



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA
CALIAJ, MUNICIPIO DE TECPÁN GUATEMALA,
CHIMALTENANGO.**

Pablo Canil Castro

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, marzo de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA
CALIAJ, MUNICIPIO DE TECPÁN GUATEMALA,
CHIMALTENANGO.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

PABLO CANIL CASTRO
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Juan Ramón Ordóñez
EXAMINADOR	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
EXAMINADOR	Ing. Juan Carlos Linares Cruz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

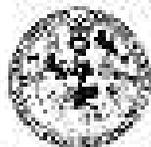
Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA CALIAJ, MUNICIPIO DE TECPÁN GUATEMALA, CHIMALTENANGO,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 25 de enero de 2008.



Pablo Canil Castro



Guatemala 12 de febrero de 2009.
Ref:EPS.DOC.326.02.09.

Ingr. Norma Ileana Sarmiento Zoceta de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zoceta,

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **PABLO CANIL CASTRO** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No **9713513**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA CALIAJ, MUNICIPIO DE TECPÁN GUATEMALA, CHIMALTENANGO"**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

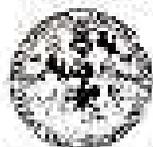
Atentamente,

"Sal y Excepción a Todos"

Ing. Juan Stenck Cos
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
JMC/ra



Guatemala, 12 de febrero de 2009.
Ref:EPS.D.87.02.09

Ing. Sydney Alexander Samuel Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuel Milson,

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S.) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA CALLAJ, MUNICIPIO DE TECPÁN GUATEMALA, CHIMALTENANGO"** que fue desarrollado por el estudiante universitario PABLO CANIL CASTRO, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

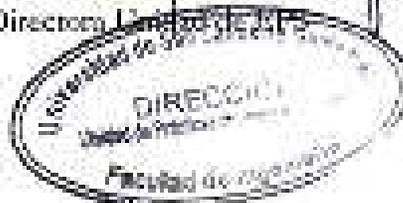
Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor-Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

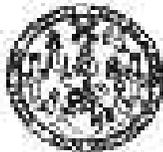
Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Norma Ileana Saracho Zeceña de Ferrero
Directora Unidad de EPS



NISZ/ra



Guatemala,
25 de febrero de 2009

FACULTAD DE INGENIERÍA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA CAJAJ, MUNICIPIO DE TECTÁN GUATEMALA, CHIMALTENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Pablo Canil Castro, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área 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. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/hbcb,



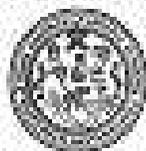
El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Marco Cos y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Pablo Canil Castro, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA CALIAJ, MUNICIPIO DE TECPÁN GUATEMALA, CHIMALTENANGO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Sydney Alexander Sotomayor Altes



Guatemala, marzo 2009.

/bbdeb,



Ref. DTG.077.09

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: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA CALIAJ, MUNICIPIO DE TECPÁN GUATEMALA, CHIMALTENANGO**, presentado por el estudiante universitario Pablo Canil Castro, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, marzo de 2009



AGRADECIMIENTOS A:

Dios

Por haberme dado la fortaleza y la sabiduría para alcanzar esta meta.

Mis padres

Por el amor, esfuerzo y sacrificio que me manifestaron apoyándome en todo momento.

Mis hermanos

Por el cariño y apoyo incondicional.

Mi abuela

Por sus consejos y a mis abuelos (D.E.P).

Mis tíos

Por sus consejos.

Ing. Juan Merck

Por su asesoría en la realización del presente trabajo de graduación.

Mis amigos y compañeros de estudio

La Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO.....	XI
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN.....	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1 Monografía de la aldea Caliaj.....	1
1.1.1 Aspectos físicos.....	1
1.1.1.1 Ubicación y localización.....	1
1.1.1.2 Límites y colindancias.....	2
1.1.1.3 Clima y zona de vida.....	2
1.1.1.4 Población actual.....	2
1.1.1.5 Topografía y suelo.....	3
1.1.1.6 Idioma.....	4
1.1.1.7 Tipología de las viviendas.....	4
1.1.1.8 Condiciones sanitarias.....	4
1.1.2 Aspectos de Infraestructura.....	5
1.1.2.1 Vías de acceso.....	5
1.1.2.2 Servicios públicos.....	5
1.1.3 Aspectos socioeconómico.....	6
1.1.3.1 Origen de la comunidad.....	6
1.1.3.2 Actividades económicas y productivas.....	6
1.1.3.3 Etnia, religión y costumbres.....	6

1.1.3.4	Educación.....	7
1.1.3.5	Organización comunitaria.....	7
1.2	Diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Caliaj.....	8
1.2.1	Descripción de las necesidades.....	8
1.2.2	Evaluación y priorización de las necesidades.....	8
2.	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	9
2.1	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Caliaj.....	9
2.1.1	Descripción del proyecto.....	9
2.1.2	Aforos, dotación y tipo de servicio.....	10
2.1.3	Tasa de crecimiento poblacional.....	11
2.1.4	Período de diseño, población futura.....	11
2.1.5	Factores de consumo y caudales.....	12
2.1.5.1	Caudal medio diario.....	13
2.1.5.2	Caudal máximo diario.....	14
2.1.5.3	Caudal máximo horario.....	14
2.1.6	Calidad del agua y sus normas.....	15
2.1.6.1	Análisis bacteriológico.....	16
2.1.6.2	Análisis fisicoquímico.....	16
2.1.7	Fórmulas, coeficientes y diámetros de tuberías.....	16
2.1.8	Presiones y velocidades.....	17
2.1.9	Levantamiento topográfico.....	20
2.1.9.1	Planimetría.....	20
2.1.9.2	Altimetría.....	21
2.1.10	Diseño hidráulico del sistema.....	21
2.1.10.1	Captación.....	21
2.1.10.2	Línea de conducción.....	22

2.1.10.3	Tanque de almacenamiento.....	26
2.1.10.3.1	Cálculo del volumen.....	27
2.1.10.3.2	Diseño estructural del tanque.....	28
2.1.10.4	Red de distribución.....	39
2.1.10.5	Sistema de desinfección.....	40
2.1.10.6	Obras de arte.....	41
2.1.10.6.1	Válvulas de limpieza.....	41
2.1.10.6.2	Válvulas de aire.....	42
2.1.10.6.3	Conexiones domiciliars.....	42
2.1.10.6.4	Caja rompe presión.....	42
2.1.11	Administración, operación y mantenimiento.....	43
2.1.12	Propuesta de tarifa.....	44
2.1.13	Elaboración de planos.....	46
2.1.14	Elaboración de presupuesto.....	46
2.1.15	Evaluación socio-económica.....	48
2.1.15.1	Valor presente neto.....	48
2.1.15.2	Tasa interna de retorno.....	50
2.2	Diseño de la red de alcantarillado sanitario para la aldea	
	Caliaj.....	51
2.2.1	Descripción general del proyecto.....	51
2.2.2	Levantamiento topográfico.....	51
2.2.2.1	Altimetría.....	51
2.2.2.2	Planimetría.....	52
2.2.3	Descripción del sistema a utilizar.....	52
2.2.4	Partes de un alcantarillado.....	53
2.2.4.1	Colector.....	53
2.2.4.2	Pozos de visita.....	53
2.2.4.3	Conexiones domiciliars.....	54
2.2.5	Período de diseño.....	56

2.2.6	Población futura.....	56
2.2.7	Determinación de caudales.....	57
2.2.7.1	Población tributaria.....	57
2.2.7.2	Dotación.....	57
2.2.7.3	Factor de retorno al sistema.....	58
2.2.7.4	Caudal sanitario.....	58
2.2.7.4.1	Caudal domiciliar.....	58
2.2.7.4.2	Caudal industrial.....	59
2.2.7.4.3	Caudal comercial.....	59
2.2.7.4.4	Caudal por conexiones ilícitas.....	60
2.2.7.4.5	Caudal por infiltración.....	61
2.2.7.5	Caudal medio.....	61
2.2.7.6	Factor de caudal medio.....	61
2.2.7.7	Factor Harmond.....	62
2.2.7.8	Caudal de diseño.....	62
2.2.8	Fundamentos hidráulicos.....	63
2.2.8.1	Ecuación de Manning para flujo en canales.....	63
2.2.8.2	Relaciones de diámetro y caudal.....	64
2.2.8.3	Relaciones hidráulicas.....	65
2.2.9	Parámetros de diseño hidráulico.....	65
2.2.9.1	Coefficiente de rugosidad.....	65
2.2.9.2	Sección llena y parcialmente llena.....	66
2.2.9.3	Velocidades máximas y mínimas.....	68
2.2.9.4	Diámetro del colector.....	68
2.2.9.5	Profundidad del colector.....	69
2.2.9.5.1	Profundidad mínima del colector.....	69
2.2.9.5.2	Ancho de la zanja.....	70
2.2.9.5.3	Volumen de excavación.....	71
2.2.9.5.4	Cotas Invert.....	71

2.2.10	Ubicación de los pozos de visita.....	72
2.2.11	Profundidad de los pozos de visita.....	73
2.2.12	Características de las conexiones domiciliarias.....	75
2.2.13	Diseño hidráulico.....	76
2.2.14	Ejemplo de diseño de un tramo.....	77
2.2.15	Desfogue.....	80
2.2.15.1	Ubicación.....	80
2.2.16	Propuesta de tratamiento.....	80
2.2.17	Administración, operación y mantenimiento.....	87
2.2.18	Elaboración de planos.....	90
2.2.19	Elaboración de presupuesto.....	91
2.2.20	Evaluación socio-económica.....	92
2.2.20.1	Valor presente neto.....	92
2.2.20.2	Tasa interna de retorno.....	94
2.3	Evaluación de impacto ambiental.....	95
2.3.1	Definición de impacto ambiental y evaluación de impacto ambiental.....	95
2.3.2	Evaluación de impacto ambiental del proyecto de agua potable.....	96
2.3.3	Evaluación de impacto ambiental del proyecto de alcantarillado sanitario.....	98
2.3.4	Medidas de mitigación.....	100
	CONCLUSIONES.....	103
	RECOMENDACIONES.....	105
	BIBLIOGRAFÍA.....	107
	ANEXO.....	109

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Mapa de localización.....	1
2. Población de acuerdo a edades.....	3
3. Población de acuerdo a genero.....	3
4. Dimensión del tanque (perfil).....	28
5. Dimensión del tanque (planta).....	29
6. Diagrama de momento último en losa	30
7. Área tributaria sobre muro y vigas.....	32
8. Diagrama de fuerzas actuantes sobre el muro.....	36
9. Diagrama de flujo de efectivo del proyecto agua potable.....	49
10. Pozo de visita.....	54
11. Conexión domiciliar.....	55
12. Sección parcialmente llena.....	66
13. Análisis bacteriológico del agua.....	111
14. Planta-perfil línea de conducción proyecto agua potable.....	119
15. Planta-perfil línea de conducción proyecto agua potable.....	121
16. Plano planta de conjunto proyecto agua potable.....	123
17. Planta-perfil red de distribución proyecto agua potable.....	125
18. Planta-perfil red de distribución proyecto agua potable.....	127
19. Planta-perfil red de distribución proyecto agua potable.....	129
20. Tanque almacenamiento.....	131
21. Detalle de hipoclorador.....	133
22. Detalle de cajas de válvulas.....	135
23. Plano planta perfil proyecto alcantarillado sanitario.....	137

24. Plano detalle de pozo de visita.....	139
25. Plano detalle de fosa séptica y pozo de absorción.....	141

TABLAS

I Nivel de escolaridad de la niñez y juventud.....	7
II Elementos que integran el proyecto agua potable.....	10
III Bases generales de diseño del proyecto agua potable.....	19
IV Cálculo de momento respecto al punto A.....	38
V Presupuesto de construcción del proyecto agua potable.....	47
VI Factor de rugosidad.....	66
VII Profundidad mínima del colector para tubería de concreto.....	70
VIII Profundidad mínima del colector para tubería de PVC.....	70
IX Ancho de zanja.....	70
X Bases generales de diseño del proyecto alcantarillado sanitario.....	76
XI Métodos de limpieza de alcantarillado sanitario.....	89
XII Presupuesto de construcción del proyecto alcantarillado sanitario.....	91
XIII Memoria de cálculo hidráulico del proyecto agua potable.....	113
XIV Memoria de cálculo hidráulico del proyecto alcantarillado sanitario.....	117

LISTA DE SÍMBOLOS

ACI	Instituto Americano del Concreto
C	Coeficiente de rugosidad
cm	Centímetro
D	Diámetro
Dot	Dotación
FHM	Factor de hora máxima
FDM	Factor de día máximo
h	Hora
Hab	Habitante
Hf	Pérdida de carga
HG	Hierro Galvanizado
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
km	Kilómetro
L	Litros
m	Metro
mca	Metros columna de agua
mm	Milímetros
MSN	Metros sobre el nivel del mar
N	Período de diseño
PVC	Cloruro de polivinilo (material de tubo plástico)
Q	Caudal
Qmd	Caudal máximo diario
Qmh	Caudal máximo horario
S	Segundo
UNEPAR	Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales

GLOSARIO

Accesorios	Elementos secundarios en los ramales de tuberías, tales como codos, niples, coplas, tees, válvulas, etc.
Acueducto	Serie de conductos, a través de los cuales se traslada agua de un punto hacia a otro.
Aeróbico	Condición en la cual hay presencia de oxígeno.
Aforo	Operación que consiste en medir el caudal de una fuente.
Agua potable	Es aquella sanitariamente segura, además de ser inodora, incolora y agradable a los sentidos.
Aguas residuales	Son los desperdicios líquidos y sólidos transportados por agua procedentes de viviendas, establecimientos industriales y comerciales.
Anaeróbico	Condición en la cual no se encuentra presencia de oxígeno.
Área	Espacio de tierra comprendido entre ciertos límites.
Azimut	Ángulo horizontal referido a un norte magnético o arbitrario, su rango va desde 0° a 360°.

Banco de marca	Punto en la altimetría cuya altura se conoce y se utilizará para determinar alturas siguientes.
Bases de diseño	Son las bases técnicas adaptadas para el diseño del proyecto.
Candela	Fuente donde se reciben las aguas negras provenientes del interior de la vivienda y que conduce éstas mismas, al colector del sistema de drenaje.
Carga dinámica	Es la suma de las cargas de velocidad ($V^2/2g$) y de presión.
Carga estática	Es la diferencia de alturas que existe entre la superficie libre de una fuente de abastecimiento y un punto determinado del acueducto. Viene expresada en metros columna de agua (mca)
Caudal	Es el volumen de agua que pasa por unidad de tiempo, en un determinado punto de observación, en un instante dado.
Censo	Es toda la información sobre la cantidad de población, en un período de tiempo determinado la cual brinda y facilita una descripción de los cambios que ocurren con el paso del tiempo.
Colector	Conjunto de tuberías, pozos de visita y obras accesorias que se utilizarán para la descarga de las aguas servidas o aguas de lluvia.

Compactación del suelo	Procedimiento que consiste en aplicar energía al suelo suelto para consolidarlo y eliminar espacios vacíos, aumentando así su densidad y, en consecuencia, su capacidad para soporte de cargas.
Conexión domiciliar	Tubería que conduce las aguas negras desde el interior de la vivienda, hasta la candela.
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno, haciendo referencia a un nivel determinado.
Cotas Invert	Son las alturas o cotas de la parte inferior de una tubería ya instalada.
Densidad de vivienda	Relación existente entre el número de viviendas por unidad de área.
Descarga	Lugar donde se descargan las aguas servidas o negras que provienen de un colector.
Desfogue	Salida del agua de desecho en un punto determinado.
Desinfección	Eliminación de bacterias patógenas que existen en el agua mediante procesos químicos.
Dotación	Es la cantidad de agua necesaria para consumo de una persona por día.

Especificaciones	Son normas generales y técnicas de construcción con disposiciones especiales o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.
Estiaje	Es la época del año, en la que los caudales de las fuentes de agua descienden al nivel mínimo.
Nivelación	Es un procedimiento de campo que se realiza para determinar las elevaciones en puntos determinados.
Pérdida de carga	Es el cambio que experimenta la presión, dentro de la tubería, por motivo de la fricción.
Perfil	Delineación de la superficie de la tierra, según su latitud y altura, referidas a puntos de control.
Pozo de visita	Estructura subterránea que sirve para cambiar de dirección, pendiente, diámetro, y para iniciar un tramo de tubería.
Tirante	Altura de las aguas residuales dentro de una tubería o un canal abierto
Topografía	Es el arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.
Tramo	Es el comprendido entre los centros de dos pozos de visita consecutivos
Tramo inicial	Primer tramo a diseñar o construir en un drenaje.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en la aldea Caliaj del municipio de Tecpán Guatemala, Chimaltenango; el cual tiene como objetivo fundamental, proporcionar soluciones técnicas a las necesidades reales de la población.

El trabajo está dividido en dos fases: en la primera, fase de investigación, se detalla la monografía y un diagnóstico sobre necesidades de infraestructura y de servicios básicos, en la segunda fase denominada servicio técnico profesional, contiene el desarrollo del diseño hidráulico de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario, estos proyectos fueron seleccionados con base al diagnóstico practicado conjuntamente con autoridades municipales y pobladores beneficiarios.

El diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable, presenta los aspectos técnicos tales como: levantamiento topográfico, cálculo y diseño hidráulico, operación y mantenimiento, exámenes de laboratorio, elaboración de planos y presupuesto; todos bajo las normas y parámetros de diseño. Con este proyecto se espera beneficiar a 875 habitantes, para un período de diseño de 21 años.

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, se realizó lo siguiente: levantamiento topográfico, cálculo del caudal de diseño hidráulico, comprobando todas las relaciones hidráulicas, bajo las normas y parámetros de diseño, elaboración de planos y presupuesto.

OBJETIVOS

General:

Diseñar los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario para la aldea Caliaj, Municipio de Tecpán Guatemala, Chimaltenango.

Específicos:

1. Aplicar los conocimientos técnicos teóricos adquiridos en la carrera, para el diseño de los proyectos de ingeniería civil.
2. Contribuir con solución técnica a los servicios básicos de las comunidades necesitadas del país, por medio del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería.
3. Proporcionar una solución técnica por medio del diseño de los sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario, de la comunidad.

INTRODUCCIÓN

En todo proceso de transformación encaminado a mejorar el nivel de vida de los habitantes de determinada región, juegan un papel importante las políticas de desarrollo, que tienen por objeto promover un cambio positivo en el modo de vida de los pueblos. Entre los proyectos que contribuyen a realizar dichos cambios en las comunidades, están aquellos destinados a satisfacer las necesidades básicas de cada uno de sus pobladores.

Los sistemas de abastecimiento de agua potable, son un elemento vital en la vida del hombre, tanto para su desarrollo individual como colectivo, debido a que la escasez o falta de ésta puede provocar problemas de salubridad en una comunidad, problemas de desarrollo industrial e incluso afectar la apariencia estética de la localidad. De aquí que cada comunidad debe tener un abastecimiento de agua potable en cantidad suficiente y en calidad adecuada.

En todo lugar o población dotados de agua potable, se requiere de un sistema de evacuación de aguas negras, ya que la falta de ésta produce una alteración en los sistemas ambientales, tanto al edáfico como al hídrico, siendo responsables de una serie de enfermedades parasitarias. Por su parte la Ingeniería Sanitaria indica que el saneamiento básico es un factor necesario para la prevención de estos males.

El presente trabajo de graduación, presenta el diseño de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario, para la aldea Caliaj, municipio de Tecpán Guatemala, Chimaltenango, en respuesta a las diferentes circunstancias expuestas en los párrafos anteriores, seleccionados con base a una evaluación y priorización de necesidades de dicha comunidad.

1.1.1.2 Límites y colindancias

Limita al norte con el caserío el Sucún (Tecpán Guatemala), al sureste con la aldea Xejavi (Tecpán Guatemala), al suroeste con la aldea el tablón (Tecpán Guatemala), y al oeste con la aldea Caliaj de San Andrés Semetabaj, Sololá.

1.1.1.3 Clima y zona de vida

La estación meteorológica más cercana es llamada “El Tablón” ubicada en la latitud 14°38’35”, longitud 91°08’26”, municipio de San Andrés Semetabaj, Sololá.

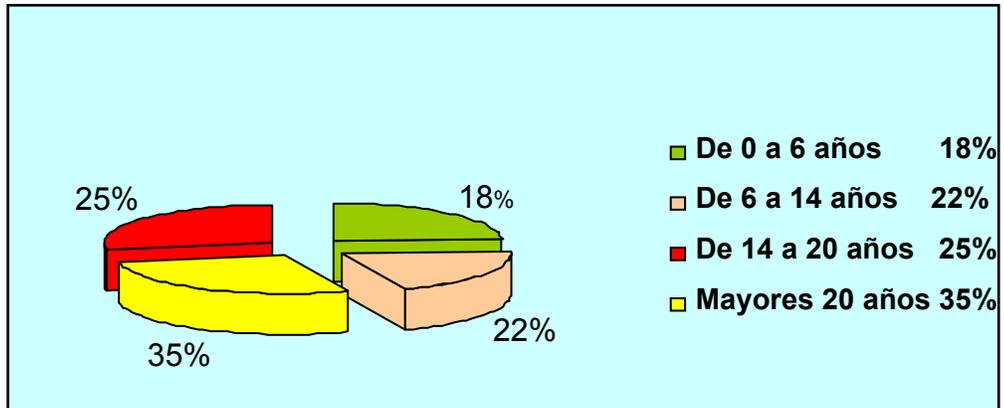
El clima se puede considerar como frío, la comunidad se ubica en una zona de bosque montano bajo húmedo según la clasificación de Holdrige, con precipitaciones medias entre 1200 a 2000 mm por año, aunque esto ha venido cambiando por el desorden climático global.

1.1.1.4 Población actual

Actualmente, la aldea se compone de 159 familias, haciendo un total de 875 habitantes, con un promedio de 6 personas/familia.

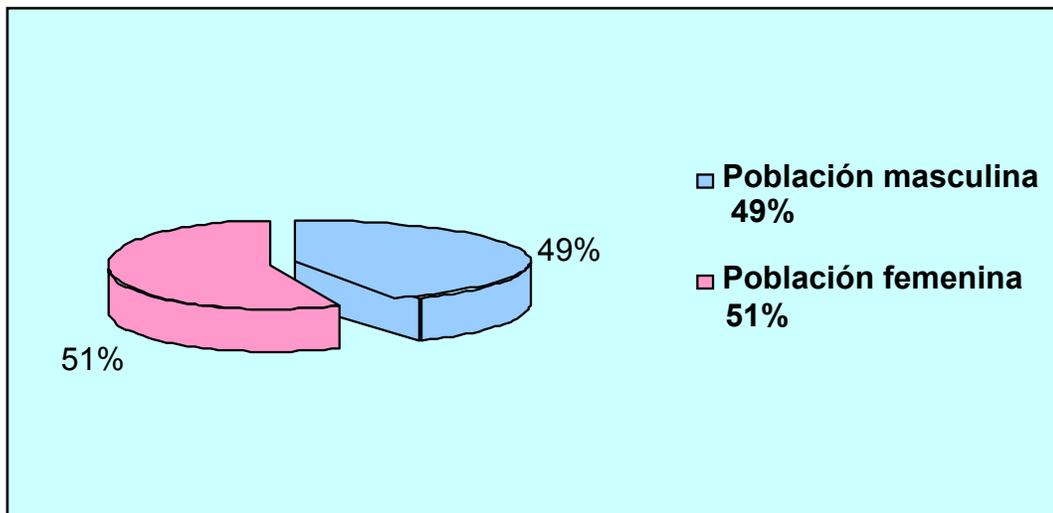
El 18 por ciento de la población son niños de hasta 6 años; el 22 por ciento son adolescentes de hasta 14 años, lo cual evidencia que la población infantil es del 40 por ciento, el 25 por ciento son jóvenes de hasta 20 años, y el 35 por ciento son adultos mayores de 20 años. Estos datos fueron tabulados con base a una encuesta sanitaria realizada en el lugar en el mes de noviembre de 2007, y comparadas con el censo poblacional de esta aldea, realizado por la encargada del puesto de salud.

Figura 2. Población de acuerdo a edades



De acuerdo al género: la población masculina es del 49 por ciento y la femenina 51 por ciento.

Figura 3. Población de acuerdo a género



1.1.1.5 Topografía y suelo

La topografía es plana y quebrada. Tiene una extensión territorial de aproximadamente 8 kilómetros cuadrados, la mayor parte es cultivada.

1.1.1.6 Idioma

El idioma materno de los habitantes de la comunidad es el cakchiquel, el 70 por ciento también habla el idioma español y el resto solo habla el español.

1.1.1.7 Tipología de las viviendas

Las viviendas están construidas en un 55 por ciento con paredes de mampostería de block, un 8 por ciento de adobe y un 37 por ciento de madera y bajareque; las cubiertas de los techos están distribuidas así: 95 por ciento de lámina galvanizada, 3 por ciento de losa de concreto reforzado y un 2 por ciento de teja; los pisos: 72 por ciento de torta de concreto, 26 por ciento de tierra apisonada y el 2 por ciento de baldosa o piso de granito.

1.1.1.8 Condiciones sanitarias

La aldea Caliaj es una de las afectadas en el municipio de Tecpán Guatemala, en cuanto a sanidad ambiental, ya que no cuenta con servicios básicos ni de infraestructura que se requiere para mantener un buen nivel de vida. Entre los servicios ausentes está el de un sistema de recolección de aguas residuales, motivo por el cual la mayoría de las familias de la comunidad descargan las aguas negras a flor de tierra, el resto en pozos de absorción que están contruidos sin considerar las normas mínimas de saneamiento, ésta situación genera contaminación y proliferación de insectos, enfermedades de infección gastrointestinal y otras en la comunidad, en especial a niños y ancianos.

