futuro	Caudal de in. Actual	Caudal de in. Futuro	Caudal de in. Actual	Caudal de in. Futuro	Caudal de in. Actual	Caudal de in. Futuro	Relaciones Actuales	Relaciones Futuras	Verificación Actual	Verificación Futura	Coeficiente	Altura de Pezo	Excavación m ³					
PV	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro	q/Q	q/Q	V d/d	V d/d	Salida	Llegada	Inicio	Final				
1	0.3333	0.1468	0.0345	0.1378	0.7493	1.5936	3.4466	6	6.00	0.009	2.1968	53.8423	0.0258	0.4463	1.0000	0.0118	0.0844	0.5598	1.9300	1.207	5.8811	23.6070		
2	0.1354	0.0418	0.1472	1.0557	0.1472	1.0357	2.2140	4.7366	6	1.90	0.009	1.0431	30.0857	0.0736	0.5832	0.9588	0.1183	0.1578	0.1718	0.288	0.288	91.1937	86.999	
3	4.0729	1.2083	0.0184	1.7313	4.5798	2.5397	5.4288	6	1.30	0.009	1.3321	24.38715	0.1021	0.7998	0.8725	0.215	0.2183	0.1087	0.317	0.317	87.8764	86.651		
4	5.0417	1.5201	0.0213	0.6220	1.8442	1.9235	8.640	2.7920	6	1.25	0.009	1.3327	24.38854	0.1119	0.6803	0.8788	0.225	0.2388	0.18198	1.0528	0.332	88.921	86.553	
5	0.0729	1.4653	0.0234	0.0993	1.5645	1.5992	1.5645	0.4687	6	2.00	0.009	1.0857	28.0463	0.0988	0.6586	1.0732	0.212	0.2107	0.7915	1.3343	0.311	88.523	85.774	
6	7.0529	1.5104	0.0320	0.4828	1.8704	1.4828	1.9704	3.1434	6.6616	6	2.40	0.009	1.9468	33.7628	0.0930	0.6590	1.1560	0.226	0.1877	0.7778	1.4358	0.301	85.744	85.031
7	8.0313	1.5813	0.0331	0.0544	1.6147	1.0544	1.6147	3.2803	9.9783	6	4.75	0.009	2.5979	47.5416	0.0590	0.5716	1.4851	0.177	0.1488	0.7135	1.8353	0.258	83.356	82.130
8	0.1146	1.8268	0.0593	0.1539	1.6927	1.1539	1.6927	3.7825	7.8965	6	4.25	0.009	2.6254	44.9704	0.0841	0.6977	1.4934	0.195	0.1779	0.7544	1.8359	0.285	82.100	79.805
9	0.0221	1.8531	0.0454	0.3975	1.6655	1.3975	1.6655	4.2018	8.4625	6	6.35	0.009	3.0507	54.8278	0.0717	0.5940	1.6120	0.181	0.1518	0.7212	2.2001	0.283	79.873	76.591
10	11.0525	2.652	0.0512	0.1137	2.1432	1.1137	2.1432	4.2768	9.0975	6	7.40	0.009	3.2428	58.3396	0.0721	0.5940	1.6258	0.181	0.1523	0.7212	2.3385	0.283	76.282	72.702
11	0.1354	2.3841	0.0562	0.1644	2.4531	1.1644	2.4531	4.6575	10.3222	6	6.10	0.009	2.9440	53.8752	0.0902	0.6187	1.6215	0.202	0.1868	0.7690	2.2639	0.295	72.441	68.452
12	0.0333	2.5746	0.0662	1.4808	3.4954	1.4808	3.4954	5.2381	10.5700	6	5.40	0.009	2.7998	56.6862	0.1027	0.6437	1.7831	0.216	0.216	0.7970	2.2077	0.315	68.204	64.881