1.1.2 Aspecto de infraestructura

1.1.2.1 Vías de acceso

La vía más rápida para llegar a la aldea, desde la ciudad de Guatemala es la siguiente: se recorren 128 kilómetros sobre la carretera CA-1 y 5 kms de terracería, con regular estado en verano y dificultades para transitar en invierno. A nivel de departamento, dista de la cabecera 72 kms de asfalto y 5 kms de terracería y de Tecpán Guatemala a la aldea dista de 52 kms de asfalto y 5 kms de terracería, aunque también existe una vía alterna de la cabecera municipal hacia la aldea, de 22 kms de terracería con dificultad de tránsito en invierno.

1.1.2.2 Servicios públicos

La aldea cuenta con los siguientes servicios: energía eléctrica, un puesto de salud, una escuela donde se imparte clases del nivel pre-primario y primario, iglesia católica, iglesias evangélicas, teléfonos celulares, pero el servicio de agua potable hace muchos años que finalizó su período de diseño, manteniendo un mal servicio a la población, agudizándose este problema día a día.

Para la disposición de excretas, el 95 por ciento de las familias utilizan letrinas y el 5 por ciento con otro medio inadecuado de disposición. La basura producida es vertida en terrenos de las mismas viviendas. Evidentemente no se cuenta con una red de alcantarillado sanitario y un sistema de tratamiento de desechos sólidos, motivo por el cual se mantiene un nivel de salubridad alarmante.

1.1.3 Aspecto socioeconómico

1.1.3.1 Origen de la comunidad

No se tienen datos precisos sobre la fundación de la aldea Caliaj, pero según pobladores de la región, se debió a la división que se tuvo de la aldea Caliaj del municipio de San Andrés Semetabaj, Sololá.

1.1.3.2 Actividades económicas y productivas

El 95% se dedica netamente a actividades agrícolas como el cultivo de: maíz, frijol y algunas hortalizas. El otro 5% se dedica a actividades no agrícolas y en algunos casos emigran a otros lugares, en busca de mejores ingresos económicos.

Las familias no pudieron precisar sus ingresos mensuales, se calcula que giran alrededor de los Q 800.00 a Q 1,100.00 por familia.

Los ingresos familiares se complementan con otros ingresos, obtenidos por la crianza de animales domésticos y de algunas remesas familiares del extranjero.

1.1.3.3 Etnia, religión y costumbres

El 95 por ciento de sus pobladores son indígenas pertenecientes a la etnia cakchiquel y el 5 por ciento es ladino.

Se practica la religión católica en un 40 por ciento y un 60 por ciento la religión protestante. Además dicha aldea cuenta con sus propias iglesias, una

católica y cinco evangélicas, lo que les beneficia grandemente porque no tienen que movilizarse hacia otras aldeas para asistir a ellas.

De las tradiciones se citan: las posadas y procesiones del Niño Dios de Navidad, la visita a los muertos el uno y dos de noviembre, para llevar flores y coronas.

1.1.3.4 Educación

En los últimos años se ha ido incrementando levemente el número de niños en la escuela, que de hecho son datos muy alentadores para nuestra sociedad, ya que esto contribuye al desarrollo local y por ende de nuestro país. En la siguiente tabla se describe el nivel de escolaridad, en porcentaje del total de la niñez y juventud por género, según la encuesta realizada y comparadas con datos proporcionados por el director del establecimiento educativo de la localidad.

Tabla I. Nivel de escolaridad de la niñez y juventud

NIVEL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL
Primario	284	296	580
Ciclo básico	32	38	70
Ciclo diversificado	3	5	8

1.1.3.5 Organización comunitaria

En la aldea funciona el Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE), representado por una directiva. La función principal de ésta directiva es promover el desarrollo local, entidad apropiada para buscar fuentes de financiamiento, para llevar a cabo proyectos de infraestructura.

1.2 Diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Caliaj

1.2.1 Descripción de las necesidades

A través de una encuesta sanitaria realizada y entrevistas con autoridades y líderes de la aldea, se determinaron las siguientes necesidades:

- Sistema de abastecimiento de agua potable: actualmente no cuenta con un sistema adecuado, eficiente y capaz de satisfacer las necesidades de toda la comunidad, debido que ha finalizado su período de diseño.
- Sistema de alcantarillado sanitario: la carencia de un sistema apropiado para disposición de aguas servidas, crea alteraciones y problemas de distinta índole.
- Áreas deportivas: se busca proporcionar sitios recreativos y así fomentar el deporte en la niñez y la juventud.

1.2.2 Evaluación y priorización de las necesidades

Considerando los criterios tanto de las autoridades municipales como de los comités, se enumeran a continuación según el orden de prioridad asignado.

1. Sistema de abastecimiento de agua potable
2. Sistema de alcantarillado sanitario
3. Construcción de áreas deportivas
4. Compra de un predio para hacer un salón de usos múltiples

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Caliaj

2.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en un sistema de abastecimiento de agua potable, el cual debido a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, así como de la topografía del lugar, será por gravedad, la cual abastecerá a 159 viviendas; también hay que agregar lo que son: iglesias, escuela y puesto de salud.

Incluye: captación típica, línea de conducción, tanque de distribución y red de distribución. El planteamiento general es aprovechar el 100 por ciento del caudal de la fuente, ya que en la actualidad no se está aprovechando en su totalidad. De esta manera se podrá aprovechar el recurso hídrico en actividades domésticas y otras muy importantes en la comunidad.

El proyecto beneficiará a 159 viviendas actuales, con un total de 875 habitantes. Con el fin de facilitar el diseño, el proyecto se dividió en tres ramales: el ramal principal o eje central abastece a 112 viviendas, el segundo ramal abastece a 20 viviendas, y el tercer ramal abastece a 57 viviendas.

A continuación, se ilustra una tabla con los elementos que integran el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Caliaj.

Tabla II. Elementos que integran el proyecto

Unidad	Cantidad	Descripción
Unidad	1	Tanque de captación
Unidad	1	Tanque de almacenamiento 80 m ³
ML	5600	Línea de conducción
ML	5656	Red de distribución
Unidad	4	Caja de válvula de limpieza
Unidad	5	Caja de válvula de aire
Unidad	169	Conexiones prediales

2.1.2 Aforos, dotación y tipo de servicio

En la finca Santa Elena existe una fuente de agua de brote definido en ladera, en la cual se captará el vital líquido en su totalidad y se conducirá por gravedad a las viviendas de la aldea Caliaj.

El aforo de la fuente se realizó por el método volumétrico, obteniendo un caudal total de 9.23 l/s, realizándose éste el 22 de noviembre de 2007. El caudal de la fuente no presenta variación, según los pobladores de la aldea, lo cual afirman que se mantiene constante en cualquier época del año.

De acuerdo con las normas y debido a que la comunidad tiene un clima frío y por el tipo de actividad de los habitantes de la comunidad, se decidió adoptar una dotación (D) de 120 lt/hab/ día. En acueductos rurales la dotación es únicamente para el consumo doméstico, teniendo cuidado que la población consuma la cantidad de agua prevista, de lo contrario el período de diseño se acorta.

El tipo de servicio será por conexiones prediales, y de acuerdo con la producción de la fuente, es el tipo de servicio más adecuado y factible.

2.1.3 Tasa de crecimiento poblacional

Según los datos de población del Instituto Nacional de Estadística, obtenido del censo de 2002, además de parámetros utilizados en la Oficina de Planificación Municipal de Tecpán Guatemala, Chimaltenango, la tasa de crecimiento asignada es del 3.00%.

2.1.4 Período de diseño, población futura

Se entiende como período de diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, al tiempo comprendido entre la puesta en servicio y el momento en el que sobrepase las condiciones establecidas en el diseño. Con base a las normas establecidas, todas las partes del proyecto fueron diseñadas para un período de 21 años.

Para el cálculo de la población futura, se utilizó la población total actual para verificar si el caudal de aforo, satisface la demanda de agua requerida por esta comunidad. Para su cálculo se aplicó el método de crecimiento geométrico, según la fórmula siguiente:

$$P_f = P_o * (1 + r/100)^n$$

Donde:

P_f = población futura

P_o = población actual según censo realizado en el E.P.S. = 875 hab

r = tasa de crecimiento poblacional (%)	= 3.00%
n = período de diseño	= 21 años

Sustituyendo valores:

$$P_f = 875 * (1 + 0.0300)^{21}$$

$$P_f = 1,628 \text{ habitantes}$$

2.1.5 Factores de consumo y caudales

En un sistema público de abastecimiento de agua, el consumo es afectado por una serie de factores que varían en función del tiempo, las costumbres de la región, las condiciones climáticas, las condiciones económicas, etc.

Durante el día, el caudal dado por una red pública varía continuamente, en horas diurnas, supera el valor medio, alcanzando valores máximos alrededor del medio día y los valores mínimos en las primeras horas de la madrugada.

La aplicación de estos factores de seguridad, garantizan el buen funcionamiento del sistema en cualquier época del año, bajo cualquier condición, el cual se describen a continuación:

Factor de día máximo (FDM): se utiliza cuando no se cuenta con datos de consumo máximo diario. UNEPAR –INFOM recomienda lo siguiente:

Para poblaciones del área rural un FDM de 1.2 a 1.8

Para poblaciones urbanas un FDM de 1.8 a 2

Para el área metropolitana un FDM de 2 a 3

Para éste proyecto se utilizó un FDM de 1.8

Factor de hora máximo (FHM): depende de la población que se esté estudiando y de sus costumbres. UNEPAR –INFOM recomienda lo siguiente:

Para poblaciones del área rural un FHM de 1.8 a 2

Para poblaciones urbanas un FHM de 2 a 3

Para el área metropolitana un FHM de 3 a 4

Para éste proyecto se utilizó un FHM de 2.00

Factor de gasto: Es definido como el consumo de agua por vivienda. Con este factor, el caudal de hora máxima se puede distribuir en los tramos de tuberías que componen la red de distribución, según el número de viviendas que comprenden los tramos del proyecto a diseñar.

Factor de gasto (FG) = $Q_d(l/s)$ / Número de viviendas

2.1.5.1 Caudal medio diario (Q_m)

Es la cantidad de agua que va a consumir la población durante un día (24 horas), el cual se expresa también como el promedio de los consumos diarios en el período de un año.

Cuando no se conocen registros, generalmente se asume como el producto de la dotación por el número posible de usuarios al final del período de diseño, se calcula según la siguiente expresión:

$$Q_m = D * P / 86400$$

Donde:

Q_m = caudal medio en L/S

D = 120 l/Hab/día

P = número de habitantes futuros

Sustituyendo valores:

$$Q_m = \frac{(120\text{l/Hab/día})(1,628\text{Hab})}{86400} = 1.69 \text{ l/s}$$

2.1.5.2 Caudal máximo diario (Q_{md})

Se define como el máximo consumo de agua durante 24 horas, observado en el período de un año, es el que se utiliza para diseñar la línea de conducción, las cuales indican que:

$$Q_{md} = Q_m * FDM$$

Donde:

$$FDM = 1.8$$

Sustituyendo valores:

$$Q_{md} = 1.8 * 1.69 \text{ l/s} = 3.04 \text{ l/s}$$

2.1.5.3 Caudal máximo horario (Q_{mh})

El caudal máximo horario es aquel que se utiliza para diseñar la red de distribución. Se define como el máximo consumo de agua observado durante una hora del día en el período de un año, las cuales indican que:

$$Q_{mh} = Q_m * FHM$$

Donde:

$$Q_m = 1.69 \text{ l/s}$$

Para FHM se utilizó un factor de hora máxima de 2.00, el caudal máximo horario, será entonces:

$$Q_{mh} = 1.69 \text{ l/s} * 2.00 = 3.40 \text{ l/s}$$

2.1.6 Calidad de agua y sus normas

El agua potable debe llenar ciertas condiciones, tales como:

- a) Incolora en pequeñas cantidades o ligeramente azulada en grandes masas.
- b) Inodora, insípida y fresca.
- c) Aireada, sin sustancias en disolución y sobre todo sin materia orgánica.
- d) Libre de microorganismos que puedan ocasionar enfermedades.

Para el análisis del agua es indispensable realizar los siguientes exámenes:

2.1.6.1 Análisis bacteriológico

El examen bacteriológico se hace con el fin de establecer la probabilidad de contaminación del agua con organismos patógenos, el cual pueden transmitir enfermedades. Este examen se apoya en métodos estadísticos, los cuales determinan el número más probable de bacterias presentes.

Según los resultados de los exámenes de calidad de agua que se presenta en el anexo; desde el punto de vista bacteriológico, el agua es apta para el consumo humano, pero para su mayor confiabilidad, se hace necesario implementar una desinfección a base de hipoclorito de calcio, para aprovechar los efectos residuales del cloro. Con esto, se logrará una mayor seguridad, pues se disminuirán los riesgos de contaminación debidos a una inadecuada manipulación del agua.

2.1.6.2 Análisis físico químico

Este análisis determina las características físicas del agua tales como: el aspecto, el color, el olor, el sabor, su pH y su dureza. Para éste proyecto, como se mencionó anteriormente, el agua es apta para consumo humano dictaminado por el Ministerio de Salud Pública, el cual no fue necesario realizar el análisis físico químico.

2.1.7 Fórmulas, coeficientes y diámetros de tuberías

Para determinar las pérdidas de carga en la tubería, se aplica la fórmula de Hazen Williams, la cual está expresada por:

$$H_f = \frac{(1743.811) * (L) * (Q)^{1.85}}{(C)^{1.85} * (D)^{4.87}}$$

Donde:

H_f = pérdida de carga en metros

C = coeficiente de fricción interno (Para HG (C=100), y para PVC (C=150))

D = diámetro interno en pulgadas

L = longitud de diseño en metros

Q = caudal en litros por segundo

Conociendo la altura máxima disponible por perder, se toma como H_f, la cual permitirá encontrar el diámetro teórico necesario para la conducción del agua. Despejando el diámetro de la fórmula anterior, se tiene:

$$D = \left[\frac{1743.811141 \times L \times Q^{1.85}}{H_f \times C^{1.85}} \right]^{1/4.87}$$

Obteniendo el diámetro teórico, se procede a seleccionar el diámetro comercial superior y se calcula el H_f final.

2.1.8 Presiones y velocidades

El diseño hidráulico, se hará con base a la pérdida de presión del agua que corre a través de la tubería. Para comprender el mecanismo que se emplea se incluye los principales conceptos utilizados:

a) Presión estática en tuberías

Se produce cuando todo el líquido en la tubería y en el recipiente que la alimenta está en reposo. Es igual al peso específico del agua multiplicado por la altura a que se encuentra la superficie libre del agua en el recipiente.

La máxima presión estática que deben soportar una tubería de 160 PSI es de 90 mca, teóricamente puede soportar más pero por efectos de seguridad, si hay presiones mayores que la presente, es necesario colocar una caja rompe presión o tubería de PVC de 250 PSI.

En la red de distribución la presión estática, debe mantener entre 10 y 40 mca, ya que a mayores presiones fallan los empaques de válvulas y grifería; aunque en mucha de las regiones donde se ubican las comunidades, la topografía es irregular y se hace difícil mantener este rango, por lo que se podría considerar en casos extremos una presión dinámica mínima de 6 mca, partiendo del criterio que en una población rural, es difícil que se construyan edificios de altura considerable

b) Presión dinámica en la tubería

Cuando hay movimiento de agua, la presión estática modifica su valor, disminuyéndose por la resistencia o fricción de las paredes de la tubería, lo que era altura de carga estática y ahora se convierte en altura de presión más pequeña, debido al consumo de presión que se le llama pérdida de carga. La energía consumida o pérdida de carga, varía con respecto a la velocidad del agua y en proporción inversa al diámetro de la tubería.

La presión en un punto A, es la diferencia entre la cota piezométrica del punto A y la cota del terreno en ese punto.

c) Velocidades

En todo diseño hidráulico es necesario revisar la velocidad del líquido, para verificar si ésta se encuentra entre los límites recomendados.

Para diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable, según las normas de UNEPAR se consideran los siguientes límites:

- a) Para conducciones: Mínima = 0.40 m/seg y Máxima = 5.00 m/seg
- b) Para distribución: Mínima = 0.60 m/seg y Máxima = 5.00 m/seg

Para el diseño hidráulico de la línea de conducción, como se mencionó anteriormente, se desea aprovechar el 100 por ciento del caudal de la fuente, para lo cual se tomará como caudal de conducción el caudal de Q_{aforo} . La siguiente tabla describe todos los datos obtenidos para el diseño hidráulico del sistema.

Tabla III. Bases generales de diseño

Tipo de sistema	Gravedad
No. de conexiones+ iglesias y escuela	169
Población actual	875 hab.
Población futura	1628 hab.
Viviendas actuales	159 viviendas
Viviendas futuras	296 viviendas.
Período de diseño:	21 Años
Tasa de crecimiento:	3.00%
Dotación	120 l / h / d
Caudal medio	1.69 l / s
Caudal de conducción	9.23 l / s
Caudal de distribución	3.40 l / s
Factor día máximo	1.8
Factor hora máximo	2.00
Clase de tubería	PVC

Presión de trabajo	160 PSI y 250 PSI
Coeficiente hidráulico	150
Factor de almacenamiento	25%
Volumen de tanque*	80 m ³

* Según se especifica en la sección 2.1.10.3.1

2.1.9 Levantamiento topográfico

Los trabajos de topografía consistieron en el levantamiento de la línea de conducción, zona del tanque de almacenamiento, áreas de posibles obras de arte y la red de distribución. Los levantamientos topográficos para acueductos rurales contienen las dos acciones principales de la topografía los cuales son: planimetría y altimetría, los cuales pueden ser de 1er, 2do y 3er orden; esto dependiendo de las características del proyecto y las normas que el diseñador utilice.

En la realización de este proyecto se utilizó una topografía de segundo orden. Como equipo: un teodolito T2, dos plomadas, un estadal de madera de 4 metros, una almadana y machetes.

2.1.9.1 Planimetría

Está definida como el conjunto de trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte para su orientación. Tiene como objeto determinar la longitud del proyecto que se va a realizar, localizar los accidentes geográficos y todas aquellas características tanto naturales como no naturales, que puedan influir en el diseño del sistema, por ejemplo: calles, edificios, áreas de desarrollo futuro, carreteras, zanjones, ríos, cerros, etc.

En la medición de planimetría del proyecto se utilizó el método de conservación del azimut.

2.1.9.2 Altimetría

La altimetría se encarga de la medición de la diferencia de nivel o de elevación entre los diferentes puntos del terreno, las cuales representan las distancias verticales medidas a partir de un plano horizontal de referencia. En el presente trabajo la medición altimétrica se realizó aplicando taquimetría, los resultados se presentan en el plano topográfico del anexo.

2.1.10 Diseño hidráulico del sistema

2.1.10.1 Captación

Se define como las obras de artes o estructuras de obra civil adecuadas para la captación total o parcial de una fuente de abastecimiento, el cual puede ser: superficial, brote definido y galerías de infiltración; toda estas estructuras diseñadas bajo ciertas normas y reglamentos. La fuente de abastecimiento constituye el elemento primordial en el diseño de un acueducto y previo a cualquier paso debe definirse su tipo, cantidad, calidad y ubicación.

Para la toma de decisiones del tipo y forma de la estructura de captación a emplear, es importante conocer los tipos de fuentes de abastecimientos existentes. Para este proyecto la fuente existente es de brote definido en ladera, la obra de captación está conformada por lo siguiente: filtro de piedra y sello sanitario, caja de captación 1 [m³], caja de válvula de salida y dispositivo de desagüe y rebalse. Ver detalles en planos adjunto del anexo.

2.1.10.2 Línea de conducción

La línea de conducción es un conjunto de tuberías libres o forzadas (presión), que parten de las obras de captación al tanque de distribución. Para el diseño de una línea de conducción por gravedad, se deben tener los siguientes aspectos fundamentales:

- a) Capacidad suficiente para transportar el caudal de día máximo.
- b) La selección del diámetro y clase de la tubería que se empleará deberá ajustarse a la máxima economía.

A continuación se muestra el cálculo para el primer tramo, de la estación E-0 a la estación E-9.

a) Datos

E-0 = Caminamiento 0+000.00 Cota = 1000.00

E-9 = Caminamiento 0+197.97 Cota = 937.94

Q = 9.23 l/s

La longitud "L" de diseño, del caminamiento respectivo de estación 0 a estación 9, es de 197.97 m. Para los tramos siguientes es la diferencia del caminamiento superior y la inferior.

b) Cálculo de la carga disponible

La carga disponible es la diferencia de cota entre el nivel cero del agua y la altura en la cual terminará el diseño, se calcula de la siguiente manera:

$$H = C_o - C_f$$

Donde:

H = presión hidrostática

C_o = cota de inicio

C_f = cota final

Sustituyendo valores:

$$H = 1000.00 - 937.94 = 62.06 \text{ m.}$$

Debido a que el agua en el punto de la captación está a presión atmosférica, la presión en el punto de inicio es igual a cero.

c) Cálculo del diámetro teórico de la tubería

Para calcular el diámetro de la tubería, se aplica la fórmula de Hazen Williams ver inciso 2.1.7

Sustituyendo valores:

$$D = ((1743.811141 * 197.97 * 9.23^{1.852}) / (62.06 * 150^{1.852}))^{1/4.87} = 2.03'' \text{ (Plg)}$$

Se deben considerar las pérdidas por fricción, debiendo probar con diámetros superiores o inferiores de tubería, a manera de contrarrestar estas pérdidas y lograr mantener presiones adecuadas a lo largo del tramo que se está diseñando.

Los diferentes diámetros internos para tubería de PVC de 160, 250 y 315 PSI, se obtuvieron de las tablas de tuberías de PVC 1120 ASTM D 2241 SDR 26, 17 y 13.5 respectivamente, proporcionada por el fabricante Tubovinil.

Se tomó la decisión de usar tubería PVC con diámetro de 2 1/2", 160 PSI para el tramo de E-0 a E-9, para garantizar una presión adecuada.

d) Cálculo de las pérdidas por fricción

Una vez definido el diámetro interno de la tubería, se procede a calcular el valor real de la pérdida en este tramo; por medio de la ecuación de Hazen Williams.

Sustituyendo valores:

$$H_f = \frac{(1743.811) * (197.97) * (9.23)^{1.85}}{(150)^{1.85} * (2.655)^{4.87}} = 17.09m$$

e) Cálculo de la cota piezométrica

La cota piezométrica final del tramo, se calcula restando la cota piezométrica al inicio del tramo, menos la pérdida del tramo, por lo tanto; se calcula de la siguiente manera:

$$P_{If} = P_{Io} - H_f$$

Donde:

P_{If} = cota piezométrica final del tramo

P_{Io} = cota piezométrica al inicio del tramo

H_f = pérdida por fricción o pérdidas de carga

Sustituyendo valores:

$$P_{If} = 1000.00 - 17.09 = 982.91 \text{ m}$$

f) Cálculo de la presión hidrodinámica

La presión hidrodinámica al inicio de este tramo es cero, debido a la presión atmosférica, pero la presión hidrodinámica al final del tramo se calcula de la siguiente manera: cota piezométrica final menos la cota final del terreno.

$$P_{Df} = P_{If} - C_f$$

Donde:

P_{Df} = presión hidrodinámica al final del tramo

P_{If} = cota piezométrica al final del tramo

C_f = cota de terreno al final del tramo diseñado

Sustituyendo valores:

$$P_{Df} = 982.91 - 937.94 = 44.97 \text{ m}$$

g) Cálculo de la velocidad

Ésta viene expresada de la siguiente manera:

$$V = (1.974 * Q) / D^2$$

Donde:

V = velocidad del agua en metros por segundo.

Q = caudal en litros por segundo (L/S)

D = diámetro interno de la tubería en pulgadas

Sustituyendo valores:

$$V = (1.974 * 9.23) / 2.655^2 = 2.58 \text{ m/s} \rightarrow 0.40 < 2.58 \leq 5.00 \text{ m/seg si cumple}$$

Resumen de los cálculos hidráulicos del primer tramo

De	A	Dist. (mts)	Long. Tub. (mts)	Caudal Cond. (ft/seg)	Coef. Hazen W.	P. del Tubo (psi)	Diam. Diseño (plg)	Vel. m/s	[Hf] Mts.	Cota de Terreno	Cota Piez.	Pres. Dinám.	Pres. Estát.
0	9	197.97	197.97	9.23	150	160	2.655	2.58	17.09	937.94	982.91	44.97	62.06

En la tabla XIII del anexo, se presenta el cuadro resumen del cálculo hidráulico de la línea de conducción.

2.1.10.3 Tanque de almacenamiento

En todo sistema, incluyendo aquellos con abastecimiento por gravedad durante las 24 horas del día, debe diseñarse un tanque como mínimo, con las siguientes funciones.

- Compensar las demandas máximas horarias, esperadas en la red de distribución.
- Almacenar agua en horas de poco consumo, como reserva para contingencias.
- Almacenar cierta cantidad de agua para combatir incendios.
- Regular presiones en la red de distribución.
- Reserva suficiente, por eventual interrupción en la fuente de abastecimiento.

Las variaciones de consumo pueden ser establecidas utilizando la suma de variaciones horarias de consumo de una población, con iguales características a la localidad, cuando se dispone de una curva aplicada al caso estudiado. De lo contrario, el volumen de compensación en sistemas por

gravedad se adoptará del 25% al 35% del consumo medio diario y en sistemas por bombeo de 35% al 50%.

Cuando el suministro de agua puede considerarse seguro y continuo, en la cantidad prevista en el proyecto, se puede prescindir del volumen de reservas para contingencias, a fin de mantener bajo el costo inicial del sistema.

2.1.10.3.1 Cálculo del volumen

En los sistemas por gravedad se debe considerar un volumen de distribución o almacenamiento de 25% al 35% del caudal medio diario o el 25% del caudal máximo diario, según normas de diseño.

$$\text{Vol} = (\text{Qmd} * \% \text{almacenamiento} * 1\text{m}^3 * 86400\text{seg/día}) / 1000$$

Donde:

Vol = Volumen del tanque

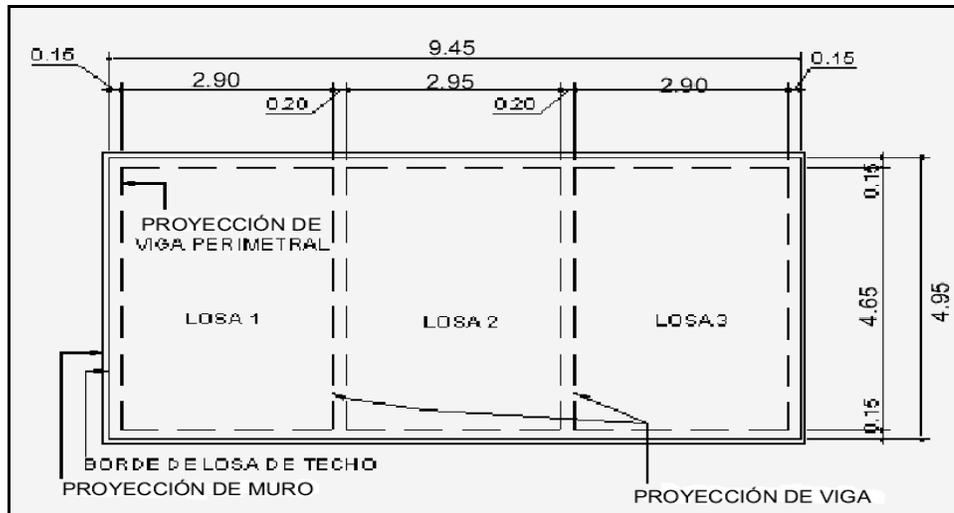
Qmd = Caudal medio diario

En este proyecto, se tomó un almacenamiento del 25% del caudal máximo diario, debido que hay suficiente caudal en la fuente.

$$\text{Vol} = ((3.40 * 25\% * 86400) / 1000) * 1.10 = 80.00 \text{ m}^3$$

Capacidad real = 80.00 m.³ (Ver detalle de tanque en planos)

Figura 5. Dimensiones del tanque (planta)



➤ **Diseño de la losa del tanque de distribución:**

Datos:

$a = 2.95$ Carga viva = 200 Kg/m^2 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $b = 4.65$ $\gamma_{\text{conc.}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$ S.C (sobre carga) = 89 Kg/m^2

Cálculo de espesor de losa:

$t = \text{perímetro}/180 = 15.20/180 = 0.084$ se adopta $t = 0.10 \text{ m}$

$m = a/b = 2.95/4.65 = 0.60.63 > 0.5 \rightarrow$ Losa en 2 sentidos

Cálculo del peso propio de la losa:

$$W_m = 2400 \times t + S.C$$

$$W_m = 2400 \times 0.10 + 89 = 329 \text{ kg/m}^2$$

Integración de cargas últimas:

$$CU = 1.7CV + 1.4CM$$

$$Cu = 1.7(200) + 1.4(329) = 800.60 \text{ kg/m}^2$$

El cálculo de momentos se realiza según el método 3 del ACI:

Para Losa 1=Losa 3

$$M(-)A = 626 \text{ Kg.} - \text{m}$$

$$M(+)A = 392 \text{ Kg.} - \text{m}$$

$$M(-)B = 0 \text{ Kg.} - \text{m}$$

$$M(+)B = 143 \text{ Kg.} - \text{m}$$

Para Losa 2

$$M(-)A = 606 \text{ Kg.} - \text{m}$$

$$M(+)A = 307 \text{ Kg.} - \text{m}$$

$$M(-)B = 0 \text{ Kg.} - \text{m}$$

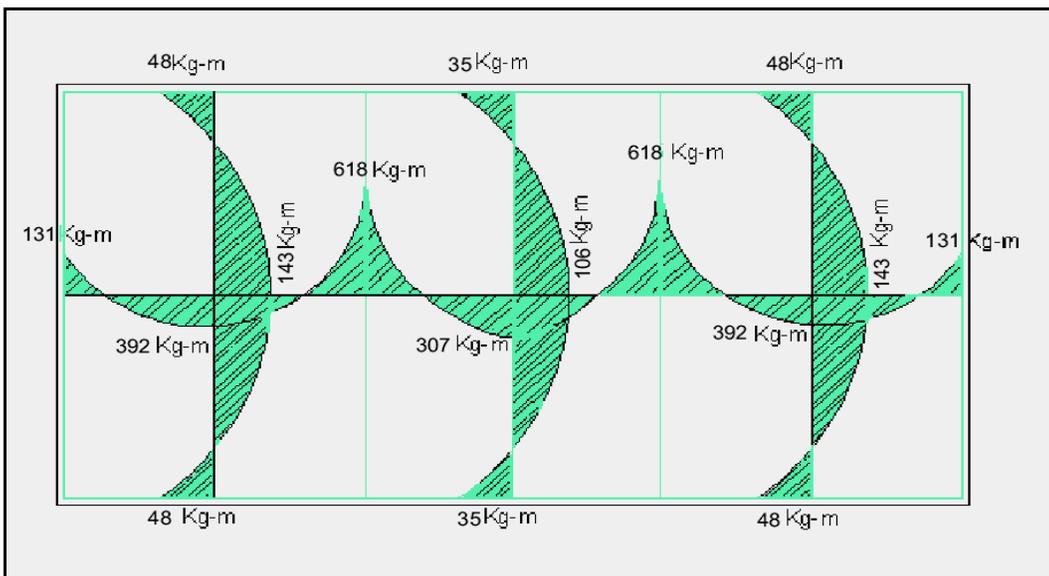
$$M(+)B = 106 \text{ Kg.} - \text{m}$$

Como $606 > 80\%(626) \rightarrow$

$$M_b = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

Momentos en los extremos discontinuos de las losas: 1/3 de los momentos al centro del claro y balance de los momentos en la unión de las tres losas, el diagrama de momentos, queda así:

Figura 6. Diagrama de momento último en losa



Cálculo de peralte efectivo de losa:

$$d = t - Rec - \frac{\phi}{2} = 10 - 2 - 0.5 = 7.5 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo requerido con los siguientes datos:

$$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad F'y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 7.5 \text{ cm}$$

$$As_{\min} = 40\% As_{\text{viga}} \times b \times d = 0.40 \left(\frac{14.1}{2810} \right) \times 100 \times 7.5 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$S_{\max} = 3 t = 3 (0.10) = 0.30 \text{ cm}$$

Armado para As_{\min} usando varillas No 3

$$1.51 \text{ cm}^2 \quad - \quad 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \quad - \quad S \quad \Rightarrow \quad S = 0.47 \text{ cm} > S_{\max}$$

Usar No. 3 @ 0.30 m

Calculando As_{\min} con $S = 0.30 \text{ cm}$

$$As_{\min} \quad - \quad 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \quad - \quad 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad As_{\min} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Momento que resiste el $As_{\min} = 2.36 \text{ cm}^2$

$$MAS_{\min} = 436.55 \text{ Kg} - m$$

Calculando As para momentos mayores al momento que resiste As_{\min}

$$Mu = 616 \text{ Kg} - m \quad \rightarrow \quad As = 3.36 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar No. 3@ 0.23 m}$$

$$\text{Para } Mu < MAS_{\min} \quad \rightarrow \quad \text{Usar No. 3@ 0.30 m}$$

$$A_{\text{temp}} = 0.002 \times 100 \times 10 = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar No. 3@ 0.30 m}$$

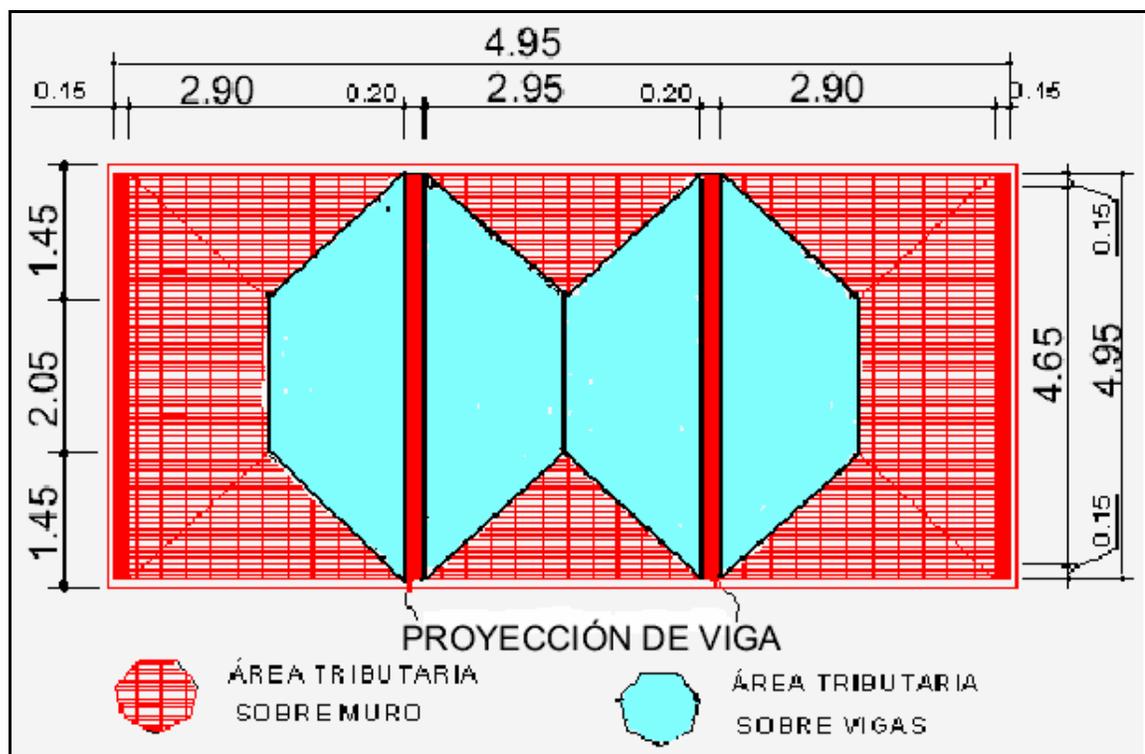
➤ **Diseño de viga de soporte de losas:**

Debido a la forma geométrica del tanque de distribución fue necesario incorporar en su estructura dos vigas que servirán de soporte de las losas. En la figura 7 se detalla el área tributaria sobre las vigas y el muro, luego integrando cargas y haciendo el respectivo análisis estructural sobre las vigas se obtuvieron los siguientes datos:

Datos:

b = 20cm	Carga viva = 200 Kg/m ²	f _c = 210 Kg/cm ²
d = 31cm	L = 4.95 m	S.C = 89 Kg/m ²
r = 4cm	M(+) = 4833.90 Kg-m	Vu = 3906.21Kg

Figura 7. Área tributaria sobre muro y vigas



Chequeando $\left(\frac{h}{b}\right)$ donde $1.5 \leq \left(\frac{h}{b}\right) \leq 3 \Rightarrow \left(\frac{35}{20}\right) = 1.75$

Límites de acero: antes de diseñar el acero longitudinal en la viga, se calculan los límites dentro de los cuales debe estar éste, según los criterios siguientes:

Fórmulas:

$$A_{S \min} = \rho_{\min} * b d \quad \text{donde} \quad \rho_{\min} = \frac{14.1}{f_y}$$

$$A_{S \max} = \rho_{\max} * b d \quad \text{donde} \quad \rho_{\max} = \phi * \rho_{bal} \quad \text{y} \quad \rho_{bal} = \frac{0.003 * E_s * 0.85^2 * f'_c}{f_y * (f_y + 0.003 * E_s)}$$

$\phi = 0.5$ en zona sísmica; $\phi = 0.75$ en zona no sísmica

Solución: $A_{S \min} = \frac{14.10 * 20 * 31}{2810} = 3.11 \text{ cm}^2$

$$\rho_{bal} = \frac{0.003 * E_s * 0.85^2 * f'_c}{f_y * (f_y + 0.003 * E_s)}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.003 * 2,100,000 * 0.85^2 * 210}{2810 * (2810 + 0.003 * 2,100,000)} = 0.0373 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \max} = \rho_{\max} * b d \quad \text{donde} \quad \rho_{\max} = \phi * \rho_{bal}$$

$$A_{S \max} = 0.50 * 0.0373 * 20 * 31 = 11.56 \text{ cm}^2$$

Donde: $A_{S \min} \leq A_{S \text{requerido}} \leq A_{S \max}$

Acero longitudinal: por medio de los momentos dados se procede a calcular las áreas de acero con la fórmula:

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

Sustituyendo datos:

Donde:

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 31 \text{ cm}$$

$$Mu = 4,833.90 \text{ kg-m}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{sc} = \left[20 * 31 - \sqrt{(20 * 31)^2 - \frac{4,833.90 * 20}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2,810} = 6.74 \text{ cm}^2$$

Requisitos sísmicos:

- a) En la cama superior, al centro colocar como mínimo, dos o más varillas corridas de acero, tomando el mayor de los siguientes valores:

$$33\% \text{ del } A_s \text{ calculada para el } M_{(+)} \Rightarrow 0.33 * (6.74) = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{colocar 2 No. 4} \quad \Rightarrow 2 * (1.27) = 2.54 \text{ cm}^2 \text{ corridos}$$

- b) En la cama inferior, al centro como mínimo, dos o más varillas corridas de acero, tomando el mayor de los siguientes valores:

$$50\% \text{ del } A_s \text{ calculada para el } M_{(+)} \rightarrow 0.50 * (6.74) = 3.37 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{colocar 2 varillas No. 5} \quad \Rightarrow 2 * (2) = 4.00 \text{ cm}^2 \text{ corridos}$$

$$A_{S(riel)} = A_{S_{total}} - A_{S_{min\ corrido}}$$

Sustituyendo datos:

$$A_{S(riel)} = 6 - 2 * (2) = 2cm^2$$

Usar 1 No 5 como bastón

$$\Rightarrow 1 * (2) = 2cm^2 = A_{S(riest)}$$

Acero transversal (estribos), el acero transversal se coloca por: armado, para mantener el refuerzo longitudinal en la posición deseada y para contrarrestar los esfuerzos de corte; esto último en caso de que la sección de concreto no fuera suficiente para cumplir esta función. El procedimiento a seguir es el siguiente:

Cálculo del corte resistente:

$$V_R = 0.85 * 0.53 (f_c)^{1/2} b d$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} 20 * 31 = 4047.58 \text{ Kg}$$

- **Comparar corte resistente con corte último:**

Si $V_R \geq V_U$ la viga necesita estribos sólo por armado

Si $V_R < V_U$ se diseñan estribos por corte

Para este caso $V_R > V_U$ (**4047.58 > 3906.21**) necesita estribos sólo por armado

→ $S_{máx} = d/2 = 31/2 = 15.5 \text{ cm}$ Usar No. 2 @ 15cm

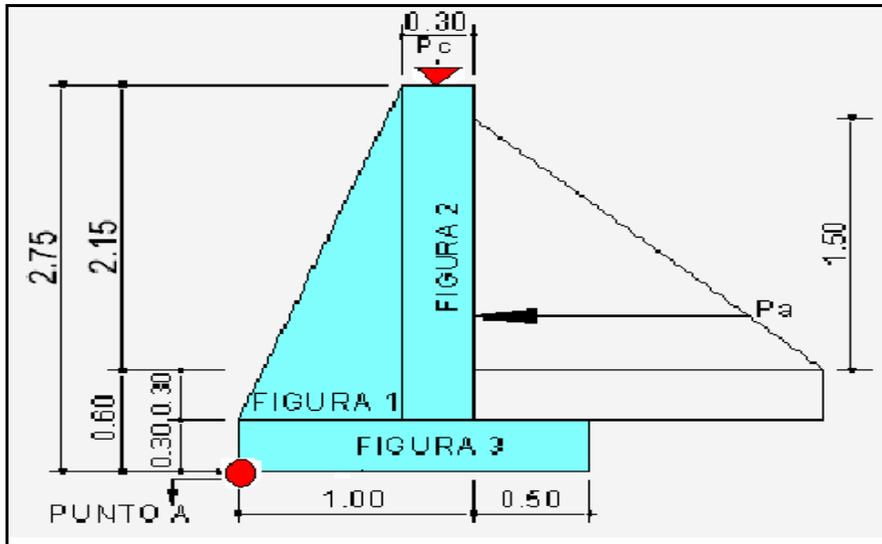
- ✓ **Diseño del muro del tanque**

Datos

- Ángulo de fricción interna (φ) = 30^0
- Peso específico del agua (δ_a) = 1000 Kg /m^3
- Peso específico del concreto (δ_c) = 2400 Kg /m^3

- Peso específico del concreto ciclópeo (δ_{cc}) = 2,500 Kg /m³
- Valor soporte del suelo (asumido) (V_s) = 15,000 Kg /m²

Figura 8. Diagrama de fuerzas actuantes sobre el muro



Determinación de la carga uniforme sobre el muro ($W_{\text{sobre - muro}}$)

$$W_{\text{sobre - muro}} = \text{Peso del área tributaria de la losa} + \text{Peso de viga perimetral} \\ + \text{Peso de vigas de soporte}$$

- **Peso del área tributaria de la losa sobre el muro (W_{At})**

$$W_{At} = CU * At$$

Donde:

CU = Integración de carga última

At = Área tributaria de la losa sobre el muro

De la figura 7 se obtiene:

$$At = 3 * 1/2bh = 3 * (0.5 * 2.95 * 1.55) = 6.86 \text{ m}^2$$

Sustituyendo valores:

$$W_{at} = 800.6 * 6.86 = 5492.12 \text{ Kg}$$

• **Peso de viga perimetral ($W_{\text{viga-perimetral}}$)**

$$W_{\text{viga-perimetral}} = (\text{Volumen de viga perimetral} * \delta_c) * 1.4$$

Sustituyendo valores:

$$W_{\text{viga-perimetral}} = (2400 * 0.20 * .15 * 9.15) * 1.4 = 922.32 \text{ Kg}$$

• **Peso de viga de soporte ($W_{\text{viga-soporte}}$)**

$$W_{\text{viga-soporte}} = (CU * A_t \text{ de la losa sobre viga-soporte}) + (\text{Volumen de viga de soporte} * \delta_c) * 1.4$$

Sustituyendo valores:

$$W_{\text{viga-soporte}} = 8.55 * 800.6 + (2400 * .20 * .35 * 4.65) * 1.4 = 7,938.81 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{sobre-muro}} = 5492.12 + 922.32 + 7938.81 = 14,353.25 \text{ Kg}$$

El peso total para un metro unitario de muro es:

$$W_{\text{metro unitario de muro}} = W_{\text{sobre-muro}} / l_{\text{demuro}} = 14353.25 / 9.45 = 1,518.86 \text{ kg/ml}$$

Considerando W como carga puntual (**Pc**)

$$P_c = 1518.86 \text{ Kg/m} * 1\text{m} = 1518.86 \text{ Kg}$$

El momento que ejerce la carga puntual respecto del punto A es:

$$M_c = 1518.86 \text{ Kg} * (0.7 + (0.3/2)) = 1,291.03 \text{ Kg-m}$$

Fuerza activa (F_a)

$$F_a = 1000 \text{ kg/m}^3 * 1.95^2 / 2 = 1,901.25 \text{ Kg}$$

Momento de volteo respecto del punto A es:

$$Mact = Fa \cdot H/3 = 1901.25 \cdot ((1.95/3) + 0.6) = 2,376.56 \text{ Kg-m}$$

Tabla IV. Cálculo de momento respecto al punto A

Fig.	$y \cdot \text{Área} = W \text{ (Kg)}$	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
1	$2.5 \cdot (0.5 \cdot 0.70 \cdot 2.45) = 2,143.75$	$2/3 \cdot 0.70 = 0.47$	1,007.56
2	$2.5 \cdot (0.30 \cdot 2.45) = 1,187.50$	$0.70 + (0.30)/2 = 0.85$	1,561.88
3	$2.5 \cdot (0.30 \cdot 1.50) = 1,125$	$1.50/2 = 0.75$	843.75
	$\Sigma WR = 5,106.25$		$\Sigma MR = 3,413.19$

Carga total (WT) = Pc + WR

$$Wt = 1518.86 + 5106.25 = 6625.11 \text{ Kg.}$$

Verificación de la estabilidad contra el volteo ($Fsv > 1.5$)

$$Fsv = (MR + MC) / Mact = (3413.19 + 1291.03) / 2376.56 = 1.98 > 1.5$$

Verificación de la estabilidad contra el deslizamiento ($Fsd > 1.5$)

$$Fd = WT \cdot \text{Coeficiente de fricción}$$

$$Fd = 6625.11 \cdot 0.9 \cdot \text{tg}(30^\circ) = 3442.51 \text{ Kg}$$

$$Fsd = Fd / Fa = 3442.51 \text{ Kg} / 1901.25 \text{ Kg} = 1.81 > 1.5$$

Verificación de la presión bajo la base del muro, $P_{max} < V_s$ y $P_{min} > 0$

donde la excentricidad (ex) = Base/2 - a

$$a = (MR + MC - Mact) / WT \quad \rightarrow \quad (3413.19 + 1291.03 - 2376.56) / 6625.11 = 0.35$$

$$ex = (B/2) - a = (1.5/2) - 0.35 = 0.40$$

Módulo de sección (Sx)

$$Sx = 1/6 * Base^2 * Long = 1/6 * 1.5^2 * 1 = 0.38 \text{ m}^3$$

La presión es:

$$P_{max} = Wt/A + Wt * ex/Sx = 6625.11/(1.5 * 1) + 6625.11 * .40/0.38$$

$$P_{max} = 11,390.54 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{max} = 11,390.54 \text{ Kg/m}^2 < 15,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{min} = 2,557.06 \text{ Kg/m}^2 > 0$$

2.1.10.4 Red de distribución

Para diseñar la red de distribución, se utilizó el método de redes abiertas debido a que las viviendas se encuentran dispersas; se tomará en cuenta que el análisis de redes abiertas, es similar al de la conducción de la sección 2.1.10.2, por lo que en esta sección solo se especificará el resumen del cálculo de un ramal ya que el procedimiento es el mismo.

De	A	Dist. (mts)	Long. Tub. (mts)	Caudal Dist. (lt/seg)	Coef. Hazen W.	P. del Tubo (psi)	Diam. Diseño (plg)	Vel. m/s	[Hf] mts.	Cota de Terreno	Cota Piez.	Pres. Dinám.	Pres. Estát.
89	90	81.87	84	3.35	150	160	2 ½"	0.94	1.08	713.77	739.77	26	27.09

En la tabla XIII del anexo, se presenta el resumen completo de la red de distribución.

Teniendo en cuenta para el diseño las siguientes consideraciones:

- a) El diseño se hará utilizando el caudal máximo horario (Q_{mh}), con su respectivo factor hora máximo, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el período de diseño.
- b) Para el chequeo de redes, debe tomarse en cuenta lo siguiente:

1. El caudal que entra es igual al caudal que sale, en cada nudo.
2. La presión dinámica estará entre 10 y 40 mca. excepto en puntos donde exista poco desnivel, se puede tener un mínimo de 6 mca.
3. Caudal unitario de vivienda = $Q_{mh} / \text{No. viviendas}$
4. Presión mínima en los nudos 10 mca
5. Caudal instantáneo = $K = \sqrt{n-1}$; donde $k = 0.15$ si $n \leq 55$,
 $k = 0.20$ si $n \geq 55$, y $n =$ número de viviendas en cada tramo.

Considerado el número de viviendas a abastecer en cada ramal, se calcula el caudal de consumo y el caudal instantáneo, utilizando el mayor de los dos y mediante el criterio de continuidad, se determina el caudal de distribución en cada punto. Ver cuadro resumen del cálculo hidráulico en la tabla XIV del anexo.

2.1.10.5 Sistema de desinfección

Se utilizará un alimentador automático de tricloro, instalado en serie con la tubería de conducción, a la entrada del tanque de distribución.

La cantidad de litros que se tratarán a través del sistema, será el caudal de conducción durante un día. Este caudal es de 3.40 lts/seg, haciendo un total de 293,760 litros diarios.

Las tabletas de tricloro son una forma de presentación del cloro: pastillas de 200 gramos de peso, 3 pulgadas de diámetro, por 1 pulgada de espesor, con una solución de cloro al 90% y 10% de estabilizador. La velocidad a la que se disuelve, es de 15 gramos en 24 horas. Para determinar la cantidad de tabletas al mes, para clorar el caudal de conducción, se hace mediante la fórmula para hipocloritos:

$$G = \frac{C * M * D}{\%CL}$$

Donde:

G= Gramos de tricloro

C= Miligramos por litro deseados

M= Litros de agua a tratarse por día

D= Número de días

%CL= Concentración de cloro

La cantidad de gramos de tricloro oscila entre 0.07% y 0.15%, éste depende del caudal a tratar, para este proyecto (3.40 lts/seg = 293,760lts/día) se utilizará un valor del 0.1%, por lo que se tiene:

$$G = (0.001 * 293,760 \text{ lts/día} * 30 \text{ días}) / 0.9$$

$$G = 9,792 \text{ gramos}$$

$$\text{Cantidad tabletas} = 9,792 \text{ grs} / 200 \text{ grs} = 48.96 \text{ tabletas/mes}$$

Lo cual significa que se necesitan 50 tabletas mensuales.

2.1.10.6 Obras de arte

2.1.10.6.1 Válvulas de limpieza

Son aquellas que se usan para extraer todos los sedimentos que se pueden acumular en los puntos bajos de las tuberías, se deben colocar únicamente en la línea de conducción ya que en la red de distribución, los grifos realizan esta función.

La ubicación de las válvulas de limpieza se detalla en los planos ver anexo.