13	0.0209	2.8287	0.0693	0.0901	2.6594	1.0901	2.6594	5.2854	11.1357	6	6.75	0.009	3.0699	56.6733	0.0933	0.6260	1.8388	0.208	0.1865	0.7762	2.4037	0.3	64.597	62.663
14	0.0104	2.8420	0.0661	0.1065	2.7558	1.1065	2.7558	5.3352	11.7009	6	8.10	0.009	4.1097	133.9653	0.0399	0.4895	1.9902	0.136	0.0389	0.6050	2.4899	0.195	62.803	61.074
15	0.0513	2.7188	0.1002	0.1315	2.8189	1.1315	2.8189	5.4616	11.6444	6	7.85	0.009	4.0715	133.9238	0.0413	0.4909	1.9698	0.138	0.0869	0.6162	2.4898	0.199	60.756	58.790
16	0.0209	2.7858	0.1078	0.1284	2.8773	1.1284	2.8773	5.5549	11.6608	6	8.785	0.009	4.0458	131.4885	0.0422	0.4883	2.0038	0.14	0.0867	0.6169	2.4898	0.201	58.700	55.004
17	0.0417	2.8554	0.1154	0.0471	3.7845	1.0471	3.7845	5.7269	12.0231	6	7.80	0.009	3.9808	129.3769	0.0443	0.5018	1.9978	0.143	0.0828	0.6242	2.4848	0.205	55.004	51.325
18	0.0313	2.8288	0.1195	0.1508	3.8483	1.1508	3.8483	5.8956	12.8814	6	3.15	0.009	2.5228	83.2910	0.0902	0.5884	1.5336	0.191	0.1078	0.7425	2.9029	0.277	42.102	40.486
19	0.0208	2.874	0.1275	0.1463	3.1015	1.1463	3.1015	5.8443	12.7066	6	7.95	0.009	3.9877	128.9503	0.0455	0.5081	2.0081	0.145	0.0950	0.6267	2.4955	0.208	51.007	49.044
20	0.0417	3.781	0.1583	0.2000	3.784	1.2000	3.784	7.0594	14.7595	6	4.40	0.009	3.0590	98.4425	0.0717	0.5940	1.7991	0.181	0.1489	0.7181	2.1751	0.281	38.306	37.264
21	0.0209	3.7839	0.1674	0.5207	4.5548	1.5207	4.5548	7.4066	15.092	6	3.80	0.009	2.8148	91.4843	0.0810	0.6003	1.8897	0.182	0.1887	0.7425	2.9001	0.277	37.254	35.996
22	0.0025	3.9045	0.1744	0.2369	4.0788	1.2369	4.0788	7.8008	15.6979	6	2.55	0.009	2.3059	79.9418	0.1022	0.6420	1.6020	0.215	0.2131	0.7943	1.8115	0.311	35.098	33.946
23	0.0221	4.0208	0.1824	0.2345	4.2022	1.2345	4.2022	7.9580	16.3973	6	2.55	0.009	2.3058	74.9418	0.1050	0.6473	1.6028	0.218	0.2168	0.7988	1.8442	0.317	33.918	32.645
24	0.0038	4.2220	0.1964	3.8444	7.9795	3.8444	7.9795	8.2555	17.1494	6	1.70	0.009	1.8327	61.1878	0.1348	0.6975	1.3133	0.248	0.2805	0.8578	1.9151	0.362	32.512	31.834
25	0.0033	4.4149	0.1989	0.2822	4.6138	1.2822	4.6138	8.1728	17.6010	6	3.35	0.009	2.6430	85.88715	0.0998	0.6384	1.8873	0.213	0.213	0.8027	1.9794	0.281	31.004	28.875
26	0.0033	4.4149	0.1989	0.2822	4.6138	1.2822	4.6138	8.1728	17.6010	6	3.35	0.009	2.6430	85.88715	0.0998	0.6384	1.8873	0.213	0.213	0.8027	1.9794	0.281	31.004	28.875