2.1.10.6.2 Válvulas de aire

Las líneas por gravedad tienen tendencias a acumular aire en los puntos altos. Cuando se tienen presiones altas, el aire tiende a disolverse y continúa en la tubería hasta que es expulsado, pero en los puntos altos de relativa baja presión, el aire no se disuelve creando bolsas que reducen el área útil de la tubería. La acumulación de aire en los puntos altos, provoca una reducción del área de flujo del agua y consecuentemente se produce un aumento de las pérdidas y una disminución del caudal. A fin de prevenir este fenómeno, deben utilizarse válvulas ubicadas en todos los puntos altos, que permitirán la expulsión de aire y la circulación del caudal deseado. En el siguiente proyecto se utilizaron válvulas de $\frac{3}{4}$ pulgada, para el cual fueron un total de cinco, ver plano en el anexo.

2.1.10.6.3 Conexiones domiciliarias

Estas se construirán inmediatas al cerco de las propiedades, con el objetivo de que el costo de las conexiones sea lo más bajo posible, debido a la variación de estas longitudes y para efectos de presupuesto, se asignaron tres tubos de PVC de $\frac{1}{2}$ " por cada conexión domiciliar, cada conexión esta compuesta además por: chorro de $\frac{1}{2}$ ", codos de 90° , llave de paso, etc.

2.1.10.6.4 Caja rompe presión

La caja disipa la presión en el instante en que el agua tiene contacto con la atmósfera y disminuye su velocidad, al haber un cambio drástico de sección hidráulica. Rompe o alivia la presión en la línea de conducción o red de distribución, en este caso es en la línea de conducción. Para este proyecto solo se colocara una caja rompe presión, ver plano en el anexo.

2.1.11 Administración, operación y mantenimiento

Esta etapa es de suma importancia y debe considerarse prioritaria, ya que ningún sistema de agua potable puede funcionar por si mismo, ni funcionar de manera adecuada si se opera de manera inadecuada; por otra parte su mantenimiento es indispensable. Por tal razón se pretende que funcione un comité para resolver de manera inmediata, la mayoría de los problemas técnicos, operativos y administrativos, que se presenten durante el servicio del sistema de agua potable.

➤ Administración

El comité debidamente organizado, es el encargado de velar por el uso adecuado del sistema y de racionar equitativamente el suministro, en caso de emergencia. Así mismo debe dirigir al encargado del mantenimiento preventivo y correctivo del sistema e implementar los mecanismos de seguridad adecuados, que estén a su alcance para evitar actos de vandalismo contra el sistema y perjuicio de los usuarios.

El comité debe efectuar el cobro de la tarifa, en la fecha estipulada; dicha tarifa incluye ingresos para cubrir gastos administrativos, reparaciones, cambios y mejoras en el sistema. Además tiene a su cargo llevar el registro de los usuarios conectados al sistema y otorgar nuevos derechos de conexión, sin rebasar la capacidad del sistema, para ello debe elaborarse un reglamento interno, esta actividad se recomienda que sea supervisada por la comunidad.

Para que la administración sea funcional, la comunidad tiene que estar en completo acuerdo con los diferentes elementos que intervienen o que componen la misma, por lo que el comité, debe fijar la tarifa y los reglamentos sobre el uso del agua, dicho acuerdo debe avalarse en una asamblea comunitaria.

➤ Operación y mantenimiento

El encargado del funcionamiento, debe ser un fontanero asalariado, que realizará inspecciones periódicas a todos los componentes físicos del sistema, para garantizar su funcionamiento.

Entre las actividades más comunes del fontanero están: detectar posibles fugas, efectuar reparaciones necesarias, alimentación y limpieza del sistema de desinfección, mantener limpia las unidades de maleza y velar por el buen funcionamiento de todas las obras complementarias.

2.1.12 Propuesta de tarifa

Un sistema de agua potable no es solamente la fase de construcción, se le debe dar una operación y un mantenimiento adecuado, para garantizar la sostenibilidad del mismo durante el período para el que a sido diseñado. Esto implica que es necesario contar con recursos suficientes para operar el sistema, darle un mantenimiento preventivo y cuando así lo amerita también correctivo; dichos recursos sólo pueden obtenerse a través del pago mensual de una tarifa que cada una de las viviendas deberá cancelar.

Costo de operación (O)

Representa el pago mensual al fontanero por revisión de tubería, conexiones domiciliarias, mantenimiento y operación de los sistemas de desinfección. Estimando que recorrerá 3 kilómetros de línea, revisará 20 conexiones, atendiendo el cuidado y limpieza. Además se contempla un factor que representa las prestaciones. Por lo que se tiene:

$$O = 1.43 * \left[\frac{L_{\text{tubería}} * \text{jornal}}{L_{\text{tubería}/\text{mes}}} + \frac{\#_{\text{conexiones}} * \text{jornal}}{20_{\text{conexiones}/\text{mes}}} + \frac{\text{Mantenimiento} * \text{Jornal}}{30_{\text{días}/\text{mes}}} \right]$$

$$O = 1.43 * ((11.244 \text{ Km} * Q40) / 3 \text{ Km}) + (159 * Q40) / 20 + (Q40 / 30) = Q671.03 / \text{mes}$$

Costo de mantenimiento (M)

Este costo se utilizará para la compra de materiales del proyecto cuando sea necesario mejorar o sustituir los que estén instalados. Se estima como el 4 por millar del costo total del proyecto presupuestado, dentro del período de diseño.

$$M = (0.004 * \text{Costo proyecto}) / 21 = (0.004 * Q1,109,983.28) / 21 = Q211.43 / \text{mes}$$

Costo de tratamiento (T)

Este será el que se requiere para la compra y mantenimiento del método de desinfección, gasto mensual.

$$T = \text{Costo tableta en gramos} * \text{Numero de tabletas a utilizar en un mes}$$

$$T = Q10.00 / \text{tableta} * 50 \text{ tabletas} = Q500.00 / \text{mes}$$

Costo de administración (A)

Representa el fondo que servirá para gastos de papelería, sellos, viáticos, etc. Se estima un 15% de la suma de los anteriores.

$$A = 0.15 * (O + M + T) = 0.15 * (Q671.03 + 211.43 + Q500.00) = Q207.37 / \text{mes}$$

Costo de reserva (R)

Cantidad de dinero dedicada a cualquier imprevisto que afecte al proyecto. Será del 12% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$R = 0.12 * (O + M + T) = 0.12 * (Q671.03 + 211.43 + Q500.00) = Q165.89 / \text{mes}$$

Cálculo de tarifa propuesta (TAR)

$$\text{TAR} = (\text{O} + \text{M} + \text{T} + \text{Admón.} + \text{R}) / (\text{No. Viviendas})$$

$$\text{TAR} = (\text{Q}671.03 + 211.43 + 500.00 + 207.37 + 165.89) / 159 = \text{Q}11.04$$

Se propone una tarifa mínima de Q12.00 por servicio mensual. Este es un valor accesible para la población, de acuerdo a un sondeo que se realizó dentro de los usuarios.

2.1.13 Elaboración de planos

Los planos constructivos para el sistema de abastecimiento de agua potable se presentan en el anexo, están conformados por: planta de conjunto, planta y perfil de línea de conducción y red de distribución, tanque de captación, detalles generales y estructurales de tanque de distribución.

2.1.14 Elaboración de presupuesto

El presupuesto se integró a base de precio unitario, utilizando como base precio de materiales que se manejan en el área de Tecpán, los materiales se cotizaron puesto en obra, en cuanto a mano de obra (salarios), se consignaron los que la municipalidad asigna a proyectos de infraestructura de obra civil. En cuanto a costos indirectos se aplicó el 30 por ciento de lo siguiente: gastos administrativos, supervisión y utilidad.

Tabla V. Presupuesto: Sistema de abastecimiento de agua potable

Aldea: Caliaj

Municipio: Tecpán Guatemala

Depto: Chimaltenango

RESUMEN RENGLONES DE TRABAJO

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1.00	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.01	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	11,244.00	ML	Q 2.08	Q 23,387.52
1.02	EXCAVACIÓN	5,398.00	M³	Q 23.56	Q 127,190.38
1.03	RELLENO	5,298.00	M³	Q 18.85	Q 99,867.30
1.04	RETIRO DE MATERIAL SOBRANTE	777.00	M³	Q 21.40	Q 16,627.80
2.00	OBRAS DE ARTE				
2.01	TANQUE CAPTACIÓN	1.00	UNIDAD	Q 12,046.49	Q 12,046.49
2.02	CAJA ROMPE PRESIÓN	1.00	UNIDAD	Q 5,219.20	Q 5,219.20
2.03	TANQUE DE ALMACENAMIENTO 80 M³	1.00	UNIDAD	Q 129,753.16	Q 129,753.16
2.04	VÁLVULA DE COMPUERTA CON CAJA	6.00	UNIDAD	Q 1,735.20	Q 10,411.20
2.05	VÁLVULA DE AIRE CON CAJA	5.00	UNIDAD	Q 1,943.66	Q 9,718.29
2.06	VÁLVULA DE LIMPIEZA CON CAJA	4.00	UNIDAD	Q 1,984.20	Q 7,936.80
2.07	HIPOCLORADOR	1.00	UNIDAD	Q 5,157.19	Q 5,157.19
3.00	INSTALACIÓN DE TUBERÍA				
3.01	TUBO PVC Ø 1/2" -, 315 PSI	507.00	TUBO	Q 44.54	Q 22,581.78
3.02	TUBO PVC Ø 3/4" -, 250 PSI	200.00	TUBO	Q 59.01	Q 11,802.00
3.03	TUBO PVC Ø 1" -, 160 PSI	267.00	TUBO	Q 74.57	Q 19,910.19
3.04	TUBO PVC Ø 1 ¼" -, 160 PSI	70.00	TUBO	Q 98.35	Q 6,884.50
3.05	TUBO PVC Ø 1 ½" -, 160 PSI	75.00	TUBO	Q 127.12	Q 9,534.00
3.06	TUBO PVC Ø 2" -, 160 PSI	97.00	TUBO	Q 196.36	Q 19,046.92
3.07	TUBO PVC Ø 2 1/2" -, 160 PSI	591.00	TUBO	Q 285.10	Q 168,494.10
3.08	TUBO PVC Ø 4", 160 PSI	576.00	TUBO	Q 608.52	Q 350,507.52
3.09	CONEXIONES PREDIALES	169.00	UNIDAD	Q 318.98	Q 53,906.94
COSTO TOTAL PROYECTO:					Q 1,109,983.28

TOTAL EN LETRAS: UN MILLÓN CIENTO NUEVE MIL, NOVECIENTOS OCHENTA Y TRES QUETZALES CON 00/28 CENTAVOS.

2.1.15 Evaluación socio-económica

En general, los proyectos de sistemas de abastecimiento de agua potable tienen un gran componente social, el cual da un enfoque para el análisis de su evaluación en este sentido, deben entonces considerarse los efectos indirectos y de valorización social, de costo beneficio que conlleva su instalación y manejo. Sin embargo, una evaluación económica del proyecto ofrece indicadores de viabilidad para su realización.

La evaluación de proyectos, por medio de métodos matemáticos y financieros, es de utilidad para conocer la rentabilidad que generarán. Para ello se utilizarán los métodos del valor presente neto y la tasa interna de retorno, que se describen a continuación.

2.1.15.1 Valor presente neto

El valor presente neto (VPN) se utiliza para comparar alternativas de inversión.

Para el presente proyecto se determinó el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es del 11%. El procedimiento a realizar será:

Costo de ejecución = Q 1, 109,983.28, debido a la característica del proyecto, esta inversión no es recuperable y deberá ser proporcionada por alguna institución gubernamental, o no gubernamental. Para el análisis de VPN, este rubro no se considerará debido a que se analiza si el proyecto es auto sostenible.

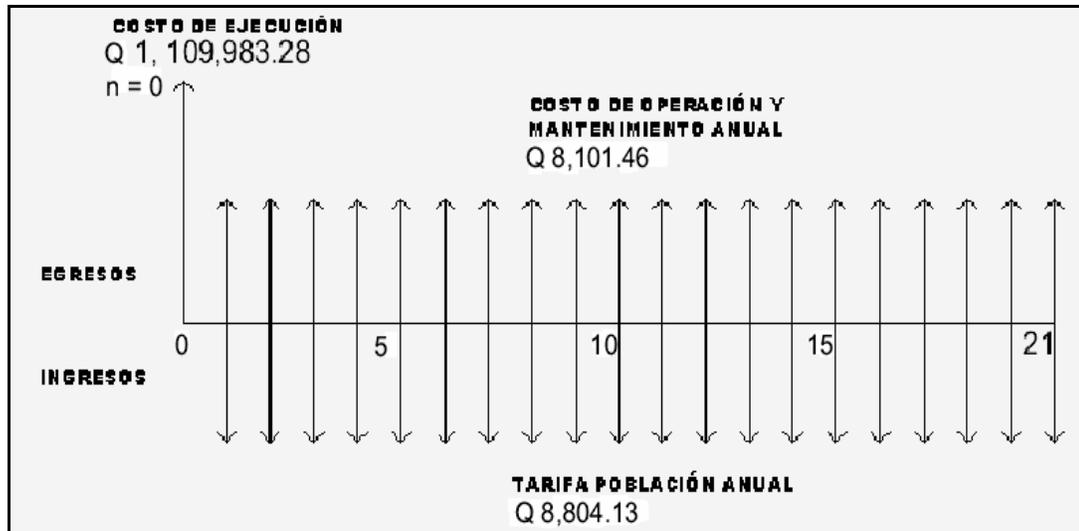
Costo de operación y mantenimiento anual (CA); del análisis de tarifa se tiene:

$$CA = (O+M+T+A+R)*12 = Q1, 755.72*12\text{meses} = Q 21, 068.64$$

Tarifa poblacional anual (IA)

$$IA = Q12/vivienda*159vivienda*12meses = Q 22,896.00$$

Figura 9. Esquema de ingresos y egresos durante el período de diseño



Costo de operación y mantenimiento

$$VP = CA*[(1+i)^n-1]/[i*(1+i)^n]$$

$$VP = 21,068.64*[(1+0.11)^{21}-1]/[0.11*(1+0.11)^{21}] = Q 170,130.75$$

Tarifa poblacional

$$VP = IA *[(1+i)^n-1]/[i*(1+i)^n]$$

$$VP = 22,896.00*[(1+0.11)^{21}-1]/[0.11*(1+0.11)^{21}] = Q 184, 886.81$$

El valor presente neto estará dado por la sumatorias de ingresos menos los egresos que se realizaron durante el periodo de funcionamiento del sistema.

$$VPN = ingresos - egresos$$

$$VPN = Q 184,886.81 - Q 170,130.75$$

$$VPN = Q 14,756.06$$

Con la tarifa propuesta, se cubrirán los costos de operación y mantenimiento, que se necesitan durante el período de funcionamiento.

2.1.15.2 Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno trata de considerar un número en particular que resuma los meritos de un proyecto.

Una inversión es aceptable si su tasa interna de retorno excede al rendimiento requerido. De lo contrario, la inversión no es provechosa.

Debido a que el presente proyecto es de carácter social, es imposible obtener una tasa interna de retorno TIR atractiva; por lo que el análisis socioeconómico, que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión es de costo/beneficio, éste se determina de la siguiente forma:

Costo=Inversión inicial-VPN = Q 1, 109,983.28 – Q14,756.06 = Q1, 067,493.26

Beneficio = No. de habitantes beneficiados(a futuro)

Costo/beneficio = Q1, 095,227.22/875habitantes = Q 1, 251.69/hab

Las instituciones de inversión social, toman las decisiones con base al valor anteriormente obtenido y las disposiciones económicas que poseen. Según las expectativas de las entidades que colaboran con la municipalidad de Tecpán Guatemala, se tiene un rango aproximado de hasta Q.1, 000.00 por habitante.

De lo anterior se concluye que el proyecto, podrá ser considerado favorablemente por cualquiera de las instituciones que trabajan actualmente con la municipalidad.

2.2 Diseño de la red de alcantarillado sanitario para la aldea Caliaj

2.2.1 Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en una red de alcantarillado sanitario, el cual se diseñará según normas de diseño del INFOM. El diseño en mención está calculado para un período de diseño de 30 años, tomando en cuenta una dotación diaria de 120 l/hab/día, con un factor de retorno de 0.80. Cabe mencionar que el proyecto tendrá una cobertura para una porción de la población, que es la que está asentada en la parte central de la aldea, el resto no es posible darles cobertura, por lo disperso de las viviendas y que la topografía del terreno no lo permite. La cantidad de viviendas a servir es de 40, con una densidad poblacional de 6 habitantes por vivienda y una tasa de crecimiento del 3.00%.

El sistema de alcantarillado sanitario está integrada de la siguiente manera: una longitud de conducción de 1,184.55 m, 15 pozos de visita de diversas profundidades, 40 conexiones domiciliarias y un tratamiento primario.

2.2.2 Levantamiento topográfico

2.2.2.1 Altimetría

El levantamiento que se realizó en éste caso, fue de segundo orden por tratarse de un proyecto de drenajes, en que la precisión de los datos es muy importante. Para el trabajo se utilizó teodolito T2, un estadal de madera de cuatro metros de largo, plomadas.

2.2.2.2 Planimetría

El levantamiento planimétrico, sirve para localizar la red dentro de las calles, ubicar los pozos de visita y en general, ubicar todos aquellos puntos de importancia. Para el levantamiento planimétrico, se utilizan diferentes métodos, el utilizado para éste trabajo fue el de conservación del azimut con vuelta de campana. Ver resultados en plano topográfico del anexo.

2.2.3 Descripción del sistema a utilizar

De acuerdo con su finalidad, existen tres tipos de alcantarillado. La selección o adopción de uno de estos sistemas dependerá de un estudio minucioso de factores, tanto topográficos como funcionales, pero quizás el más importante es el económico.

- a) Alcantarillado sanitario: recoge las aguas servidas domiciliarias, como, baños, cocinas, lavados y servicios, las de residuos comerciales, como, restaurantes y garajes, las de residuos industriales, e infiltración.
- b) Alcantarillado pluvial: recoge únicamente las aguas de lluvia que concurren al sistema.
- c) Alcantarillado combinado: posee los caudales antes mencionados (sanitario y pluvial).

En este caso se diseñará un sistema de alcantarillado sanitario, porque sólo se recolectarán aguas servidas domiciliarias.

2.2.4 Partes de un alcantarillado

2.2.4.1 Colector

Es el conducto principal. Se ubica generalmente en el centro de las calles. Transporta todas las aguas servidas provenientes de las edificaciones hasta su disposición final, hacia una planta de tratamiento o a un cuerpo receptor. Generalmente son secciones circulares, de diámetros determinados en el diseño, de PVC o concreto. El trayecto, comúnmente obligatorio, es subterráneo.

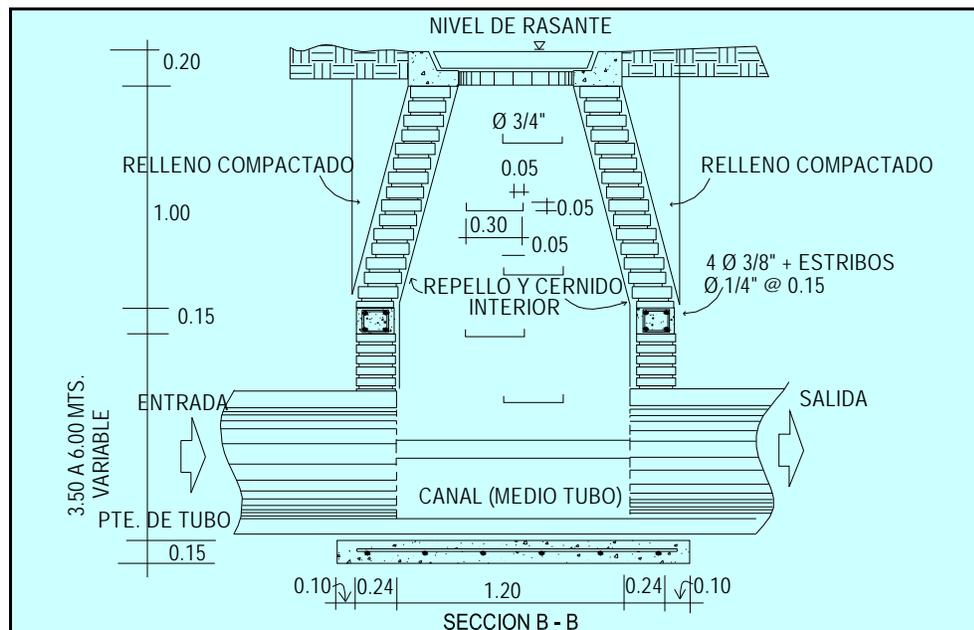
2.2.4.2 Pozos de visita

Son dispositivos que permiten verificar el buen funcionamiento de la red del colector. Permite efectuar operaciones de limpieza y mantenimiento, accediendo a realizar funciones como: conectar distintos ramales de un sistema e iniciar un ramal.

Su construcción está predeterminada según normas establecidas por instituciones encargadas de velar por la adecuada construcción de sistemas de alcantarillado sanitario, siendo sus principales características: fondo de concreto reforzado, paredes de mampostería o cualquier material impermeable, repellos y cernidos liso en dichas paredes, tapadera que permite la entrada al pozo de un diámetro entre 0.60 a 0.75 metros, escalones que permite bajar al fondo del pozo, esto de hierro empotrados en la paredes del pozo. La altura del pozo dependerá del diseño de la red.

Son de secciones circulares y con diámetro mínimo de 1.20 m, contruidos generalmente de ladrillo o cualquier otro material que proporcione impermeabilidad y durabilidad dentro del período de diseño, sin embargo las limitantes del lugar pueden ser una variable para su construcción, observándose diseños desde tubos de concreto de 32 pulgadas hasta pozos fundidos de concreto ciclópeo.

Figura 10. Pozo de visita



2.2.4.3 Conexiones domiciliare

Son subestructuras que tienen el propósito de descargar todas las aguas provenientes de las edificaciones y conducir las al colector o alcantarillado central. Consta de las siguientes partes:

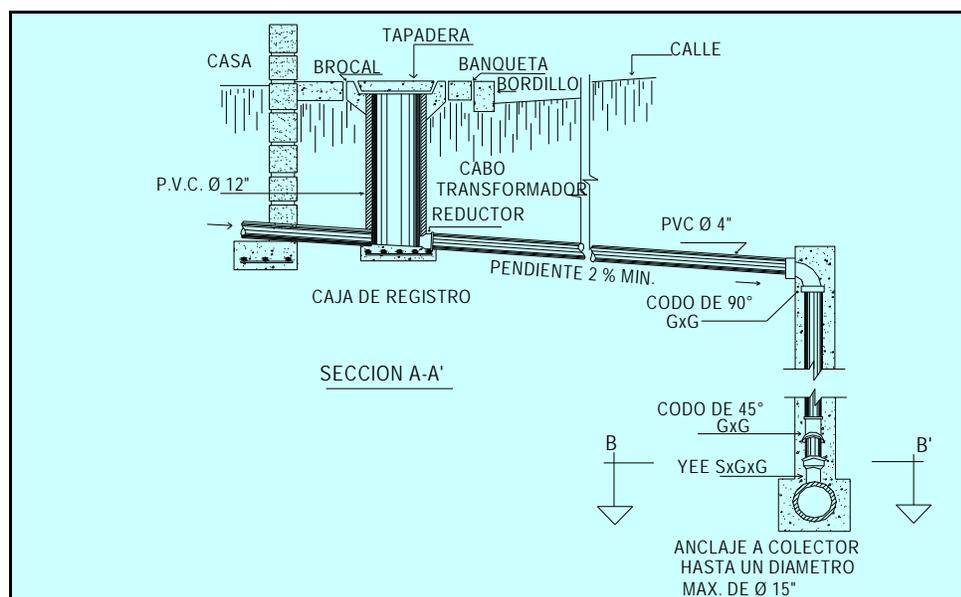
a) Caja o candela

Es una estructura que permite la recolección de las aguas provenientes del interior de las edificaciones. Pueden construirse de diferentes formas, tales como: un tubo de concreto vertical no menor de 12 pulgadas de diámetro, una caja de mampostería de lado no menor de 45 centímetros, impermeabilizado por dentro. Deben de tener una tapadera que permita inspeccionar y controlar el caudal, el fondo debe estar fundido y con un desnivel para que las aguas fluyan por la tubería secundaria y puedan ser transportada al colector, la altura mínima de la candela es de 1.00 metro.

b) Tubería secundaria

Es la tubería que permite la conexión de la candela domiciliar con el colector principal, conduciendo las aguas residuales que la candela recibe del interior de las viviendas. Deberá utilizarse tubo PVC de 4" de diámetro, con pendiente mínima de 2%, considerando las profundidades de instalación.

Figura 11. Conexión domiciliar



2.2.5 Período de diseño

Cuando se diseña una red de alcantarillado sanitario, se debe determinar el tiempo en el cual el proyecto prestará eficazmente el servicio, pudiendo proyectarlo para realizar su función en un período de 20 a 40 años, a partir de la fecha que se realice el diseño, y tomando en cuenta las limitaciones económicas y la vida útil de los materiales, lo cual se puede determinar por normas del INFOM.

Para el diseño de la red de alcantarillado sanitario, se tomó un período de 30 años, pensando en que se necesitará un año para la obtención del financiamiento para la ejecución del proyecto.

2.2.6 Población futura

El diseño de una red de alcantarillado sanitario, se debe adecuar a un funcionamiento eficaz, durante un período de diseño, realizando una proyección de la población futura, que determina el aporte de caudales al sistema al final del período de diseño. Al igual que el proyecto de agua potable se aplicó el método geométrico.

Según el modelo geométrico:

$$P_0 = 240 \text{ habitantes}$$

$$n = 30 \text{ años}$$

$$r = 3.00\% \text{ Dato utilizado en la Oficina Municipal de Planificación}$$

$$P_f = P_0 \cdot (1+r)^n = 240 \cdot (1+0.03)^{30} = 583 \text{ habitantes}$$

2.2.7 Determinación de caudal

Para determinar el caudal o flujo de aguas negras del colector principal, se realiza diferentes cálculos de caudales y se aplican diferentes factores, como la dotación, la estimación de conexiones ilícitas, el caudal domiciliar, el caudal de infiltración, el caudal comercial y principalmente, las condiciones socioeconómicas de los pobladores del lugar, para determinar el factor de retorno del sistema.

2.2.7.1 Población tributaria

En sistemas de alcantarillados sanitarios y combinados, la población que tributaría caudales al sistema, se calcula con los métodos de estimación de población futura, generalmente empleados en Ingeniería Sanitaria. La población tributaria por casa, se calcula con base al número de habitantes dividido entre el número total de casas a servir.

Habitantes por vivienda = Número de habitantes / número de viviendas

Habitantes por vivienda = $240/40 = 6$

2.2.7.2 Dotación

El proyecto de agua potable, para la misma comunidad, contempló una dotación de 120 l/hab/día, misma que será utilizada para diseñar éste proyecto.

2.2.7.3 Factor de retorno al sistema.

En las viviendas el agua tiene diferentes usos. Todos esos usos han sido cuantificados por diferentes instituciones, como la Asociación Guatemalteca de Ingenieros Sanitarios y Ambientales y la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos, las que han establecido datos en lo referente a factores de consumo de agua como: lavado de utensilios, baños, preparación de alimentos, lavado de ropa, bebidas, que se dirige directamente al sistema de alcantarillado.

Gracias a esto, se ha podido estimar que, del total de agua que se consume dentro de las viviendas, aproximadamente de un setenta a un noventa por ciento se descarga al drenaje, lo cual constituye el caudal domiciliar. En el presente proyecto se utilizará un valor de 0.80.

2.2.7.4 Caudal sanitario

2.2.7.4.1 Caudal domiciliar

Es la cantidad de agua que se desecha de las viviendas, por consumo interno, hacia el colector principal, está relacionada directamente con el suministro de agua potable en cada hogar.

El agua utilizada en jardines, lavado de banquetas, lavado de vehículos, etcétera no es introducida al sistema de alcantarillado, de tal manera que el valor del caudal domiciliar está afectado por un factor de retorno de 0.80 en este proyecto, quedando el caudal total integrada de la siguiente forma:

$$Q_{dom} = \frac{Dot . * F .R. * Hab .}{86400}$$

Donde:

Qdom	= Caudal domiciliar
Hab.	= Número de habitantes futuras del tramo
Dot.	= Dotación (l/hab/día)
F. R.	= Factor de retorno
86,400	= Constante

Sustituyendo valores:

$$Q_{dom} = (120 * 0.80 * 583) / 86400 = 0.65 \text{ l/s}$$

2.2.7.4.2 Caudal industrial

Proveniente del interior de todas las industrias existentes en el lugar, como procesadores de alimentos, fabrica de textiles, licoreras, etc. La aldea carece de ellos, no se contempla caudal industrial alguno.

2.2.7.4.3 Caudal comercial

Conformado por las aguas negras, resultantes de las actividades de los comercios, comedores, restaurantes, hoteles. La aldea carece de ellos, no se contempla caudal comercial alguno.

2.2.7.4.4 Caudal por conexiones ilícitas

Es la cantidad de agua de lluvia, que se ingresa al drenaje, proveniente de las bajadas de aguas pluviales, conectadas al sistema.

Este caudal daña el sistema, debe de evitarse para no causar posible destrucción al drenaje. Se calcula como un porcentaje del total de conexiones, como una función del área de techos y patios, y de su permeabilidad, así como de la intensidad de lluvia. El caudal de conexiones ilícitas se calcula según la fórmula:

$$Q_{cilicitas} = \frac{CIA}{360} = Ci * \left(\frac{A * I}{360} \right)$$

Donde:

$Q_{cilicitas}$ = caudal por conexiones ilícitas (m³/s)

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia (mm/hora)

A = área que es factible conectar ilícitamente (hectáreas)

Para un área con un diferente factor de escorrentía, habrá un diferente caudal, el caudal de conexiones ilícitas puede ser calculado de otras formas, tales como estimando un porcentaje del caudal doméstico, como un porcentaje de la precipitación, etc.

El método dado por el INFOM, el cual especifica que se tomará el 10% del caudal domiciliar, sin embargo en áreas donde no hay drenaje pluvial se podrá utilizar un valor más alto. El valor utilizado para el diseño fue de 25%, quedando el caudal por conexiones ilícitas total, integrado de la siguiente manera:

$$Q_{cilicitas} = 25\%Q_{dom} = 0.25 * .65 = 0.16 \text{ l/s}$$

2.2.7.4.5 Caudal por infiltración

Es el caudal que se infiltra en el alcantarillado, el cual dependerá del nivel freático del agua, de la profundidad y tipo de tubería, de la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas y la calidad de mano de obra.

Para este estudio no se tomará en cuenta, ya que en el diseño se utilizará tubería de PVC y este material no permite infiltración de agua.

2.2.7.5 Caudal medio

Es la suma de todos los caudales provenientes de las industrias, comercios, viviendas, conexiones ilícitas e infiltración, descartando todo aquel caudal que, dada la situación o propiedades de la red, no contribuya al sistema; se obtiene su valor de la siguiente ecuación.

$$Q_{med} = Q_{dom} + Q_{ind} + Q_{com} + Q_{cilicilas} + Q_{inf}$$

$$Q_{med} = Q_{dom} + Q_{cilicilas}$$

$$Q_{med} = 0.65 + 0.16 = 0.81 \text{ l/s.}$$

2.2.7.6 Factor de caudal medio

Este factor regula la aportación del caudal en la tubería. Se considera como la suma de los caudales doméstico, de infiltración, por conexión ilícita, comercial e industrial. Este factor, según el INFOM, debe estar entre los rangos de 0.002 a 0.005. Si da un valor menor se tomará 0.002 y si fuera mayor se tomará 0.005.

Se determina mediante la siguiente ecuación:

$$f_{qm} = Q_{md}/No.hab. = 0.81/583 = 0.0014$$

Para este proyecto se tomó el valor de 0.002, como factor de caudal medio para todos los tramos.

2.2.7.7 Factor Harmond

Conocido también como factor de flujo instantáneo, es el que se encarga de regular un valor máximo de las aportaciones por uso doméstico, determinando la probabilidad del número de usuarios, que estará haciendo uso del servicio o la probabilidad de que múltiples artefactos sanitarios de las viviendas, se estén usando simultáneamente. Está en función del número de habitantes localizados en el tramo de aporte, su cálculo se determina mediante la fórmula de Harmond:

$$FH = (18+RAIZ (P/1000))/(4+RAIZ(P/1000))$$

$$FH = (18+RAIZ (583/1000))/(4+RAIZ(583/1000)) = 3.94$$

Donde P es la población, expresada en miles.

El factor de Harmond es adimensional y se encuentra entre los valores de 1.5 a 4.5, según sea el tamaño de la población a servir del tramo.

2.2.7.8 Caudal de diseño

Es el que se determina para establecer qué cantidad de caudal puede transportar el sistema, en cualquier punto en todo el recorrido de la red, siendo este el que establecerá las condiciones hidráulicas, sobre las que se realizará el diseño del alcantarillo.

Debe calcularse para cada tramo del sistema, según la ecuación:

$$Q_{\text{diseño}} = f_{qm} \cdot F_H \cdot \text{No.hab} = 0.002 \cdot 3.94 \cdot 583 = 4.59 \text{ l/seg}$$

Donde:

$Q_{\text{diseño}}$ = Caudal de diseño (l/seg)

f_{qm} = Factor de caudal medio

F_H = Factor de Harmond

No.hab = Número de habitantes contribuyentes a la tubería

2.2.8 Fundamentos hidráulicos

El principio básico para el buen funcionamiento de un sistema de alcantarillado sanitario, es transportar las aguas negras por tubería como si fuesen canales abiertos, funcionando por gravedad, el flujo está determinado por la rugosidad del material, y por la pendiente del canal.

Particularmente para sistemas de alcantarillado sanitarios, se emplean canales circulares cerrados y para no provocar ninguna molestia se construyen subterráneos, estando la superficie del agua afectada solamente por la presión atmosférica y por muy pocas presiones, provocadas por los gases de la materia en descomposición que transportan.

2.2.8.1 Ecuación de Manning para flujo en canales

Para encontrar valores que determinen la velocidad y caudal que se conducen en un canal, desde hace años se han propuesto fórmulas experimentales, en las cuales se involucran los factores que más afectan el flujo de las aguas en el conducto. Se encontraron fórmulas según las cuales existía un coeficiente C, el cual era tomado como una constante, pero se comprobó

que es una variable que dependía de la rugosidad del material usado, de la velocidad y del radio hidráulico y por lo tanto no se definía con exactitud la ley de la fricción de los fluidos.

Por consiguiente, se buscaron diferentes formas para calcular la velocidad en el conducto, donde se reduzcan las variaciones del coeficiente C y que dependa directamente de la rugosidad del material de transporte y sea independiente del radio hidráulico y la pendiente.

Como una fórmula ideal de conseguir tales condiciones, fue presentada al Instituto de Ingenieros Civiles de Irlanda, en 1890, un procedimiento llamado fórmula de Manning, cuyo uso es bastante extenso por llenar condiciones factibles de trabajo en el cálculo de velocidades para flujo en canales.

La ecuación de Manning se define así:

$$V = \left[\frac{R^{1/2} * \sqrt{S}}{n} \right]$$

Donde:

V = Velocidad m/s

R = Radio hidráulico

S = Pendiente del canal

n = Coeficiente de rugosidad, propiedad del canal

2.2.8.2 Relaciones de diámetro y caudal

Las relaciones de diámetros y caudales, se deben tomar en cuenta en el diseño de la red de alcantarillado sanitario son: relación d/D, debe ser mayor o igual a 0.10 y menor o igual a 0.75 y el caudal de diseño tiene que ser menor al

caudal a sección llena en el colector, tomando en cuenta que estas relaciones se aplicarán solo para sistemas de alcantarillado sanitario.

$$\text{Relación de diámetro: } 0.1 \leq \frac{d}{D} \leq 0.75$$

$$\text{Relación de caudal: } q_{\text{dis}} < Q_{\text{sec. llena}}$$

2.2.8.3 Relaciones hidráulicas

Al realizar el cálculo de las tuberías que trabajan a sección parcialmente llena y agilizar de alguna manera los resultados de velocidad, área, caudal, perímetro mojado y radio hidráulico, se relacionaron los términos de la sección totalmente llena con los de la sección parcialmente llena. De los resultados obtenidos se construyeron las tablas, utilizando para eso la fórmula de Manning.

La utilización de las tablas, se realiza determinando primero la relación (q/Q). Dicho valor se busca en las tablas; si no se encuentra el valor exacto, se busca uno aproximado. En la columna de la izquierda se ubica la relación (v/V), este valor se multiplica por la velocidad a sección llena y se obtiene la velocidad a sección parcial. Sucesivamente se obtiene los demás valores de chequeo, ver resultados en la tabla XIV del anexo.

2.2.9 Parámetro de diseño hidráulico

2.2.9.1 Coeficiente de rugosidad

Hoy en día, existen empresas que se encargan de la fabricación de tuberías, para la construcción de sistemas de alcantarillado sanitario, teniendo que realizar pruebas que determinen un factor, para establecer cuán lisa o rugosa es la superficie interna de la tubería. Manejando parámetros de

rugosidad, para diferentes materiales y diámetros, ya estipulados por instituciones que regula la construcción de alcantarillados sanitarios.

Los factores de rugosidad, según el material de las tuberías más empleadas en nuestro medio, son: ver la siguiente tabla.

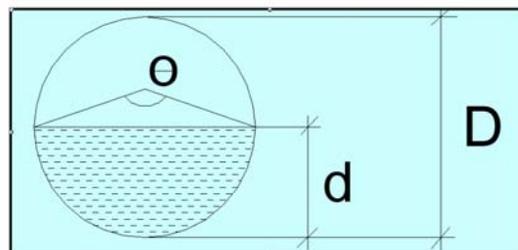
Tabla VI. Factor de rugosidad

MATERIAL	FACTOR DE RUGOSIDAD
Superficie de mortero de cemento	0,011-0,013
Mampostería	0,017-0,030
Tubo de concreto Diám. < 24"	0,011-0,016
Tubo de concreto Diám. > 24"	0,013-0,018
Tubo de asbesto cemento	0,009-0,011
Tubería de PVC	0,006-0,011
Tubería de hierro galvanizado	0,013-0,015

2.2.9.2 Sección llena y parcialmente llena

El principio fundamental de un sistema de alcantarillado sanitario, como se mencionó con anterioridad, es que funcionan como canales abiertos (sección parcial) y nunca deberán trabajar a sección llena. En consecuencia el caudal de diseño jamás será mayor que el caudal a sección llena.

Figura 12. Sección parcialmente llena



Para el cálculo de la velocidad se emplea la fórmula de Manning. Pero haciendo algunos arreglos algebraicos y para simplificar el trabajo, se creó la fórmula siguiente, la cual se aplica en este diseño:

$$V = \left[\frac{0.03429 D^{2/3} * \sqrt{S}}{n} \right]$$

Donde:

- V = Velocidad a sección llena (m/s)
- D = Diámetro de tubo (pulg)
- S = Pendiente del terreno (%/100)
- n = Coeficiente de rugosidad, propiedad del tubo

El caudal que transportará el tubo a sección llena, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$Q = A * V$$

$$A = \frac{\pi}{4} * D^2$$

Donde:

- Q = Caudal a sección llena (l/s)
- A = Área de la tubería (m²)
- V = Velocidad a sección llena (m/s)
- π = Constante Pi

Simplificando la fórmula, para obtener el área directamente en m² en función del diámetro en pulgadas, se utiliza la fórmula siguiente:

$$A = 0.0005067 * D^2 * 100$$

Donde:

- D = Diámetro del tubo en pulgadas

2.2.9.3 Velocidades máximas y mínimas

La velocidad de flujo se determina con factores como el diámetro, la pendiente del terreno y el tipo de tubería que se utilizará. Se define por la fórmula de Manning y por las relaciones hidráulicas de v/V , donde v es la velocidad a sección parcialmente llena y V es la velocidad a sección llena.

Según las normas ASTM 3034 “v”, debe ser mayor de 0.60 m/s, con esto se evita la sedimentación en la tubería y un taponamiento, menor o igual que 3.0 m/s, impidiendo con ello erosión o desgaste, tomando en cuenta que los datos anteriores son para tubería de concreto, se ha aceptado para tubería de PVC, velocidades entre 0.40 a 5.0 m/s.

2.2.9.4 Diámetro del colector

El diámetro de la tubería es una de las partes a calcular, se deben seguir ciertas normas para evitar que la tubería se obstruya. Las Normas del Instituto Nacional de Fomento Municipal INFOM, indican que el diámetro mínimo a colocar será de 8” en el caso de tubería de concreto y de 6” para tubería de PVC, esto si el sistema de drenaje es sanitario.

Para las conexiones domiciliarias se puede utilizar un diámetro de 6” para tubería de concreto y 4” para tubería de PVC, formando un ángulo de 45 grados en el sentido de la corriente del colector principal.

En este proyecto, el diámetro mínimo de tubería utilizado para el colector principal fue de 6” y para las conexiones domiciliarias fue de 4”, con tubería de PVC.

2.2.9.5 Profundidad del colector

La profundidad de la línea principal o colector se dará en función, de la pendiente del terreno, la velocidad del flujo, el caudal transportado y el tirante hidráulico. Así mismo, se debe considerar una altura mínima que permita proteger el sistema de las cargas de tránsito, de las inclemencias del tiempo, de accidentes fortuitos.

A continuación, según estudios realizados sobre cargas efectuadas por distintos tipos de transportes, se determinan profundidades mínimas para la colocación del colector, desde la superficie del terreno hasta la parte superior extrema de la tubería, en cualquier punto de su extensión.

- Tubo de concreto:
 - a) Para tránsito liviano (menor a 2 toneladas) = 1.00 m
 - b) Para tránsito pesado (mayor a 2 toneladas) = 1.20 m

- Tubo de PVC:
 - a) Para tránsito liviano (menor a 2 toneladas) = 0.60 m
 - b) Para tránsito pesado (mayor a 2 toneladas) = 0.90 m

2.2.9.5.1 Profundidad mínima del colector

Según lo estipulado anteriormente, tomando en consideración que existen condiciones de tránsito liviano y pesado, diferentes diámetros de tubería con los cuales se diseña un drenaje sanitario, se presenta una tabla con valores de la profundidad mínima, para distintos diámetros de tubos de concretos y PVC.

Tabla VII. Profundidad mínima del colector para tubería de concreto

DIÁMETROS	4"	6"	8"	10"	12"	15"	18"	24"
TRÁNSITO LIVIANO	111	117	122	128	134	140	149	165
TRÁNSITO PESADO	131	137	142	148	154	160	169	185

Cm.

Tabla VIII. Profundidad mínima del colector para tubería de PVC

DIÁMETROS	4"	6"	8"	10"	12"	15"	18"	24"
TRÁNSITO LIVIANO	60	60	60	90	90	90	90	90
TRÁNSITO PESADO	90	90	90	110	110	120	120	120

Cm.

2.2.9.5.2 Ancho de zanja

Para llegar a las profundidades mínimas del colector, se deben hacer excavaciones de estación a estación (pozos de visita), en la dirección que se determinó en la topografía de la red general, la profundidad de estas zanjas está condicionada por el diámetro y profundos requerida por la tubería a colocar. Se presenta a continuación una tabla con anchos de zanjas aconsejables, en función del diámetro y de las alturas a excavar.

Tabla IX. Ancho de zanja

Diámetro en pulgadas	Ancho de zanja		
	Para profundidades hasta 2,00 m	Para profundidades de 2,00 a 4,00 m	Para profundidades de 4,00 a 6,00 m
4	0,50	0,60	0,70
6	0,55	0,65	0,75
8	0,60	0,70	0,80
10	0,70	0,80	0,80
12	0,80	0,80	0,80
15	0,90	0,90	0,90
18	1,00	1,00	1,10
24	1,10	1,10	1,35

2.2.9.5.3 Volumen de excavación

La cantidad de tierra que se removerá para colocar la tubería, está comprendida a partir de la profundidad de los pozos de visita, el ancho de zanja, que depende del diámetro de la tubería que se va a instalar y la longitud entre pozos, siendo sus dimensionales m^3 .

$$V = \left(\frac{\{H1+H2\}}{2} * d * Z \right)$$

Donde:

- V = Volumen de excavación (m^3)
- H1 = Profundidad del primer pozo (m)
- H2 = Profundidad del segundo pozo (m)
- d = Distancia entre pozos (m)
- Z = Ancho de la zanja (m)

2.2.9.5.4 Cotas Invert

Es la cota de nivel, que determina la colocación de la parte interior inferior de la tubería, que conecta dos pozos de visita. Las cotas del terreno, al igual que los puntos de entrada y salida de la tubería, en un tramo del alcantarillado, se calculan de la siguiente manera:

$$CT_f = CT_i - (D.H * S_{terreno} \%)$$

$$S_{terreno} \% = \frac{CT_i - CT_f}{D.H} * 100$$

$$CII = CTI - (H_{Trafic} + E_{Tubo} + \phi)$$

$$CII = CIF - 0.03 \text{ cm}$$

$$CIF = CII - D.H * S_{Tubo} \%$$

$$H_{pozo} = CT_i - CII - 0.15$$

$$H_{pozo} = CT_f - CIF - 0.15$$

Donde:

CT _f	= Cota del terreno final
CT _i	= Cota de terreno inicial
D.H	= Distancia horizontal
S%	= Pendiente
CII	= Cota Invert de inicio
CIF	= Cota Invert de final
H _{trafic}	= Profundidad mínima, de acuerdo al tránsito del sector
E _{tubo}	= Espesor de la tubería
Φ	= Diámetro interior de la tubería
H _{pozo}	= Altura del Pozo

2.2.10 Ubicación de los pozos de visita

Luego de determinar la ruta donde se localizará la red de alcantarillado, se tomará en cuenta colocar pozos de visita en los siguientes casos o combinación de ellos:

- a) Donde exista cambio de diámetro
- b) En intersecciones de dos o más tuberías
- c) En cambio de pendiente
- d) En el inicio de cualquier ramal
- e) En distancia no mayores de 100 m
- f) En curvas no más de 30 m

2.2.11 Profundidad de los pozos de visita

La profundidad de los pozos de visita al inicio del tramo, está definida por la cota invert de salida, es decir, está determinada por la siguiente ecuación:

$$H_{p.v} = \text{Cota del terreno al inicio} - \text{Cota invert de salida del tramo} - 0.15 \text{ de base}$$

Al diseñar un sistema de alcantarillado sanitario, se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) Cuando a un pozo de visita entra una tubería y sale otra del mismo diámetro, la cota invert de salida estará como mínimo 3 cm debajo de la cota invert de entrada.

$$\phi_A = \phi_B$$

$$\text{Cinvert de salida} = \text{Cinvert de entrada} - 0.03$$

- b) Cuando a un pozo de visita entra una tubería de diámetro y sale otro de diferente diámetro, la cota invert de salida estará situada como mínimo a la diferencia de los diámetros de la cota invert de entrada.

$$\phi_A > \phi_B$$

$$\text{Cinvert de salida} = \text{Cinvert de entrada} - ((\phi_B > \phi_A) * 0.0254)$$

- c) Cuando en un pozo de visita la tubería de salida es del mismo diámetro que las que ingresan a él, la cota invert de salida estará 3 cm debajo de la cota más baja que entra y se tomará el valor menor de los dos resultados.

$$\phi_A = \phi_B = \phi_C$$

$$\text{Cinvert de salida} = \text{Cinvert de entrada "A"} - 0.03$$

$$\text{Cinvert de salida} = \text{Cinvert de entrada "B"} - 0.03$$

d) Cuando en un pozo de visita la tubería de salida es de diferente diámetro a las que ingresen en él, la cota invert de salida deberá cumplir con las especificaciones anteriores y se tomará el valor menor.

1. Ingresa más de una tubería de igual diámetro y sale una de diferente diámetro: la cota invert de salida será la diferencia de los diámetros para cada una y se toma el valor menor.

$$\phi_A = \phi_B \quad \phi_C > \phi_A; \quad \phi_C > \phi_B$$

$$\text{Cinvert de salida} = \text{Cinvert de entrada "A"} - ((\phi_C - \phi_A) * 0.0254)$$

$$\text{Cinvert de salida} = \text{Cinvert de entrada "B"} - ((\phi_C - \phi_B) * 0.0254)$$

2. Cuando ingresa más de una tubería de diferente diámetro y sale una de diámetro distinto: la cota invert de salida será la diferencia de los diámetros para cada una y se tomará el valor menor.

$$\phi_A \neq \phi_B \quad \phi_C > \phi_A; \quad \phi_C > \phi_B$$

$$\text{Cinvert de salida} = \text{Cinvert de entrada "A"} - ((\phi_C - \phi_A) * 0.0254)$$

$$\text{Cinvert de salida} = \text{Cinvert de entrada "B"} - ((\phi_C - \phi_B) * 0.0254)$$

3. Cuando ingresa más de una tubería de diferente diámetro, siendo una de ellas del diámetro de la tubería de salida, la cota invert de salida será, para cada una de ellas, la diferencia de los diámetros, y la otra tendrá como mínimo 3 cm. Se tomará el valor menor

$$\phi_C = \phi_B \quad \phi_A \neq \phi_B; \quad \phi_C > \phi_A$$

$$\text{Cinvert de salida} = \text{Cinvert de entrada "B"} - 0.03$$

$$\text{Cinvert de salida} = \text{Cinvert de entrada "A"} - ((\phi_c - \phi_A) * 0.0254)$$

4. Cuando solo una tubería de las que sale es de seguimiento, las demás que salen del pozo de visita deberán ser iniciales.

- La cota invert de salida de la tubería inicial deberá estar como mínimo a la profundidad del tránsito liviano o pesado, según se considere oportuno.
- La cota invert de salida de la tubería de seguimiento deberá cumplir con las especificaciones anteriormente descritas.

2.2.12 Características de las conexiones domiciliarias

Habitualmente la tubería será de 6 pulgadas, si es de concreto, y 4 pulgadas, si es de PVC, con una pendiente que varía del 2% al 6%, que sale de la candela domiciliar hacia la línea principal, uniéndose a esta en un ángulo de 45 grados a favor de la corriente del caudal interno del colector.

Las cajas domiciliarias, generalmente se construyen con tubería de concreto de diámetro mínimo de 12 pulgadas o de mampostería, con lado menor de 45 centímetros, ambos a una altura mínima de 1 m del nivel del suelo.

En este proyecto se utilizó tubo PVC 4" NORMA ASTM F-949 NOVAFORT así como Silleta "Y" o "T" 6" x 4" NOVAFORT, para la candela se utilizó un tubo de concreto de 12" de diámetro.

2.2.13 Diseño hidráulico

El diseño de la red de alcantarillado sanitario se elabora de acuerdo a las normas ASTM 3034 y las normas que establece el Instituto de Fomento Municipal (INFOM). En este proyecto se beneficiará el 35% de las viviendas actuales de la aldea, debido a la inexistencia de este servicio y que las demás viviendas están muy retiradas a la línea principal del sistema, por lo tanto, no se tomaron en cuenta para este diseño. Con el objetivo de hacer más fácil el cálculo, se utilizó un programa realizado en una hoja electrónica, para el cual se presenta las bases generales de diseño en la siguiente tabla.