Fuente: elaboración propia

Apéndice 6. Planos del proyecto de zona 10



ZONA 9



ZONA

MUNICIPALIDAD DE QUETZALTENANGO
DIRECCIÓN MUNICIPAL DE DRENAJES Y ALCANTARILLADOS

PROYECTO: MEJORAMIENTO DEL DRENAJE SANITARIO DE 1ª CALLE DE AVENIDA LAS AMÉRICAS A 7ª AVENIDA ZONA 9 DEL MUNICIPIO DE QUETZALTENANGO

CONTENIDO: **PLANO DE UBICACIÓN**

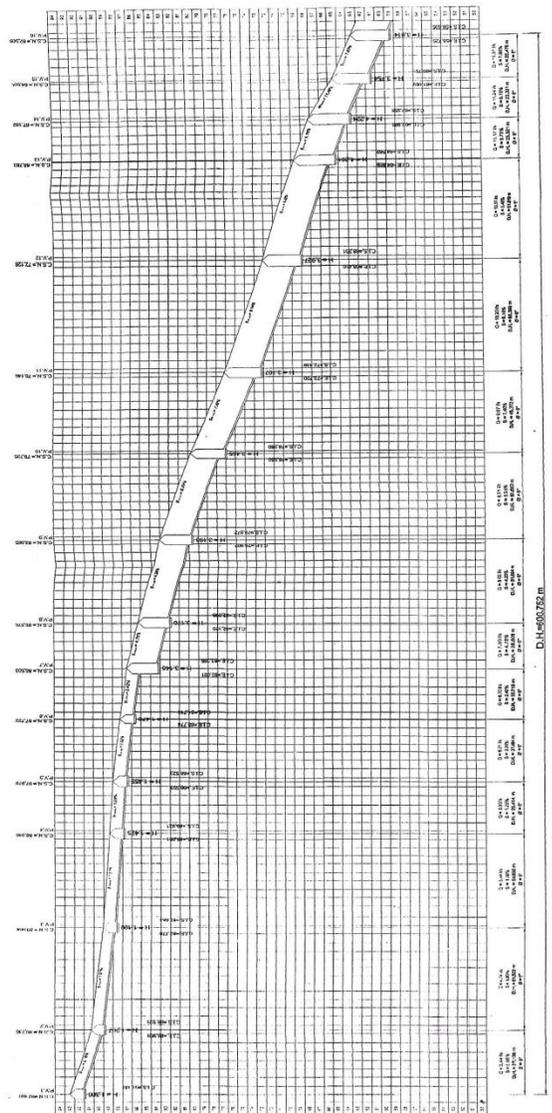
CÁLCULO: María Ferrás De León Pimentel
Especialista de Ingeniería Civil
Universidad de San Carlos de Guatemala

FIRMA: *[Signature]*
María Ferrás De León Pimentel

REVISÓ: *[Signature]*
Ing. Juan Merck Cos
SUPERVISOR DE OBRAS
Especialista de Ingeniería Civil
Universidad de San Carlos de Guatemala

FECHA: 15/05/2017
PÁGINA: 2
INDICADAS

210



Perfil Eje Central

Nota: La tubería del proyecto es de TDP y cumple las normas ASTM F-949.

Municipalidad de Quetzaltenango
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y OBRAS PUBLICAS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y OBRAS PUBLICAS

PROYECTO: Alcantarillado Sanitario
 7. Cota 8.10 metros sobre el nivel del mar, en el punto 10.00 m