Tabla X. Bases generales de diseño proyecto alcantarillado sanitario

Tipo de sistema	Alcantarillado sanitario
Período de diseño	30 años
Viviendas actuales	40 viviendas
Viviendas futuras	97 viviendas
Densidad de habitantes	6 habitantes/vivienda
Población actual	240 habitantes
Tasa de crecimiento	3.00%
Población futura	583
Dotación	120 l/hab./día
Factor de retorno	0.80
Velocidad de diseño	$0.40 < V \leq 4$ m/s. (T.P.V.C.)
Evacuación	Por gravedad
Colector Principal	
Tipo y diámetro de tubería	PVC de 6" n = 0.010
Pendiente	Según diseño
Conexión domiciliar	
Tipo y diámetro de tubería	PVC de 4"
Pendiente de la tubería	2 a 6%
Candela	Tubo de Concreto 12" de Ø
Pozo de visita	
Altura de cono	0.90 m
Diámetro superior mínimo	0.75 m
Diámetro inferior mínimo	1.20 m
Material	Ladillo tayuyo 6.5*11*23 cm.

2.2.14 Ejemplo de diseño de un tramo

Se diseñará el tramo comprendido entre el pozo de visita PV 1 y PV 2; los datos necesarios para calcularlo son los siguientes:

- Características**

Tipo de sistema	Alcantarillado sanitario
Tramo	De PV 1 a PV 2
Distancia	73.98 m
- Número de casas del tramo: 8 Casas acumuladas: 8
- Densidad de vivienda: 6 hab./vivienda
- Total de habitantes a servir: actuales: 48 Futuros: 117

- Cotas del terreno**

Inicial	725.29 m
Final	724.19 m

- Pendiente del terreno**

$$P = \frac{(CT_{Inicial} - CT_{Final})}{Distancia} * 100$$

$$P = \frac{(725.29 - 724.19)}{73.98} * 100 = 1.49\%$$

- Caudal medio**

$$Q_{med} = Q_{dom} + Q_{C.I} + Q_{inf.}$$

$$Q_{dom} = No.Hab. * Dotación * F.R / 86400$$

$$Q_{dom} = 117 * 120 * 0.80 / 86400 = 0.13 l/s$$

$$Q_{C.I} = 10\% Q_{dom} = 0.10 * 0.13 = 0.013 l/s$$

$$Q_{inf} = 0 \text{ (Tubería PVC)}$$

$$Q_{med} = 0.13 + 0.013 = 0.143 l/s$$

- Factor de caudal medio**

$$FQM = Q_{med} / No.Hab.$$

$$FQM = 0.143 / 117 = 0.00122$$

Para este proyecto se tomó el valor de 0.002, como factor de caudal medio.

- **Factor de Harmond** $FH = (18 + P^{1/2}) / (4 + P^{1/2})$ y $P = 117 / 1000$

$$FH = (18 + 0.117^{1/2}) / (4 + 0.117^{1/2})$$

$$FH = 4.22$$

- **Caudal de diseño** $Q_{dis} = No.Hab. * FQM * F.H$

$$Q_{dis} = 117 * 0.002 * 4.22$$

$$Q_{dis} = 0.987 l / s$$

- **Diámetro de tubería** 6" (Tubo PVC)

- **Pendiente de tubería** 1.49%

- **Velocidad a sección llena** $V = 0.03429 / n * (D * 0.0254)^{2/3} * S^{1/2}$

$$V = 0.03429 / 0.010 * (6 * 0.0254)^{2/3} * 1.49^{1/2}$$

$$V = 1.39 m / s$$

- **Caudal a sección llena** $Q_{sec llena} = A * V$

$$Q_{sec llena} = \pi / 4 * (6 * 0.0254)^2 * 1.39 * 1000 l / 1m^3$$

$$Q_{sec llena} = 25.36 l / s$$

- **Relación de caudales** $Q_{dis} / Q_{sec llena} = 0.987 / 25.36$

$$Q_{dis} / Q_{sec llena} = 0.0389$$

- **Relación de velocidad** $v / V = 0.484$

- **Relación de tirante** $d / D = 0.1350$

- **Velocidad a sección parcial** $v = V * v / V$

$$v = 1.39 * 0.484 = 0.673 m/s$$

- **Revisión de especificaciones hidráulicas:**

a. Para caudales	$q_{dis} < Q_{sec \text{ llena}}$	$0.98 \text{ l/s} < 25.36 \text{ l/s}$	Cumple
b. Para velocidad	$0.3 \leq v \leq 4.00 \text{ m/s}$	$0.4 \leq 0.67 \leq 4.00 \text{ m/s}$	Cumple
c. Para diámetros	$0.1 \leq d/D \leq 0.75$	$0.1 \leq 0.1350 \leq 0.75$	Cumple

- **Distancia horizontal efectiva**

Diámetro de pozo: 1.20 m

Grosor de paredes: Ladrillo tayuyo 21*12.5*6.5

$DH_{efec} = \text{distancia entre pozos} - ((\varnothing 1 \text{ pv1} + \text{ grosor paredes pv1})/2 + (\varnothing 2 \text{ pv2} + \text{ grosor paredes pv2})/2)$

$$DH_{efec} = 73.98 - ((1.20 + 0.46)/2 + (1.20 + 0.46)/2) = 72.32 \text{ m}$$

- **Cota invert de salida del pozo 1 (C_{is})**

$C_{is} = \text{cota invert entrada del pozo 1} - h_{\text{pozo}}$

$$C_{is} = 725.29 - 0.90 = 724.39 \text{ m}$$

- **Cota invert de entrada al pozo 2 (C_{ie})**

$C_{ie} = \text{cota invert de salida del pozo 2 } (C_{is}) - (1.5\% * \text{ distancia efectiva})$

$$C_{ie} = 724.39 - (0.0149 * 73.98) = 723.29 \text{ m}$$

- **Profundidad del pozo 1**

Alt. Pv1 = cota del terreno – cota invert de salida del pozo 1

$$\text{Alt. Pv1} = 725.29 - 724.39 = 0.90 \text{ m}$$

- **Profundidad del pozo 2**

Alt. Pv2 = cota del terreno – cota invert de entrada del pozo 2

$$\text{Alt. Pv2} = 724.19 - 723.29 = 0.90 \text{ m}$$

- **Volumen de excavación de zanja**

$$\text{Vol. Exc.} = 0.60 \left[\left(\frac{H1 + H2}{2} \right) * d \right]$$

$$\text{Vol. Exc.} = 0.60 * \left[\left(\frac{0.90 + 0.90}{2} \right) * 73.98 \right] = 39.95 \text{ m}^3$$

Los datos y resultados del cálculo hidráulico para los demás tramos, se presentan en la tabla XIV del anexo.

2.2.15 Desfogue

Todo sistema de alcantarillado sanitario, debe tener la ubicación y el método de desfogue hacia un sistema hídrico, luego de ser tratado, el cual proviene del colector, respetando las normas establecidas por el Ministerio de Medio Ambiente, para lograr mitigar daños al contexto natural.

Luego de realizar el diseño de este proyecto, se tomará en cuenta la propuesta de un tratamiento primario de las aguas provenientes de dicho sistema, para proceder a su depuración o desfogue al medio ambiente, sin provocar daños significativos al descargarlo a la naturaleza.

2.2.15.1 Ubicación

Se ubican en la parte sur de la aldea, cerca de un barranco, que conecta a un río, el cual ya está contaminado por las aguas servidas vecinas a la aldea Caliaj.

2.2.16 Propuesta de tratamiento

En nuestro país, las aguas negras procedentes de los sistemas de alcantarillado, en la mayoría de los casos se descargan en corrientes naturales. A pesar de que las aguas negras están constituidas, aproximadamente, por

99% de agua y 1% de sólidos, su vertido en una corriente, cambia las características del agua que las recibe.

En esta forma, los materiales que se depositan en el lecho, impiden el crecimiento de plantas acuáticas, los de naturaleza orgánica se pudren robando oxígeno al agua, con producción de malos olores y sabores.

Las materias tóxicas, compuestos metálicos, ácidos y alcalinos afectan directa o indirectamente la vida acuática, las pequeñas partículas suspendidas (como fibras) pueden asfixiar a los peces por obstrucción de sus agallas, los aceites y grasas flotan en la superficie o se adhieren a las plantas e impiden su desarrollo. De esto se desprende la necesidad de reducir la descarga de aguas negras en las corrientes naturales, a los límites de auto purificación de las aguas receptoras.

La auto purificación es el lineamiento principal para determinar los procesos de tratamiento, el grado de tratamiento dependerá de un lugar a otro, pero existen tres factores que determinan éste:

- a. Las características y la cantidad de sólidos acarreados por las aguas negras.
- b. Los objetivos que se propongan en el tratamiento.
- c. La capacidad o aptitud del terreno cuando se dispongan las aguas para irrigación o superficialmente, o la capacidad del agua receptora, para verificar la auto purificación o dilución necesaria de los sólidos de las aguas negras, sin excederse a los objetivos propuestos.

En esta oportunidad se hace la recomendación de la construcción de una planta de tratamiento primario, ya que el objetivo de éstas unidades es la remoción de sólidos en suspensión, lo que se puede realizar por procesos

físicos como la sedimentación (asentamiento), en los que se logra eliminar en un 40% a un 60% de sólidos, al agregar agentes químicos (coagulación y floculación) se eliminan entre un 80% a un 90% del total de los sólidos. Otro proceso es la filtración. Las unidades empleadas tratan de disminuir la velocidad de las aguas negras para que se sedimenten los sólidos, los dispositivos más utilizados son:

- Tanques sépticos o Fosas sépticas
- Tanques Imhoff
- Tanques de sedimentación simple con eliminación de los lodos
- Reactores anaeróbicos de flujo ascendente (RAFA).

Para un tratamiento previo a la disposición de las aguas negras, hay que tener en cuenta factores como: espacio disponible para las instalaciones, topografía del terreno, costo de la construcción y mantenimiento requerido.

Para éste proyecto se propone la construcción de tanques sépticos o fosas sépticas con sus respectivos pozos de absorción.

Fosas sépticas

Están diseñadas, para retirar de las aguas servidas, los sólidos en suspensión, orgánicos e inorgánicos sedimentables, mediante el proceso físico de la sedimentación. Las fosas sépticas están diseñadas para mantener el flujo de aguas negras a una velocidad muy baja y bajo condiciones anaeróbicas, por un período de 12 a 24 horas llamado período de retención.

El proceso de sedimentación se logra cuando el líquido está en reposo o fluye a una velocidad relativamente baja, durante el tiempo suficiente, que permita que se depositen en el fondo la mayor parte de los sólidos

sedimentables, que son principalmente sólidos orgánicos, logrando así su separación de la corriente de aguas servidas.

De los sólidos suspendidos que llegan a la fosa, se decanta la mayor parte de la materia sedimentable, la cual entra en un proceso de digestión anaeróbica por disolución, licuación y volatilización de la materia orgánica, previamente a su estabilización. Por esta razón es que la cantidad de lodo que se acumula en el estanque es pequeña, pero que con el tiempo constituye una cantidad que hace disminuir el volumen efectivo de la fosa y por consiguiente el período de retención.

Diseño de la fosa séptica

En la fosa séptica, las materias en suspensión en las aguas negras sufren una sedimentación, la materia orgánica se descompone en sustancias más simples por la acción de las bacterias anaeróbicas, que pueden realizar su metabolismo sin necesidad de oxígeno.

La fosa séptica es un tanque hermético, que puede construirse de ladrillo, piedra, concreto o cualquier otro material que se considere adecuado, es un tanque de escurrimiento horizontal y continuo de un solo piso.

Las fosas pueden ser de uno o doble compartimiento. Investigaciones realizadas en fosas con uno y con dos compartimientos, han demostrado que las de dos compartimientos proporcionan una mejor eliminación de los sólidos en suspensión, lo que es beneficio para una mayor protección del sistema de absorción.

Para el diseño de la fosa séptica debe tomarse en cuenta los siguientes parámetros:

- El período de retención es como mínimo de 12 horas
- Relación largo-ancho de la fosa L/A; de 2/1 a 4/1
- Lodos acumulados por habitante y por período de limpieza, es de 30 a 60 l/hab/año
- La capacidad máxima recomendable para que la fosa sea funcional debe ser de 60 viviendas.

Nomenclatura y fórmulas

$$T = V/Q \Rightarrow V=QT \quad \text{y} \quad Q = q \cdot N$$

Donde:

T = Período de retención

V = Volumen en litros

Q = Caudal L/día

N = Número de personas servidas

Q = Gasto de aguas negras L/hab/día

q = Caudal domiciliar

Cálculo de volumen

Para el cálculo del volumen se asume una altura (H), que es la altura útil, es decir, el fondo de la fosa al nivel de agua; se toma una relación L/A dentro de los límites recomendados, queda el volumen como:

$$V = ALH$$

Donde:

A = Ancho de fosa

L = Largo de la fosa

H = Altura útil

Conociendo la relación L/A, se sustituye una de las dos en la fórmula de V y se determina el valor de la otra magnitud.

Por ejemplo. Si L/A es igual a 2, entonces $L = 2A$, al sustituir L en la fórmula se tiene:

$$V = 2 * A^2 * H \text{ de donde se obtiene el valor del ancho de la fosa}$$

Cálculo de las fosas para el proyecto

Período de retención	24 horas
Gasto	120 L/hab/día
Número de habitante	240 habitantes (40 viviendas)
Lodos	30 L/hab/año
Relación largo / ancho	2/1
Período de limpieza	5 años

Volumen para el líquido

▪ Cálculo del caudal

$$Q = qN = 120 \text{ L/hab/día} \times 0.80 \times 240$$

$$Q = 23,040 \text{ L/día}$$

$$Q = 23.040 \text{ m}^3/\text{día}$$

⇒ Volumen

$$V = QT = 23,040 \text{ L/día} \times 24 \text{ horas} \times 1\text{día}/24 \text{ horas}$$

$$V = 23,040 \text{ litros}$$

$$V = 23.040 \text{ m}^3$$

Volumen de lodos

$$V = N \text{ gasto de lodos}$$

$$V = 240 \text{ hab.} \times 30 \text{ l/hab/año}$$

$$V = 7,200 \text{ l}$$

$$V = 7.20 \text{ m}^3$$

$$V = 7.20 \times 5 \text{ años (período de limpieza)}$$

$$V = 36.00 \text{ m}^3; \text{ para período de limpieza de 5 años}$$

$$\text{Volumen total: } 23.040 \text{ m}^3 + 36.00 \text{ m}^3 = 59.04 \text{ m}^3$$

$$V = ALH$$

Como $L/A = 2$ entonces $L = 2A$ al sustituir L en la ecuación de V

$$\text{Volumen tanque} = A * H$$

$$\text{Área} = V / H$$

$$\text{Se asume } H = 2.50$$

$$\text{Área} = 59.04 \text{ m}^3 / 2.50 = 23.62 \text{ m}^2$$

Relación de longitud y ancho:

$$L/a = \text{Largo/ancho}$$

$$L = 3a \text{ o } L = 2a$$

$$A = L * a = (2a) * (a) = 2a^2$$

$$a = \sqrt{A/2}$$

$$a = \sqrt{23.62/2} = 3.44 \text{ m}$$

$$L = 2a$$

$$L = 2 * 3.44 = 6.87 \text{ m}$$

Entonces:

$A = 3.50 \text{ m}$

$L = 7.00 \text{ m}$

$H = 2.50 \text{ m}$

Pozos de absorción

Para éste proyecto se tomó la decisión de construir pozos de absorción, con el fin de darle un tratamiento adecuado a las aguas servidas, asegurando así una infiltración de estas a los mantos permeables, evitando la contaminación de los mismos.

2.2.17 Administración, operación y mantenimiento

En este proyecto es necesario formar un comité, encargado de administrar las actividades de operación y mantenimiento del sistema, para disminuir los costos de estas actividades. Este comité deberá ser electo anualmente o como la población lo decida, para involucrar a todos los usuarios en estas actividades

A medida que se produce el envejecimiento de los sistemas de alcantarillado sanitario, el riesgo de deterioro, obstrucción y derrumbes se convierte en una consideración muy importante. Por esta razón las municipalidades de todo el mundo, están haciendo esfuerzos para mejorar de antemano, el nivel de desempeño de sus sistemas de alcantarillado. La limpieza y la inspección de los colectores de agua residual, son fundamentales para el mantenimiento y funcionamiento correcto del sistema, y además extienden la inversión de la comunidad en su infraestructura de alcantarillado.

➤ **Técnicas de inspección**

Se requieren programas de inspección, para determinar la condición actual del alcantarillado y ayudar a la planificación de una estrategia de mantenimiento. Idealmente las inspecciones del alcantarillado deben realizarse en condiciones de bajo caudal, para lo cual pueden efectuarse taponamientos temporales del colector para reducir el caudal. La mayoría de los colectores son inspeccionados utilizando uno de los métodos siguientes:

- Circuito cerrado de televisión (CCTV).
- Cámaras.
- Inspección visual.
- Inspección por iluminación con lámparas.

Las inspecciones por televisión y cámaras son las usadas con mayor frecuencia en los países desarrollados, indudablemente es la más eficiente a largo plazo, en términos de costos y las más eficaces para documentar la condición interna del alcantarillado.

Las inspecciones visuales, el cual es una de las que se propone para este proyecto, debido a su bajo costo, son vitales para tener un conocimiento completo de la condición de los alcantarillados. Las inspecciones visuales de pozos de visita y de tuberías, incluyen las de superficie y las internas. Los operadores deben prestar atención a zonas colapsadas en el suelo sobre las tuberías y terreno con acumulación de agua. Las inspecciones deben examinar en detalle la condición física de los cruces de arroyos, las condiciones de los brocales y de las tapaderas de los pozos de visita o de cualquier superficie de ladrillo expuesta, y la visibilidad de los pozos y otras estructuras. Para colectores grandes se recomienda una inspección interna o una visita a

pie dentro de la tubería. Esta inspección requiere que el operador entre al pozo de visita, el canal y a la tubería y examine la condición del brocal, la tapadera y pared del pozo, así como las paredes de la tubería encima del nivel de flujo.

La inspección de iluminación con lámpara, se utiliza para tuberías de diámetros pequeños y proyectos cuyos recursos financieros son extremadamente limitados. Se baja una lámpara dentro del pozo de mantenimiento y se coloca en el centro del cruce del brocal del pozo y la tubería, verificando así el estado del colector. Este método es recomendable para este proyecto, por su bajo costo.

➤ Técnicas de limpieza

El sistema de alcantarillado sanitario requiere un programa de limpieza, para mantener su funcionamiento apropiado. Existen varias técnicas que son usadas tradicionalmente para eliminar obstrucciones, como herramientas de mantenimiento preventivo. La tabla siguiente resume alguno de los métodos de limpieza de alcantarillado sanitario más comúnmente utilizados.

Tabla XI. Métodos de limpieza de alcantarillado sanitario

TECNOLOGÍA	USOS Y APLICACIONES
Remoción mecánica	
Método de raspado	<ul style="list-style-type: none"> • Usa un motor y un eje de soporte con barras de raspado o en sección. • A medida que rotan las barras estas deshacen los depósitos de grasas, cortan las raíces y remueven basura • Las máquinas de raspado también ayudan a colocar los cables que se usan para inspecciones televisadas y las máquinas de baldes. • Es más efectivo en tuberías hasta de 300 mm (12 pulgadas) de diámetro.
Máquina de baldes	<ul style="list-style-type: none"> • Aparato cilíndrico, cerrado en un extremo y con dos mandíbulas opuestas de bisagra al otro extremo. • Las mandíbulas se abren, y raspan los materiales para depositarlos en el balde.

	<ul style="list-style-type: none"> • Remueve parcialmente depósitos de grandes de lodo, arena, grava y otros tipos de residuos sólidos.
Remoción hidráulica	
Máquina de esfera	<ul style="list-style-type: none"> • Una esfera de limpieza de caucho con estrías gira y limpia el interior de la tubería a medida que aumenta el flujo en la línea de alcantarillado. • Remueve depósito de material inorgánico sedimentado y acumulación de grasa. • Es de mayor eficiencia en tuberías de diámetro desde 13 a 60 cm (5 a 24 pulgadas)
Chorro a presión	<ul style="list-style-type: none"> • Dirige un chorro de agua de alta velocidad a la tubería desde un pozo de visita. • Remueve la acumulación de basura y grasas, remueve las obstrucciones y corta raíces en tuberías de diámetro pequeño. • Es eficiente para la limpieza rutinaria de tuberías de diámetro pequeño y con flujo reducido.
Carretilla	<ul style="list-style-type: none"> • Escudo metálico circular con borde de caucho y articulación de bisagra montada sobre una carretilla de acero con ruedas pequeñas. El escudo funciona como un tapón para inducir una acumulación de agua. • Restriega la pared interna de la tubería. • Eficaz en la eliminación de escombros pesados y la limpieza de grasas en la línea.
Método de vaciado	<ul style="list-style-type: none"> • Introduce un flujo fuerte de agua a la línea desde un pozo de visita. • Remueve materiales flotantes y en cierta medida arena y grava. • Es de mayor eficacia cuando se usa en combinación con otras operaciones mecánicas como por ejemplo limpieza con máquina de baldes.
Cometas, bolsas y “poly pigs”	<ul style="list-style-type: none"> • Similar en función a la máquina de esfera • Los bordes rígidos de la bolsa y la cometa inducen una acción de restregado. • Es eficaz para remover la acumulación de desechos en descomposición y las grasas y removilizarlos aguas abajo.

Fuente: Water Pollution Control Federación, 1989

2.2.18 Elaboración de planos

Los planos constructivos del sistema de alcantarillado sanitario, están conformados por: planta general de la red de alcantarillado sanitario, planta perfil, detalle de pozo de visita, fosa séptica y pozo de absorción. Ver planos en el anexo.

2.2.19 Elaboración del presupuesto

El presupuesto fue elaborado siguiendo los procedimientos utilizados en el proyecto de agua potable.

Tabla XII. Presupuesto: Sistema de alcantarillado sanitario

Aldea: Caliaj

Municipio: Tecpán Guatemala

Depto: Chimaltenango

RESUMEN RENGLONES DE TRABAJO

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1.00	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.01	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	1,184.90	ML	Q 2.08	Q 2,464.59
1.02	EXCAVACIÓN	959.43	M ³	Q 23.56	Q 22,604.17
1.03	RELLENO	575.66	M ³	Q 28.82	Q 10,851.19
1.04	RETIRO DE MATERIAL SOBRENTE	383.77	M ³	Q 21.86	Q 8,389.21
2.00	POZOS DE VISITA				
2.01	POZOS DE VISITA DE 0.90 _ 1.25 MTS PROFUNDIDAD	9.00	UNIDAD	Q 5,311.00	Q 47,799.00
2.02	POZOS DE VISITA DE 1.41 _ 1.72 MTS PROFUNDIDAD	5.00	UNIDAD	Q 7,689.90	Q 38,449.50
2.03	POZO DE VISITA DE 3.12 _ MTS PROFUNDIDAD	1.00	UNIDAD	Q 14,284.53	Q 14,284.53
2.04	FOSA SÉPTICA	1.00	UNIDAD	Q 75,074.77	Q 75,074.77
2.05	POZO DE ABSORCIÓN	1.00	UNIDAD	Q 15,555.46	Q 15,555.46
3.00	INSTALACIÓN DE TUBERÍA				
3.01	TUBO PVC Ø 6" -, NORMA ASTM 3034-00	198.00	TUBO	Q 707.98	Q 140,180.04
3.02	CONEXIÓN DOMICILIAR	40.00	UNIDAD	Q 1,547.76	Q 61,910.40
COSTO TOTAL PROYECTO:					Q 437,562.86

TOTAL EN LETRAS: CUATROCIENTOS TREINTA Y SIETE MIL, QUINIENTOS SESENTA Y DOS QUETZALES
CON 00/86 CENTAVOS.

2.2.20 Evaluación socioeconómica

Para ello se utilizarán los métodos del valor presente neto y la tasa interna de retorno.

2.2.20.1 Valor presente neto

Para el presente proyecto se determino el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es del 11%. El procedimiento a realizar será:

Egresos:

Costo de ejecución = Q 437, 562.86, debido a la característica del proyecto, esta inversión no es recuperable.

Costo de operación y mantenimiento anual (CA) Q. 5,000.00

Al igual que el proyecto de agua potable, la mano de obra, los insumos y materiales para mantenimiento y operación del sistema de alcantarillado sanitario son fijadas cuidadosamente según los estimados por la municipalidad, de Tecpán Guatemala.

$$VP = CA * \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right] = 5,000.00 * \left[\frac{(1+0.11)^{30} - 1}{0.11 * (1+0.11)^{30}} \right] = Q43,468.96$$

Mantenimiento y remoción de lodos, anual (CQ) Q. 10,800.00

Primer período, luego de transcurridos 5 años.

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{10,800}{(1+0.11)^5} = Q6,409.27$$

Segundo período, luego de transcurridos 10 años.

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{10,800}{(1+0.11)^{10}} = Q3,803.59$$

Tercer período, luego de transcurridos 15 años.

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{10,800}{(1+0.11)^{15}} = Q2,257.25$$

Cuarto período, luego de transcurridos 20 años.

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{10,800}{(1+0.11)^{20}} = Q1,339.57$$

Quinto período, luego de transcurridos 25 años.

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{10,800}{(1+0.11)^{25}} = Q794.97$$

Sexto período, luego de transcurridos 30 años.

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{10,800}{(1+0.11)^{30}} = Q471.77$$

Total VP de CQ: Q.15, 076.42

Ingresos:

Pago de conexión domiciliar (ICD) Q 7,500.00

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{7,500}{(1+0.11)^1} = Q6,756.76$$

Tarifa poblacional anual (IA) = Q10/vivienda*40 vivienda*12 meses

IA = Q4, 800.00

Tarifa poblacional

$$VP = IA * \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right] = 4,800.00 * \left[\frac{(1+0.11)^{30} - 1}{0.11 * (1+0.11)^{30}} \right] = Q41,730.20$$

El valor presente neto estará dado por la sumatorias de ingresos menos los egresos que se realizaron durante el periodo de funcionamiento del sistema.

VPN = ingresos-egresos

VPN = (Q 41,730.20 - Q15, 076.42)

VPN = Q 26, 653.78

Con la tarifa propuesta, el proyecto podrá cubrir todos los costos de operación y mantenimiento que se necesitan durante el período de funcionamiento.