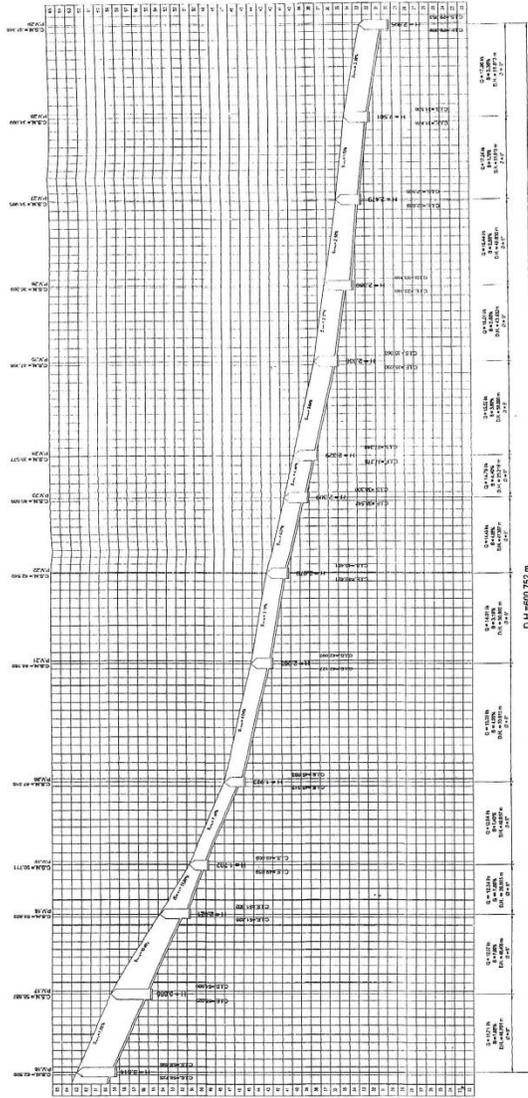
CONTRATO: Perfil del Eje Central
 1.00 metros sobre el nivel del mar

ESTUDIO: 1.00 metros sobre el nivel del mar
 1.00 metros sobre el nivel del mar

FECHA: 10/05/2017
 10/05/2017

UNIDAD DE PROYECTO: Unidad de Proyecto
 Unidad de Proyecto

FECHA DE EMISIÓN: 10/05/2017
 10/05/2017



Continuación Perfil Eje Central

Nota: La tubería del proyecto es TDP y cumple las normas ASTM F-949.

Municipalidad de Quetzaltenango
 Directorio de Obras y Alumbrado Públicos
 Alcaldía Municipal
 Oficina de Ingeniería y Arquitectura

PROYECTO: Continuation del Perfil del Eje Central
 UBICACION: Calle 10 de Octubre, Quetzaltenango

FECHA: 10/05/2017

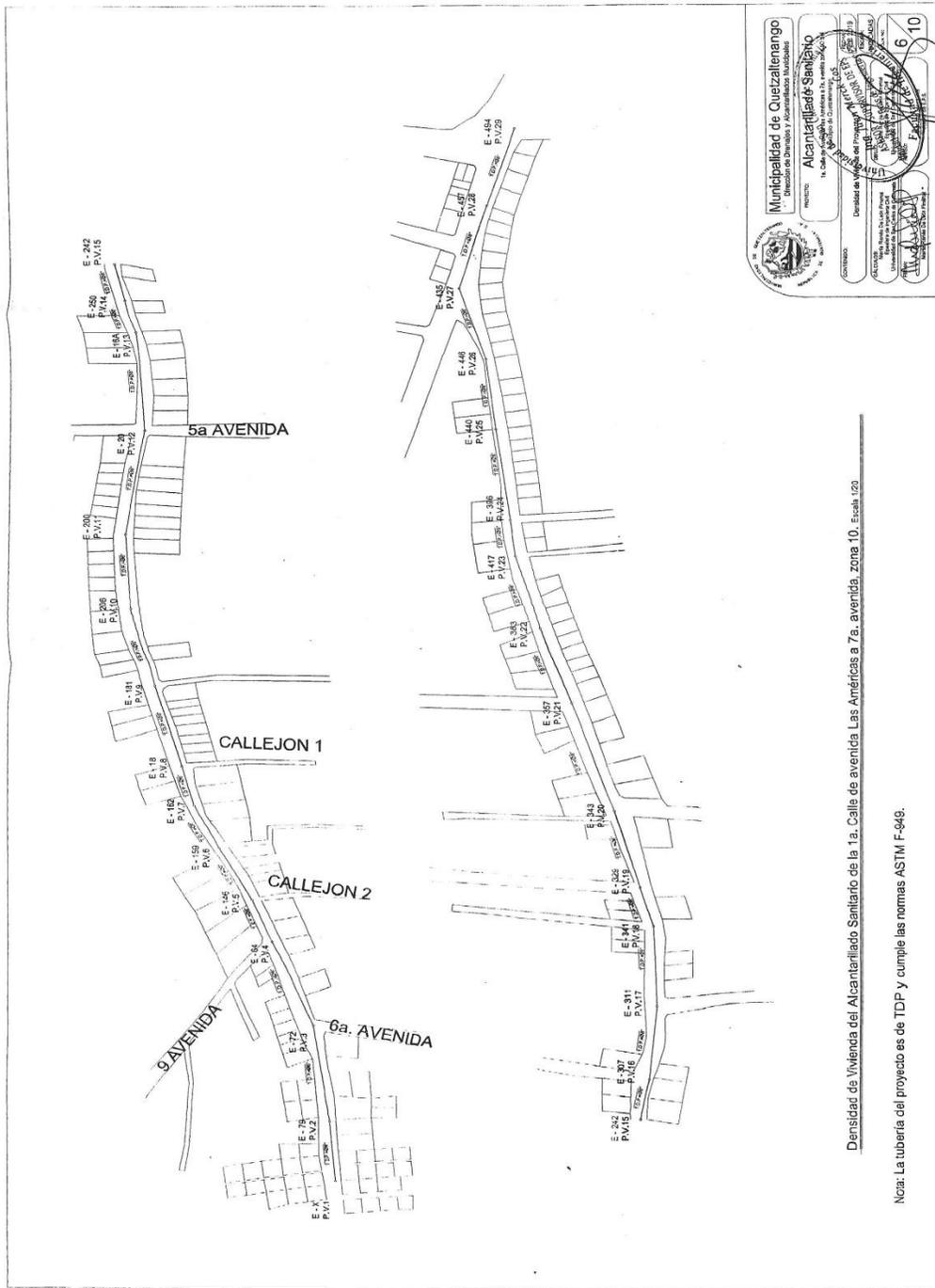
Escalera: 1:100

AutoCAD: 2017

PROYECTO: 10/05/2017

PROYECTO: 10/05/2017

PROYECTO: 10/05/2017



Densidad de Vivienda del Alcantarillado Sanitario de la 1a. Calle de avenida Las Américas a 7a. avenida, zona 10. Escala 1:20

Nota: La tubería del proyecto es de TDP y cumple las normas ASTM F-949.

Municipalidad de Quezaltenango
 Dirección de Drenaje y Alcantarillados Municipales