2.2.20.2 Tasa interna de retorno

Proyecto es de carácter social, es imposible obtener una tasa interna de retorno TIR atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión es de costo/beneficio, éste se determina de la siguiente forma:

Costo = Inversión inicial - VPN

= Q 437, 562.86 – Q 26,653.78 = Q 410,909.08

Beneficio = No. de habitantes beneficiados (a futuro)

Costo/beneficio = Q 410,909.08/583

= Q 704.82/hab.

De lo anterior se concluye que el proyecto, podría ser considerado favorablemente por cualquiera de las instituciones que trabajan actualmente con la municipalidad.

2.3 Evaluación de impacto ambiental

2.3.1 Definición de impacto ambiental y evaluación de impacto ambiental

Impacto ambiental: es cualquier alteración de las condiciones ambientales o creación de un nuevo conjunto de condiciones ambientales adverso o benéfico, provocada por la acción humana o fuerzas naturales.

Evaluación de impacto ambiental (EIA): “Instrumento de política, gestión ambiental y toma de decisiones formado por un conjunto de procedimientos capaces de garantizar, desde el inicio de la planificación, que se efectúe un examen sistemático de los impactos ambientales de un proyecto o actividad y sus opciones, así como las medidas de mitigación o protección ambiental que sean necesarias para la opción a ser desarrollada. Los resultados deberán ser presentados a los tomadores de decisión para su consideración”.

Una evaluación de Impacto Ambiental, es hacer un diagnóstico del área en donde se realizara la construcción de un proyecto determinando.

La importancia de una evaluación de impacto ambiental, radica en permitir analizar cada una de las actividades a desarrollar en el proyecto, definiendo el área impactada y el efecto o impacto para cada uno de los factores ambientales. El estudio de impacto ambiental da a conocer o identificar los impactos al ambiente producidos por la obra.

Durante la etapa de construcción u operación de la obra, es importante conocer que el proyecto ocasionará varios impactos negativos de carácter transitorio sobre los componentes: aire, suelo, agua, biota (hábitat, flora y fauna), paisaje, etc.

2.3.2 Evaluación de impacto ambiental del proyecto de agua potable

Localización del proyecto: la aldea Caliaj, se localiza a una distancia aproximada de 22 km, al oeste de la cabecera municipal de Tecpán Guatemala, Chimaltenango.

Descripción del proyecto: el proyecto consiste en la construcción de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad, para la aldea Caliaj, municipio de Tecpán Guatemala, Chimaltenango.

Características generales del proyecto:

Longitud del proyecto: 9,937 metros

Tipo de sistema: por gravedad

Periodo de diseño: 21 años

Aforo: 9.23 lts/seg.

Dotación: 120 lts/hab./día

Población actual: 875 habitantes

Población futura: 1,628 habitantes

Costo del proyecto: Q 1, 109,983.28

Tiempo aproximado de ejecución: 5 meses

Área y situación legal del terreno: el área de influencia del proyecto es de aproximadamente 10 km², es montañosa, boscosa, existen áreas de cultivo de maíz y frijol, las viviendas están en la red de distribución, no presenta problemas legales debido a que los vecinos compraron el nacimiento a la finca Santa Elena, y los permisos de los derechos de paso de tubería.

Los trabajos necesarios para la preparación del terreno son: limpieza y chapeo, manejo y disposición final de los desechos sólidos,

provenientes de la limpieza, chapeo, excavación y compactación o consolidación del terreno.

Uso de recursos naturales del área: agua de los nacimientos y suelo proveniente de las excavaciones.

Sustancias o materiales que serán utilizados: cemento, hierro, arena, piedra, grava, tubería de PVC y pegamento.

➤ **Impacto ambiental que será producido:**

Residuos y/o contaminantes que serán generados: dentro de los residuos generados, se tendrán las emisiones de partículas a la atmósfera, descarga de aguas y otros.

Emisiones a la atmósfera: el componente atmosférico, se verá impactado por actividades como el acarreo de material, durante la realización de esta actividad se generan partículas de polvo, los cuales quedan en suspensión. Este impacto puede producir enfermedades respiratorias a los trabajadores y habitantes del área de influencia directa.

Descarga de aguas residuales: el manejo inadecuado de excretas, provenientes de los campamentos y de otras áreas de trabajo puede generar la contaminación del suelo y los cuerpos de agua.

Sitios arqueológicos: es importante como objetivo fundamental para este factor, determinar si existen vestigios arqueológicos en la zona de influencia del proyecto, tratándose de comunidades indígenas con alto interés cultural para la sociedad guatemalteca.

Desechos sólidos: dentro de los contaminantes que se producirán en la fase de construcción y operación del proyecto se tienen, los residuos del material de excavación, construcción y operación del sistema, además se tendrán desechos producto de los trabajadores, entre otros.

Ruidos y/o vibraciones: los impactos ambientales por ruido se dan, principalmente, por la utilización de herramienta y equipo, durante la fase de preparación del terreno y durante la fase de construcción del sistema. El ruido puede resultar perjudicial para la fauna, trabajadores y pobladores de las comunidades aledañas al proyecto.

Contaminación visual: una mala selección del sitio, donde se instale el campamento o donde se deposite el material de desperdicio, puede ocasionar alteraciones al paisaje, además se tendrá actividades propias del proyecto, como la remoción de la cobertura vegetal, presente a la orilla de la zanja donde va a pasar la tubería.

2.3.3 Evaluación de impacto ambiental del proyecto de alcantarillado sanitario

Localización del proyecto: la aldea Caliaj, se localiza a una distancia aproximada de 22 km, al oeste de la cabecera municipal de Tecpán Guatemala, Chimaltenango.

Descripción del proyecto: el proyecto consiste en la construcción de una red de alcantarillado sanitario para la aldea Caliaj, municipio de Tecpán Guatemala, Chimaltenango.

Características generales del proyecto:

Tipo de sistema: Alcantarillado sanitario

Período de diseño: 30 años

Población actual: 240 habitantes

Población futura: 583 habitantes

Dotación: 120 l/hab./día

Factor de retorno: 0.80

Velocidad de diseño: $0.40 < V \leq 5$ m/s

Evacuación: Por gravedad

Costo del proyecto: Q 437,562.86

Tiempo aproximado de ejecución: 4 meses

Área y situación legal del terreno: el área de influencia del proyecto es de aproximadamente 3.5 km^2 , con áreas de cultivo de maíz y frijol, no se presentan problemas legales, ya que los vecinos son propietarios de los terrenos por donde se localiza el sistema.

Los trabajos necesarios para la preparación del terreno son: limpieza y chapeo del área, explotación de bancos de material, manejo y disposición final de los desechos sólidos provenientes de la limpieza, chapeo y cortes, excavación y nivelación del terreno, cortes y rellenos de material, compactación o consolidación, derrame de lubricantes, combustibles u otro material provocado por la maquinaria, etc.

Uso de recursos naturales del área: arenas y selectos provenientes de bancos de materiales, agua proveniente del sistema de abastecimiento local.

Sustancias o materiales que serán utilizados: diesel y aceites lubricantes para la maquinaria de excavación y equipo a utilizar, tubería PVC. de 4"x 6 m, 6"x 6 m Norma ASTM F-949 NOVAFORT, cemento, piedra, grava, arena y selecto.

➤ **Impacto ambiental que será producido:**

Son los mismos impactos descritos en el proyecto de sistema de abastecimiento de agua potable.

2.3.4 Medidas de mitigación

Residuos y/o contaminantes que serán generados: la maquinaria y equipo deben tener filtros, para reducir la emanación de contaminantes, durante el transporte de materiales, deben cubrirse con lona, para evitar la dispersión de partículas de suelo a lo largo del trayecto de acarreo, esto evitará malestar a los pobladores que se encuentran a la orilla del tramo en construcción.

Otro aspecto importante que deberá tomarse con especial cuidado, es el mantenimiento de la carretera de acceso a la comunidad, con los contenidos de humedad adecuados para evitar el polvo, todo el personal que labora en el campo deba equiparse con mascarillas para evitar infecciones respiratorias.

Descarga de aguas residuales: se recomienda que en los campamentos se instalen letrinas o en su defecto fosas sépticas, mismas que deberán ser ubicadas lejos de los causes o fuentes de agua, evitando que tengan contacto con la capa freática, estas deberán ser en número proporcional de 1 servicio por cada 10 personas.

Descarga de lubricantes: es conveniente que para el tratamiento de los lubricantes, se construya una fosa de captación para este tipo de residuos, en el área de campamento, estos posteriormente deberán ser recolectados y depositados en toneles de metal, para trasportarlos a áreas de reciclaje.

Sitios arqueológicos: realizar un reconocimiento y levantamiento de información detallada, para determinar la presencia de sitios arqueológicos, o

que sean de alto interés cultural, en cuanto a la presencia de sitios de carácter histórico, deberá realizarse en conjunto con el Instituto de Antropología e Historia —IDAEH-.

Desechos sólidos: en lo que respecta al material de excavación, deberá analizarse si puede ser reciclado para una pronta reincorporación, ya que disminuirá la explotación de canteras y se evitará la utilización de áreas para su disposición. En lo que respecta a los repuestos, neumáticos entre otros, deberán ser recolectados en el campamento y llevarlos a sitios donde puede ser reciclado o utilizados para alguna labor industrial, pero no deberá ser ubicados a lo largo del tramo en construcción, ni en vertederos clandestinos y municipales.

Ruidos y/o vibraciones: la maquinaria, herramienta y equipo a utilizar, debe encontrarse en buenas condiciones de funcionamiento, para minimizar las emisiones sonoras, además deberá equiparse a todo el personal de campo, con el equipo de protección especial. Se recomienda desarrollar los trabajos únicamente en jornada diurna, se considera que este impacto es de duración temporal, ya que el mismo se presenta durante el tiempo de ejecución de la obra.

Contaminación visual: el área de campamento deberá ubicarse, de preferencia, en sitios donde no se afecten las cuencas visuales, o bien donde se tengan cortinas vegetales para favorecer el impacto visual.

La ubicación de los bancos de material, será determinante para este factor, ya que debido a las condiciones topográficas, una mala selección de estos sitios, afectará el paisaje del lugar, por lo que se recomienda al finalizar las labores de extracción de material, nivelar el terreno y posteriormente reforestar con especies arbóreas del lugar.

Áreas protegidas: se deberá evitar la intervención en las áreas cercanas al área boscosa, principalmente con actividades como: explotación de bancos de material y sitios para el depósito de desperdicio, deberá evitar la tala inmoderada de árboles, ya que esto afectará los nacimientos.

Es conveniente que las medidas de mitigación propuestas en el estudio, sean compatibles con el área en mención, como la reforestación, sembrando árboles nativos, para no introducir especies exóticas al área.

El complemento lógico y deseable de un estudio de análisis de impacto ambiental es la vulnerabilidad, la ejecución de las medidas de prevención y mitigación, para corregir las debilidades encontradas.

Por ello, es muy importante que la formulación de recomendaciones técnicas y la estimación de los costos, de las medidas de mitigación, formen parte del propio estudio de vulnerabilidad. Algunas de esas medidas de mitigación serán complejas técnicamente, requerirán estudios adicionales sobre diseños de ingeniería y estimación de costos.

CONCLUSIONES

1. La construcción del proyecto de agua potable de la aldea Caliaj, beneficiará a 159 familias con el vital líquido, en cantidad suficiente y de buena calidad, con lo que se espera mejorar la calidad de vida de los pobladores, durante los próximos 21 años.
2. De acuerdo al resultado del análisis bacteriológico, efectuado a la muestra de agua por parte del Ministerio de Salud Pública, el cual indica que es apto para consumo humano, la fuente no necesita ningún tipo de obra especial para asegurar su calidad, sin embargo con el propósito de prevenir cualquier contaminación futura, se incorporó al diseño un sistema de tratamiento de desinfección a base de cloración, a través de un alimentador automático de tricloro.
3. La falta de un sistema de alcantarillado sanitario, es causa de focos de contaminación y fuente de malos olores, por lo que la construcción del sistema de alcantarillado sanitario, es importante para la aldea Caliaj, ya que permitirá elevar el nivel de vida de su población y contribuirá a la conservación del medio ambiente.
4. La ejecución de los proyectos es ambientalmente viable, siempre que se cumplan con las medidas de mitigación aquí propuestas, así como las establecidas por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, con lo cual se evitará, afectar el entorno.
5. A través del Ejercicio Profesional Supervisado, se complementa la formación profesional del estudiante, ya permite y fomenta la confrontación teórica - práctica, para iniciar con mayor seguridad el desempeño de su profesión.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Tecpán Guatemala

1. Dar prioridad a la ejecución de los proyectos propuestos, debido a que son de necesidad primaria para la salud y bienestar de la población de la aldea.
2. Implementar programas de capacitaciones hacia la población, sobre la importancia de los árboles y las consecuencias de la tala de éstos, en las áreas cercanas a los nacimientos de agua.
3. Asegurar la implementación de operación y mantenimiento preventivo y correctivo en ambos proyectos, ya que éstos inciden en el buen funcionamiento, durante el período para el que fueron diseñados.
4. Todo proyecto de alcantarillado sanitario, deberá contener dentro del sistema, un tratamiento para aguas residuales, para evitar situaciones contrarias a la ley del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, razón por la cual dentro del diseño se incorporó un tratamiento primario a base de fosa séptica y pozo de absorción.
5. Garantizar la supervisión técnica en la ejecución de ambos proyectos, a través de la Oficina Municipal de Planificación (OMP), para que se cumplan con las especificaciones técnicas contenidas en los planos, para así obtener mayor eficiencia y calidad de ambos proyectos.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alberto Vásquez, Luís. Diseño de la red de alcantarillado sanitario para el asentamiento Monja Blanca del municipio de Villa Canales, departamento de Guatemala. Trabajo de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2004. 126 p.
2. Hernández Vélez, Amilcar Rafael. Diseño y planificación del sistema de abastecimiento de agua potable para el municipio de San José, Petén. Trabajo de graduación de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2004. 143 p.
3. León Medrano, David Israel. Planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Yichwitz Chonó, San Pedro Soloma, Huehuetenango. Tesis Ing. Civil Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2000. 86 p.
4. López Calderón, José Augusto. Introducción de agua potable de la aldea Cucharas, del municipio de Morales, Izabal. Trabajo de graduación de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2004. 68 p.
5. Morales Soto, Jorge. Estudio y diseño de la red de alcantarillado sanitario del cantón El Copado, municipio de Santo Domingo, Suchitepéquez. Trabajo de graduación de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2004. 109 p.
6. Nilson, Arthur H. y George Winter. Diseño de estructuras de concreto. 12^a ed. México: Editorial McGraw-Hill, 1999.
7. Rodas Aldana, Erick. Diseño de la red de recolección de aguas residuales del caserío Los Ángeles, municipio de Champerico, Retalhuleu. Trabajo de graduación de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2004. 83 p.
8. UNEPAR, Cartilla para la operación y mantenimiento de acueductos rurales, Guatemala: Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales, 1980.
9. UNEPAR, Normas de diseño de abastecimiento de agua potable en zonas rurales. Guatemala, 1991.

ANEXO

Figura 13. Análisis bacteriológico del agua



EL INFRASCRITO TECNICO EN SALUD RURAL, DEL CENTRO DE SALUD DE TECPAN GUATEMALA, CERTIFICA HABERCE REALIZADO ANALISIS BACTERIOLOGICO DEL AGUA DEL CONSUMO HUMANO DE LA COMUNIDAD DE CALIAJ, RELIZANDO EL ANALISIS LA MUESTRA DIO RESULTADO DE CERO COLONIAS DE COLIFORMES FECALES POR 100 MILILITROS DE AGUA, POR LO TANTO: ESTE SISTEMA ES APTO PARA EL CONSUMO HUMANO.

Y PARA LOS USOS LEGALES QUE AL INTERESADO CONVenga FIRMO LA PRESENTE EN UNA HOJA DE PAPEL BOND TAMAÑO CARTA CON EL MEMBRETE DE LA INSTITUCION EN EL MUNICIPIO DE TECPAN GUATEMALA, CHIMALTENANGO A LOS DIECISIETE DIA DEL MES DE ENERO DE AÑO DOS MIS OCHO _____

Nota: las muestras de agua fueron tomadas el día jueves 20 de Diciembre del 2007.

F. 
EUSEBIO RAMON CUTZAL
TECNICO EN SALUD RURAL.



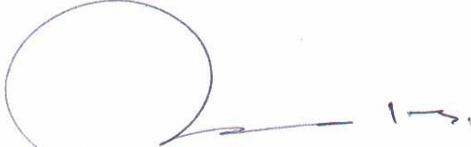

VO. BO
Dr. FRANCISCO-RENE NAJERA
DIRECTOR CENTRO DE SALUD
TECPAN GUATEMALA.

Tabla XIII. Memoria de cálculo hidráulico del sistema de agua potable

Est.	P.O	Descripción	DH	DH	Cota	No.	Caudal	Ø	Tubería	Ø	COEF.	Hf	V	Cota	P.D.	P.E.
			mts.	Acum.	metros	Viv.	Ls/seg	Nom.	PVC	Inter.	PVC	m	m/s	Piezo	M	M
	BM	Captación			1000											
BM	1	L. de conducc.	14.35	14.35	997.47	169	9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	1.24	2.58	998.76	1.29	2.53
1	2	"	28.58	42.93	991.58		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	3.71	2.58	996.29	4.71	8.42
2	3	"	18.67	61.60	987.07		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	5.32	2.58	994.68	7.61	12.93
3	4	"	25.85	87.45	980.05		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	7.55	2.58	992.45	12.40	19.95
4	5	"	20.47	107.92	973.09	169	9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	9.32	2.58	990.68	17.59	26.91
5	6	"	14.85	122.77	971.02		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	10.60	2.58	989.40	18.38	28.98
6	7	"	20.54	143.31	964.99	169	9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	12.37	2.58	987.63	22.64	35.01
7	8	"	48.82	192.13	937.92		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	16.59	2.58	983.41	45.49	62.08
8	9	"	5.84	197.97	937.94		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	17.09	2.58	982.91	44.97	62.06
9	10	"	5.00	202.97	934.90		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	17.52	2.58	982.48	47.58	65.10
10	11	"	29.40	232.37	921.26		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	20.06	2.58	979.94	58.68	78.74
11	12	L de conducc.	18.97	251.34	912.90		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	21.70	2.58	978.30	65.40	87.10
12	13	"	8.73	260.07	911.83		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	22.45	2.58	977.55	65.72	88.17
13	14	"	26.50	286.57	896.24		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	24.74	2.58	975.26	79.02	103.76
14	15	"	16.95	303.52	897.65		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	26.20	2.58	973.80	76.15	102.35
15	16	"	29.15	332.67	887.16		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	28.72	2.58	971.28	84.12	112.84
16	17	"	8.00	340.67	887.57		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	29.41	2.58	970.59	83.02	112.43
17	18	"	13.65	354.32	885.85		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	30.59	2.58	969.41	83.56	114.15
18	19	"	17.82	372.14	884.53		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	32.13	2.58	967.87	83.34	115.47
19	20	"	9.98	382.12	884.59		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	32.99	2.58	967.01	82.42	115.41
20	21	"	55.36	437.48	878.98		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	37.77	2.58	962.23	83.25	121.02
21	22	"	39.84	477.32	876.25		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	41.21	2.58	958.79	82.54	123.75
23	23	"	24.54	501.86	879.96		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	43.33	2.58	956.67	76.71	120.04
23	24	"	14.89	516.75	881.11		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	44.61	2.58	955.39	74.28	118.89
24	25	"	4.86	521.61	881.32		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	45.03	2.58	954.97	73.65	118.68
25	26	"	36.00	557.61	882.42		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	48.14	2.58	951.86	69.44	117.58
26	27	"	41.72	599.33	879.23		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	51.74	2.58	948.26	69.03	120.77
27	28	"	19.94	619.27	880.52		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	53.46	2.58	946.54	66.02	119.48
28	29	"	53.97	673.24	879.60		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	58.12	2.58	941.88	62.28	120.40
29	30	"	25.95	699.19	878.23		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	60.36	2.58	939.64	61.41	121.77
30	31	C.Rompe Presión	15.90	715.09	877.28		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	61.73	2.58	938.27	60.99	0.95
31	32	L de conducc.	49.07	49.07	865.52		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	4.24	2.58	873.99	8.47	12.71

.....Continúa tabla XIII

32	33	"	10.89	59.96	864.86		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	5.18	2.58	873.05	8.19	13.37
33	34	"	7.85	67.81	864.21		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	5.85	2.58	872.38	8.17	14.02
34	35	"	32.42	100.23	857.45		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	8.65	2.58	869.58	12.13	20.78
35	36	"	41.05	141.28	848.89		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	12.20	2.58	866.03	17.14	29.34
36	37	L de conducc.	12.89	154.17	847.64		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	13.31	2.58	864.92	17.28	30.59
37	38	"	7.84	162.01	842.29		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	13.99	2.58	864.24	21.95	35.94
38	39	"	40.64	202.65	815.82		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	17.49	2.58	860.74	44.92	62.41
39	40	"	68.82	271.47	803.86		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	23.44	2.58	854.79	50.93	74.37
40	41	"	25.05	296.52	816.44		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	25.60	2.58	852.63	36.19	61.79
41	42	"	78.11	374.63	828.15		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	32.34	2.58	845.89	17.74	50.08
42	43	"	15.00	389.63	828.41		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	33.64	2.58	844.59	16.18	49.82
43	44	"	21.04	410.67	816.59		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	35.45	2.58	842.78	26.19	61.64
44	45	"	44.27	454.94	782.98		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	39.27	2.58	838.96	55.98	95.25
45	46	"	27.92	482.86	764.83		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	41.69	2.58	836.54	71.71	113.40
46	47	"	43.01	525.87	729.58		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	45.40	2.58	832.83	103.25	148.65
47	48	"	27.56	553.43	743.35		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	47.78	2.58	830.45	87.10	134.88
48	49	"	63.00	616.43	735.51		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	53.22	2.58	825.01	89.50	142.72
49	50	"	16.29	632.72	739.41		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	54.62	2.58	823.61	84.20	138.82
50	51	"	50.67	683.39	752.69		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	59.00	2.58	819.23	66.54	125.54
51	52	"	81.75	765.14	757.40		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	66.05	2.58	812.18	54.78	120.83
52	53	"	43.89	809.03	755.59		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	69.84	2.58	808.39	52.80	122.64
53	54	"	153.84	962.87	724.58		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	83.12	2.58	795.11	70.53	153.65
54	55	"	257.78	1220.65	698.24		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	105.38	2.58	772.85	74.61	179.99
55	56	"	157.07	1377.72	745.99		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	118.94	2.58	757.31	11.32	130.26
56	57	Tanque almac.	43.98	1421.70	746.16		9.23	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	122.73	2.58	753.52	7.36	130.09
57	58	L de distrib.	11.86	11.86	745.64	169	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	0.02	0.39	746.14	0.50	0.52
58	59	"	13.88	25.74	745.04	169	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	0.04	0.39	746.12	1.08	1.12
59	60	"	25.38	51.12	741.65	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	0.08	0.39	746.08	4.43	4.51
60	61	"	243.58	294.70	660.43	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	0.45	0.39	745.71	85.28	85.73
61	62	"	219.88	514.58	654.44	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	0.79	0.39	745.37	90.93	91.72
62	63	"	124.00	638.58	653.58	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	0.98	0.39	745.18	91.60	92.58
63	64	"	205.98	844.56	654.82	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	1.30	0.39	744.86	90.04	91.34
64	65	"	92.00	936.56	654.98	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	1.44	0.39	744.72	89.74	91.18
65	66	"	56.00	992.56	655.41	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	1.53	0.39	744.63	89.22	90.75
66	67	"	137.94	1130.50	652.67	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	1.74	0.39	744.42	91.75	93.49
67	68	"	173.90	1304.40	657.04	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	2.01	0.39	744.15	87.11	89.12
68	69	"	117.92	1422.32	659.85	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	2.19	0.39	743.97	84.12	86.31