Alcantarillado Sanitario

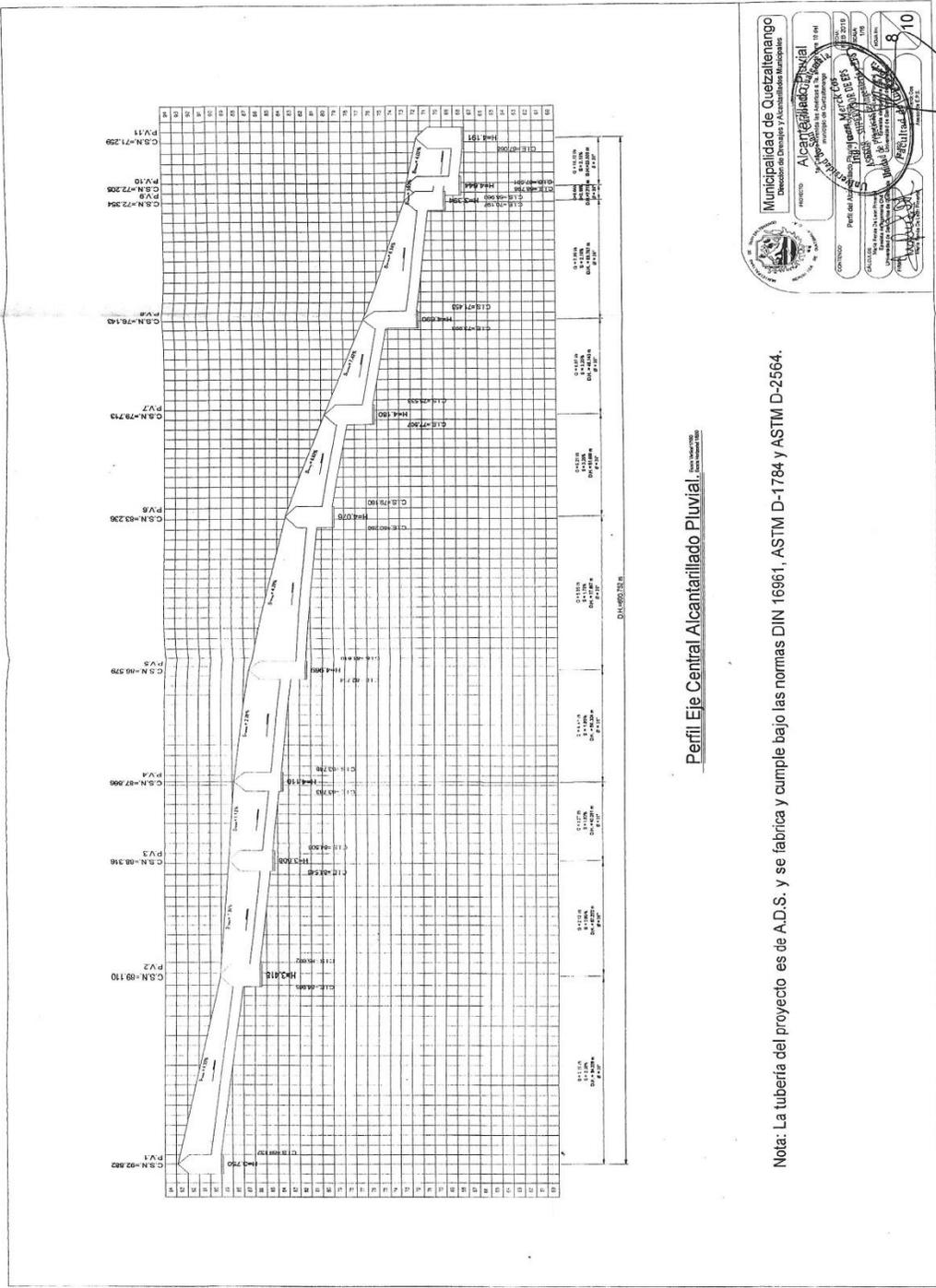
PROYECTO: Alcantarillado Sanitario de la Zona 10

CONTENIDO: Densidad de Vivienda del Proyecto

FECHA: 15/05/2018

ESCALA: 1:20

HOJA: 6 DE 10



Perfil Eje Central Alcantarillado Pluvial

Nota: La tubería del proyecto es de A.D.S. y se fabrica y cumple bajo las normas DIN 16961, ASTM D-1784 y ASTM D-2564.

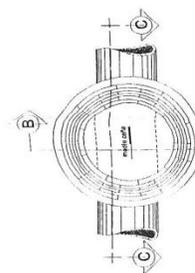
Municipalidad de Quezaltenango
 DEPARTAMENTO DE GUATEMALA

PROYECTO: Alcantarillado Pluvial
 UBICADO EN: CARRERA No. 17 y 18
 CANTÓN: Perifoneo
 MUNICIPIO: Perifoneo

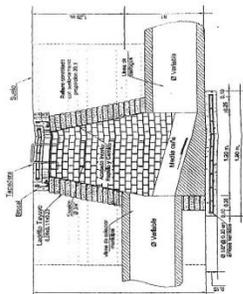
FECHA: 2019
 ESCALA: 1:50

PROYECTADO POR: [Firma]
 REVISADO POR: [Firma]

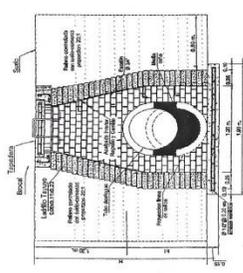
8/10



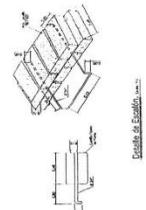
Planta de Pozo de Visita. Escala 1:5



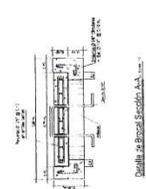
Sección de Pozo de Visita C-C. Drenaje Sanitario. Escala 1:5



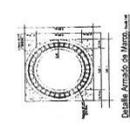
Sección de Pozo de Visita E-B. Drenaje Sanitario. Escala 1:5



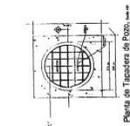
Detalle de Estructura. Escala 1:5



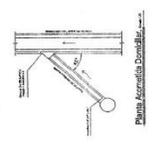
Detalle de Base de Estructura. Escala 1:5



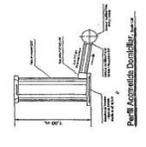
Detalle de Estructura. Escala 1:5



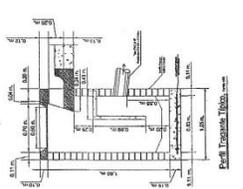
Detalle de Base de Estructura. Escala 1:5



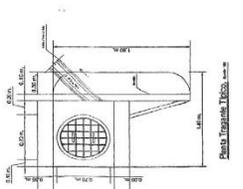
Detalle de Estructura. Escala 1:5



Detalle de Estructura. Escala 1:5



Detalle de Estructura. Escala 1:5



Detalle de Estructura. Escala 1:5

- Especificaciones Técnicas**
1. El concreto deberá tener un $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
 2. El hierro deberá tener un $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$.
 3. Los ladrillos deberán tener un $f_b = 75 \text{ Kg/cm}^2$.
 4. La norma de la tubería deberá ser.

Municipalidad de Quetzaltenango
 Dirección Municipal de Drenajes y Alcantarillados

Proyecto: **Alcantarillado Separativo**
 1a. Calle de Avenida, San Sebastián, Quetzaltenango, Guatemala

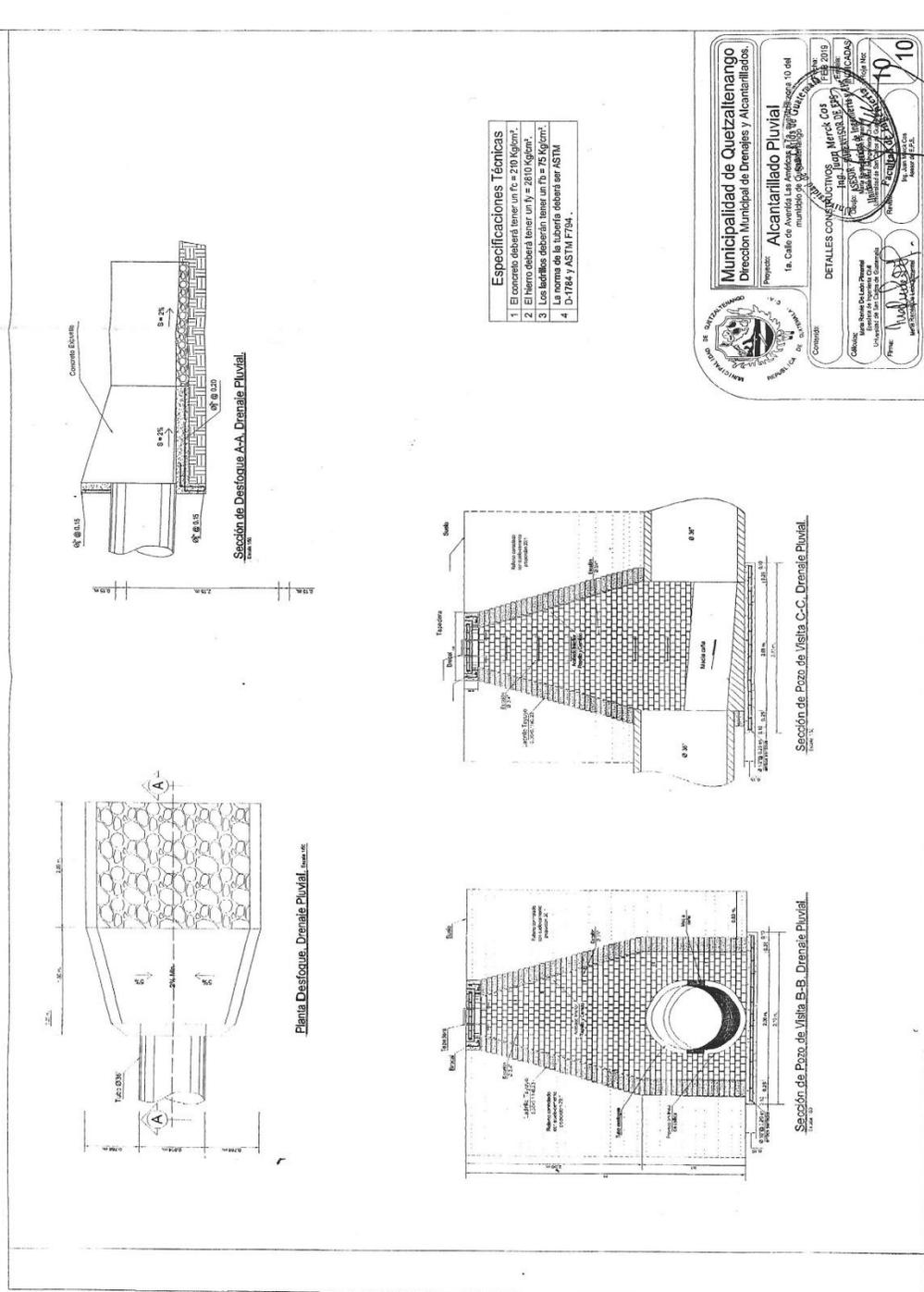
Comisario: **FRANCISCO MORALES**
 Director Municipal de Drenajes y Alcantarillados

Elaborado por: **FRANCISCO MORALES**
 Ingeniero Civil

Revisado por: **FRANCISCO MORALES**
 Ingeniero Civil

Fecha: **10 de Mayo del 2019**

Hoja No: **9** de **10**



- Especificaciones Técnicas**
- 1 El concreto deberá tener un $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
 - 2 El hierro deberá tener un $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$.
 - 3 Los ladrillos deberán tener un $f_b = 75 \text{ Kg/cm}^2$.
 - 4 D-1784 y ASTM F794.

Municipalidad de Quetzaltenango
 Dirección Municipal de Drenajes y Alcantarillados

Proyecto: **Alcantarillado Pluvial**
 1a. Calle de Avenida Las Américas, Barrio San Juan, Quetzaltenango, Guatemala, C.A.

Compro: **DETALLES CONCRETOS** MRS-4-03 FEB 2019

Elaborado por: **Ing. Carlos A. López**
 Revisado por: **Ing. Carlos A. López**
 Aprobado por: **Ing. Carlos A. López**

Escala: **1:10**

Fuente: elaboración propia.