.....Continúa tabla XIII

69	70	"	143.68	1566.00	666.43	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	2.41	0.39	743.75	77.32	79.73
70	71	"	114.55	1680.55	679.45	169	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	2.59	0.39	743.57	64.12	66.71
71	72	"	37.19	1717.74	689.94	169	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	2.64	0.39	743.52	53.58	56.22
72	73	"	130.00	1847.74	690.87	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	2.84	0.39	743.32	52.45	55.29
73	74	Línea de distribución	158.00	2005.74	691.75	169	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	3.09	0.39	743.07	51.32	54.41
74	75	"	112.00	2117.74	691.11	169	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	3.26	0.39	742.90	51.79	55.05
75	76	"	191.97	2309.71	692.37	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	3.55	0.39	742.61	50.24	53.79
76	77	"	169.42	2479.13	702.25	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	3.81	0.39	742.35	40.10	43.91
77	78	"	28.00	2507.13	702.91	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	3.86	0.39	742.30	39.39	43.25
78	79	"	39.98	2547.11	704.96	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	3.92	0.39	742.24	37.28	41.20
79	80	"	142.00	2689.11	705.56	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	4.14	0.39	742.02	36.46	40.60
80	81	"	98.00	2787.11	706.32	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	4.29	0.39	741.87	35.55	39.84
81	82	"	75.96	2863.07	707.88	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	4.40	0.39	741.76	33.88	38.28
82	83	"	73.93	2937.00	710.89	169	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	4.52	0.39	741.64	30.75	35.27
83	84	"	31.94	2968.94	710.33	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	4.57	0.39	741.59	31.26	35.83
84	85	"	144.00	3112.94	710.25	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	4.79	0.39	741.37	31.12	35.91
85	86	"	96.00	3208.94	711.46	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	4.94	0.39	741.22	29.76	34.70
86	87	"	92.00	3300.94	708.65	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	5.08	0.39	741.08	32.43	37.51
87	88	"	99.98	3400.92	710.38	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	5.23	0.39	740.93	30.55	35.78
88	89	Línea de distribución	46.00	3446.92	711.66	"	3.40	4"	160 PSI	4.154	150	5.30	0.39	740.86	29.20	34.50
89	R89	RAMAL "C"	278.04	278.04	721.52	12	0.50	1"	160 PSI	1.195	150	5.26	0.69	735.59	14.07	19.34
89	90	Línea de distribución	81.97	81.97	713.77	157	3.35	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	1.08	0.94	739.77	26.00	27.09
90	91	"	83.94	165.91	716.46	"	3.35	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	2.19	0.94	738.66	22.20	24.40
91	92A	Línea de distribución	55.92	55.92	719.15	"	3.35	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	0.74	0.94	737.93	18.78	19.51
92A	R92A	RAMAL "T"	289.39	289.39	715.85	13	0.52	1"	160 PSI	1.195	150	5.94	0.72	731.99	16.14	22.08
92A	93A	Línea de distribución	55.37	55.37	725.29	87	2.02	2"	160 PSI	2.193	150	0.73	0.83	737.20	11.91	12.64
93A	R93A	RAMAL "J" "	104.00	104.00	722.14	6	0.34	3/4"	250 PSI	0.926	150	3.29	0.77	733.91	11.77	15.06
93A	94A	Línea de distribución	73.98	129.35	724.19	81	1.88	2"	160 PSI	2.193	150	1.49	0.77	735.70	11.51	13.01
94A	95A	"	69.98	199.33	723.61	"	1.88	2"	160 PSI	2.193	150	2.30	0.77	734.90	11.29	13.59
95A	96A	"	79.98	279.31	724.12	"	1.88	2"	160 PSI	2.193	150	3.22	0.77	733.97	9.85	13.08
96A	97A	"	83.98	363.29	718.42	"	1.88	2"	160 PSI	2.193	150	4.19	0.77	733.01	14.59	18.78
97A	98A	"	63.99	427.28	719.03	"	1.88	2"	160 PSI	2.193	150	4.93	0.77	732.27	13.24	18.17
98A	99A	"	41.87	469.15	720.28	"	1.88	2"	160 PSI	2.193	150	5.41	0.77	731.78	11.50	16.92
99A	100A	"	65.89	535.04	718.28	"	1.88	2"	160 PSI	2.193	150	6.17	0.77	731.02	12.74	18.92
100A	R100A	RAMAL "A"	77.05	77.05	717.79	5	0.3	3/4"	250 PSI	0.926	150	1.99	0.69	729.04	11.25	13.23
100A	101A	Línea de distribución	47.98	47.98	718.22	76	1.77	2"	160 PSI	2.193	150	0.50	0.73	730.53	12.31	12.80
101 A	102A	"	54.00	54.00	717.21	35	0.89	1 1/2"	160 PSI	1.754	150	0.46	0.57	730.07	12.86	11.83

.....Continúa tabla XIII

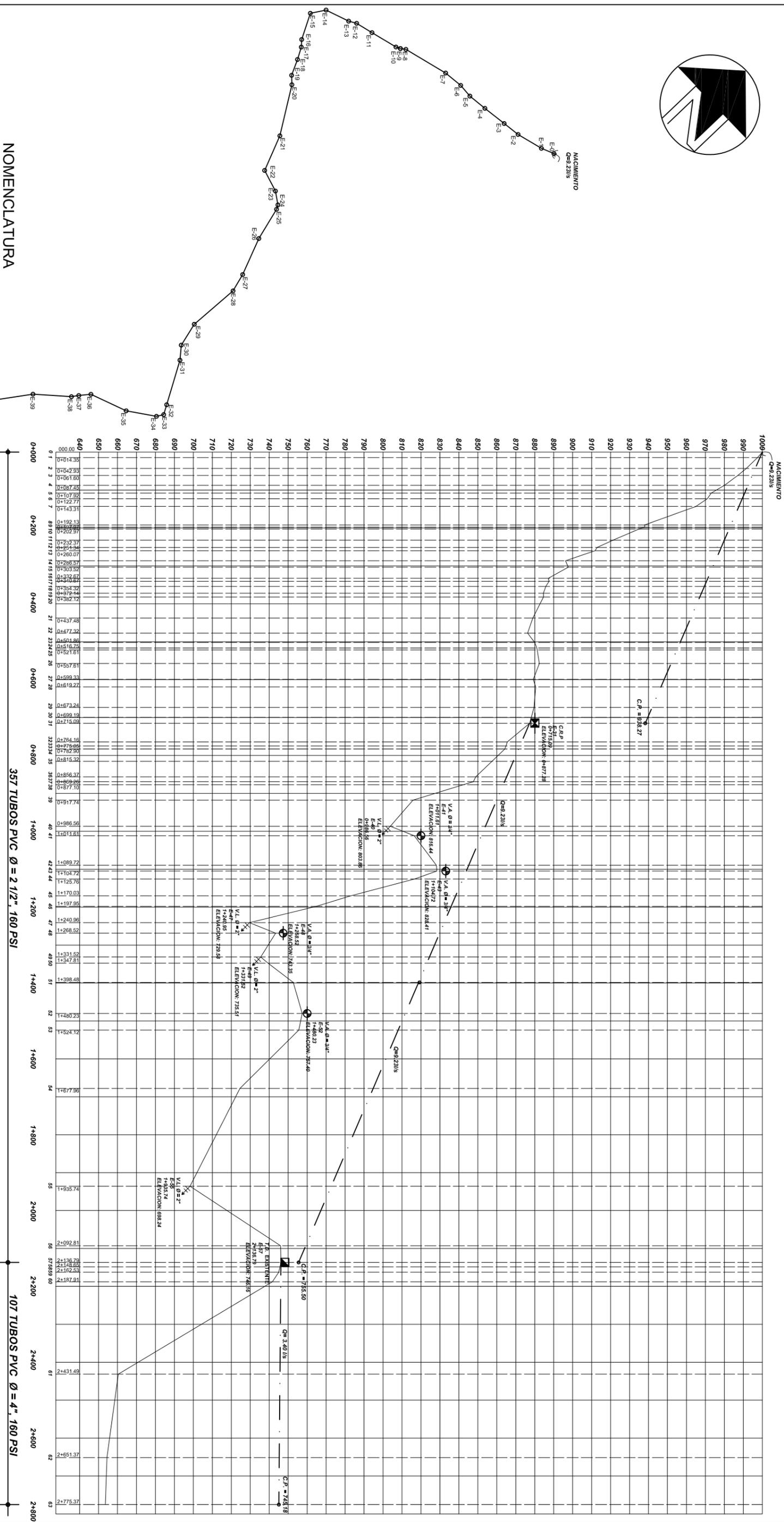
102 A	R102A1	"	27.62	81.62	712.47	"	0.89	1 1/2"	160 PSI	1.754	150	0.70	0.57	729.83	17.36	18.06
R102A1	RA2.1	Línea de distribución	60.15	60.15	712.47	11	0.47	1"	160 PSI	1.195	150	1.03	0.65	728.80	16.33	12.82
RA2.1	RA2.2	"	87.87	148.02	709.45	"	0.47	1"	160 PSI	1.195	150	2.53	0.65	727.30	17.85	21.08
RA2.2	RA2.3	"	76.00	224.02	707.46	"	0.47	1"	160 PSI	1.195	150	3.82	0.65	726.00	18.54	22.61
R102A1	103A	"	231.85	231.85	710.64	20	0.65	1 1/2"	160 PSI	1.754	150	1.11	0.42	728.72	18.08	19.19
103A	104A	"	136.12	367.97	708.04	"	0.65	1 1/2"	160 PSI	1.754	150	1.77	0.42	728.06	20.02	21.79
104A	R-A3	"	50.77	50.77	708.24	3	0.21	3/4"	250 PSI	0.926	150	0.68	0.48	727.39	19.15	19.82
R-A3	R-A3.1	"	143.07	143.07	709.12	5	0.30	3/4"	250 PSI	0.926	150	3.69	0.69	724.38	15.26	18.94
R-A3.1	R-A3.2	Línea de distribución	278.85	278.85	709.59	6	0.34	3/4"	250 PSI	0.926	150	9.06	0.78	719.01	9.42	18.47
101A	102B	"	169.98	169.98	718.22	20	0.65	1 1/4"	160 PSI	1.532	150	1.58	0.55	728.95	10.73	12.31
102B	103B	"	21.68	191.66	717.79	"	0.65	1 1/4"	160 PSI	1.532	150	1.78	0.55	728.75	10.96	12.74
103B	104B	"	46.55	238.21	712.01	"	0.65	1 1/4"	160 PSI	1.532	150	2.21	0.55	728.32	16.31	18.52
104B	105B	"	184.00	422.21	711.54	"	0.65	1 1/4"	160 PSI	1.532	150	3.92	0.55	726.61	15.07	18.99
105B	106B	"	123.78	123.78	716.37	6	0.34	3/4"	250 PSI	0.926	150	3.91	0.77	726.62	10.25	14.16
105B	107B	"	129.95	129.95	714.09	4	0.26	3/4"	250 PSI	0.926	150	2.57	0.60	724.05	9.96	12.53
107B	108B	"	165.49	165.49	713.81	"	0.26	3/4"	250 PSI	0.926	150	3.27	0.60	723.35	9.54	12.81
91	92C	Línea de distribución	203.64	203.64	724.68	57	1.50	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	0.61	0.42	738.05	13.37	13.98
92C	93C	"	253.96	457.60	721.97	"	1.50	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	1.37	0.42	737.29	15.32	16.69
93C	94C	"	51.98	509.58	723.29	"	1.50	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	1.53	0.42	737.14	13.85	15.37
94C	95C	"	52.48	562.06	723.68	"	1.50	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	1.68	0.42	736.98	13.30	14.98
95C	96C	"	102.36	664.42	713.40	"	1.50	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	1.99	0.42	736.68	23.28	25.26
96C	97C	"	195.59	860.01	725.96	"	1.50	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	2.58	0.42	736.09	10.13	12.70
97C	98C	"	73.92	933.93	728.44	"	1.50	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	2.80	0.42	735.87	7.43	10.22
98C	99C	"	53.98	987.91	726.66	"	1.50	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	2.96	0.42	735.71	9.05	12.00
99C	100C	"	98.00	1085.91	726.33	"	1.50	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	3.25	0.42	735.41	9.08	12.33
100C	101C	"	96.00	1181.91	727.32	"	1.50	2 1/2"	160 PSI	2.655	150	3.54	0.42	735.13	7.81	11.34
101C	R-C1	RAMAL " E " "	72.03	72.03	724.58	5	0.30	3/4"	250 PSI	0.926	150	1.86	0.69	733.27	8.69	10.55
R-C1	R-C2	"	52.28	124.31	721.65	"	0.30	3/4"	250 PSI	0.926	150	3.20	0.69	731.92	10.27	13.48
101C	102C	Línea de distribución	113.78	113.78	720.94	52	0.76	1"	160 PSI	1.195	150	4.73	1.05	730.40	9.46	14.19
102C	103C	"	162.93	276.71	708.36	"	0.76	1"	160 PSI	1.195	150	11.49	1.05	723.63	15.27	26.77
103C	104C	RAMAL " H " "	97.32	97.32	699.96	8	0.39	1"	160 PSI	1.195	150	1.18	0.54	722.45	22.49	23.67
104C	105C	"	57.38	154.70	699.42	"	0.39	1"	160 PSI	1.195	150	1.87	0.54	721.76	22.34	24.21
105C	106C	"	59.41	214.11	705.86	"	0.39	1"	160 PSI	1.195	150	2.59	0.54	721.04	15.18	17.77
103C	107C	RAMAL " F " "	87.98	87.98	703.79	13	0.52	1"	160 PSI	1.195	150	1.81	0.72	721.82	18.03	19.84
107C	108C	"	23.98	111.96	703.98	"	0.52	1"	160 PSI	1.195	150	2.30	0.72	721.33	17.35	19.65
108C	109C	"	74.71	186.67	702.48	"	0.52	1"	160 PSI	1.195	150	3.84	0.72	719.79	17.31	21.15
109C	110C	"	46.09	232.76	702.96	"	0.52	1"	160 PSI	1.195	150	4.79	0.72	718.84	15.88	20.67
110C	111C	"	91.78	324.54	701.86	"	0.52	1"	160 PSI	1.195	150	6.68	0.72	716.95	15.09	21.77

Tabla XIV. Memoria de cálculo hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario aldea Caliaj

DE	A	COTA DE TERRENO		DH (m)	PEND. TERR. (%)	CONEX. ACT.		CONEX. FUT.		FACT.HARMOND		Fqm	Qdis.(l/s)		q/Q(l/s)	
		PV	PV			INICIO	FINAL	LOCAL	ACUM.	LOCAL	ACUM.		ACT.	FUT.	ACT.	FUT.
1	2	725.29	724.19	73.98	1.49	8	8	48	117	4.32	4.22	0.002	0.41	0.99	0.0165	0.0392
2	3	724.19	723.61	69.98	0.83	4	12	72	175	4.28	4.17	0.002	0.62	1.46	0.0335	0.0792
3	4	723.61	724.12	79.98	-0.64	2	14	84	204	4.26	4.14	0.002	0.72	1.69	0.0633	0.1493
4	5	724.12	718.42	83.62	6.82	2	16	96	233	4.11	4.12	0.002	1.92	1.92	0.0383	0.0384
5	6	718.42	720.28	105.86	-1.76	2	18	108	262	4.06	4.1	0.002	2.13	2.15	0.1881	0.1899
6	7	720.28	718.26	83.94	2.41	2	20	120	291	4.02	4.08	0.002	2.34	2.38	0.1350	0.1371
7	8	718.26	717.21	83.94	1.25	7	27	162	393	3.88	4.03	0.002	3.05	3.17	0.1480	0.1537
8	9	717.21	712.47	27.62	17.16	1	28	168	408	3.87	4.02	0.002	3.16	3.28	0.0369	0.0383
9	10	712.47	711.68	100.00	0.79	6	34	204	495	3.76	3.98	0.002	3.72	3.94	0.2319	0.2454
10	11	711.68	710.89	100.00	0.79	5	39	234	568	3.68	3.95	0.002	4.18	4.49	0.2604	0.2795
11	12	710.89	709.27	100.00	1.62	1	40	240	583	3.66	3.94	0.002	4.27	4.59	0.1814	0.1952
12	13	709.27	707.38	100.00	1.89	0	40	240	583	3.66	3.94	0.002	4.27	4.59	0.1539	0.1657
13	14	707.38	705.50	100.00	1.88	0	40	240	583	3.66	3.94	0.002	4.27	4.59	0.1519	0.1635
14	15	705.50	704.08	75.63	1.88	0	40	240	583	3.66	3.94	0.002	4.27	4.59	0.1519	0.1635

v/V tabla		d/D tabla		VEL(m/s)		" n "	Ø	s%	SECC. LLENA		COTAS INVERT		ALTURA POZO		EXCAVACION M³
ACT.	FUT.	ACT.	FUT.	ACT.	FUT.				TUB.	Vel (m/s)	Q. (l/s)	INICIO	FINAL	INICIO	
0.3750	0.4840	0.0900	0.1350	0.52	0.67	0.010	6	1.49	1.38	25.17	724.39	723.29	0.90	0.90	39.95
0.4630	0.5770	0.1250	0.1800	0.47	0.58	0.010	6	0.80	1.01	18.42	723.26	722.70	0.93	0.91	38.63
0.5600	0.7160	0.1700	0.2600	0.35	0.44	0.010	6	0.30	0.62	11.31	722.67	722.43	0.94	1.69	63.10
0.4790	0.4790	0.1325	0.1325	1.31	1.31	0.010	6	5.85	2.74	49.98	722.40	717.51	1.72	0.91	65.98
0.7610	0.7760	0.2900	0.3000	0.47	0.48	0.010	6	0.30	0.62	11.31	717.48	717.16	0.94	3.12	128.94
0.6920	0.7020	0.2450	0.2500	0.66	0.67	0.010	6	0.70	0.95	17.33	717.13	716.54	3.15	1.72	122.64
0.7160	0.7300	0.2600	0.2700	0.81	0.82	0.010	6	1.00	1.13	20.61	716.51	715.67	1.75	1.54	82.85
0.4790	0.4810	0.1325	0.1330	2.25	2.26	0.010	6	17.16	4.69	85.55	715.64	710.90	1.57	1.57	26.02
0.8170	0.8300	0.3300	0.3400	0.72	0.73	0.010	6	0.60	0.88	16.05	710.87	710.27	1.60	1.41	90.30
0.8430	0.8560	0.3500	0.3600	0.74	0.75	0.010	6	0.60	0.88	16.05	710.24	709.64	1.44	1.25	80.70
0.7610	0.7760	0.2900	0.3000	0.98	1.00	0.010	6	1.30	1.29	23.53	709.61	708.31	1.28	0.96	67.20
0.7300	0.7380	0.2700	0.2800	1.11	1.12	0.010	6	1.80	1.52	27.73	708.28	706.48	0.99	0.90	56.70
0.7300	0.7380	0.2700	0.2800	1.12	1.14	0.010	6	1.85	1.54	28.09	706.45	704.60	0.93	0.90	54.90
0.7300	0.7380	0.2700	0.2800	1.12	1.14	0.010	6	1.84	1.54	28.09	704.57	703.18	0.93	0.90	41.52

Figura 14. Planta-perfil línea de conducción



NOMENCLATURA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
☒	CAJA ROMPE PRESION
▣	TANQUE DE DISTRIBUCION
▤	VALVULA DE LIMPIEZA
⊕	VALVULA DE AIRE
○	ESTACION
⌋	TANQUE DE CAPTACION
⌋	COTO PEZOMETRICA
ELEV =	ELEVACION DE TERRENO
Q =	CAUDAL EN LITROS POR SEGUNDO
☐	VENEDA

PLANTA PERFIL E-0 - E-63

ESCALA HORIZONTAL 1:5000
ESCALA VERTICAL 1:1000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
MUNICIPIALIDAD DE TECUN GUATEMALA	
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA CALUL, TECUN GUATEMALA CHIMALTENANGO	
CONTENIDO: PLANTA PERFIL LINEA DE CONDUCCION	DISEÑO: P.C. CALCULO: P.C.
ESTUDIANTE: PABLO C.	ESCALA: 1:5000
DIBUJO: P.C.	FECHA: MARZO 2009
HOJA 1	
ALCALDE MUNICIPAL	

Figura 17. Planta-perfil red de distribución

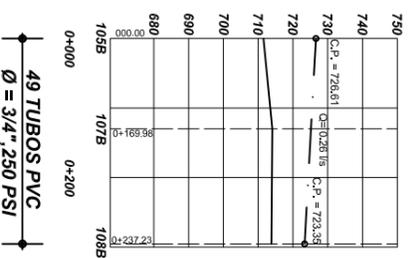
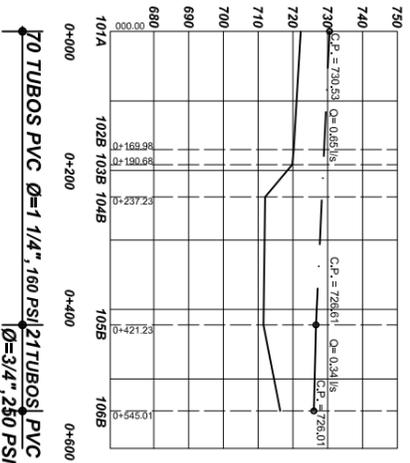
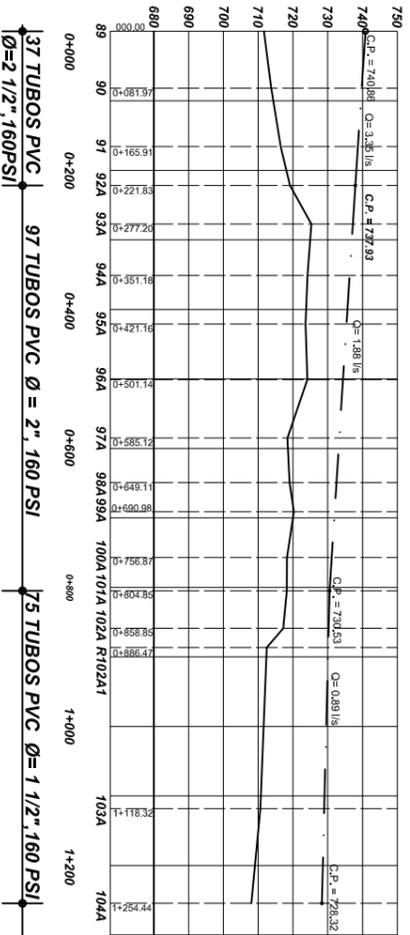
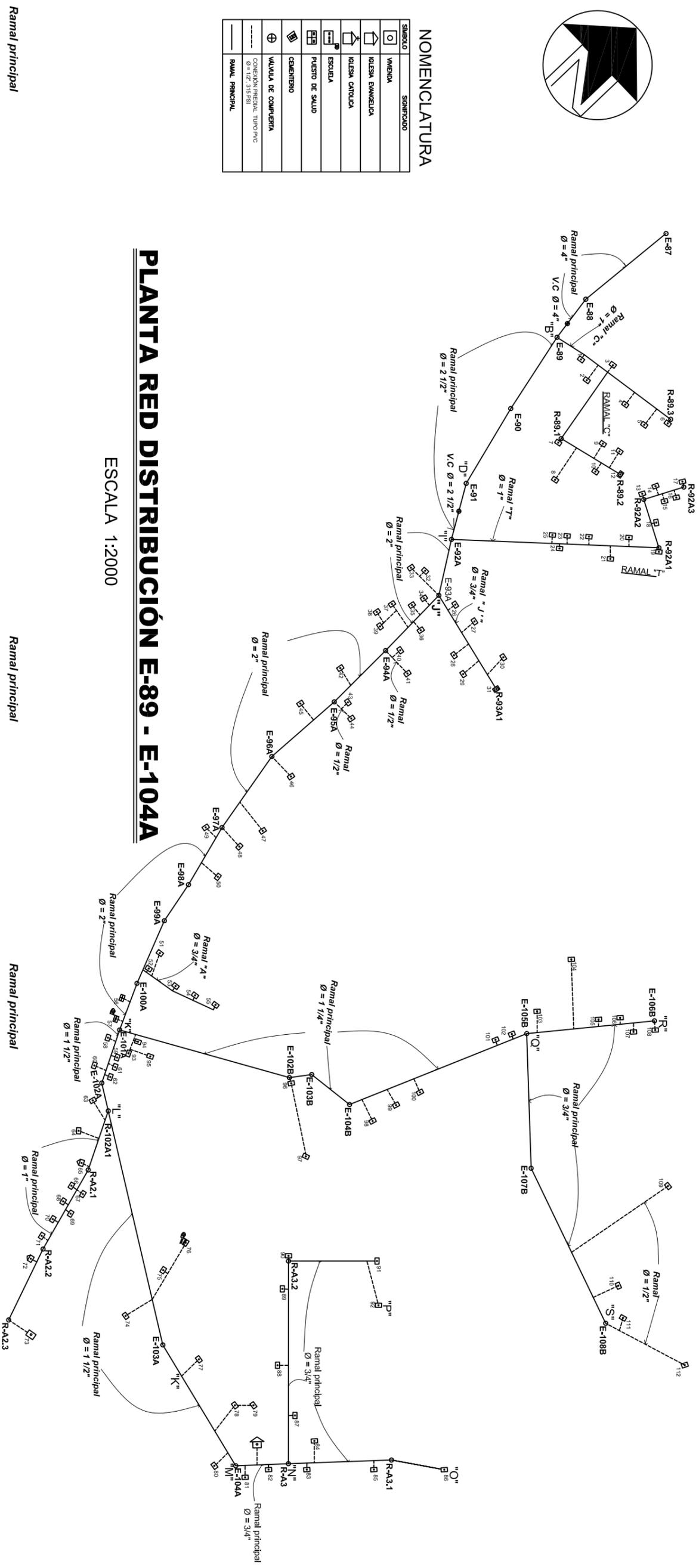


NOMENCLATURA

⊙	SOMBRADO
◻	VIVIENDA
⌘	IGLESIA EVANGELICA
⌘	IGLESIA CATOLICA
⌘	ESCUELA
⌘	PUESTO DE SALUD
⌘	CEDIMIENTO
⊕	VALVULA DE CERRAMIENTA
---	CONEXION PERIFER. TUBO PVC
---	Ø = 1 1/2", 314.9 PSI
---	RAMAL PRINCIPAL

PLANTA RED DISTRIBUCIÓN E-89 - E-104A

ESCALA 1:2000

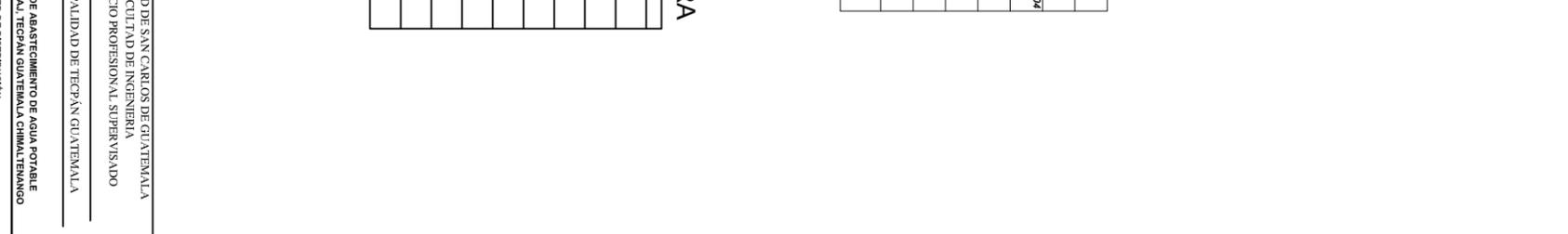
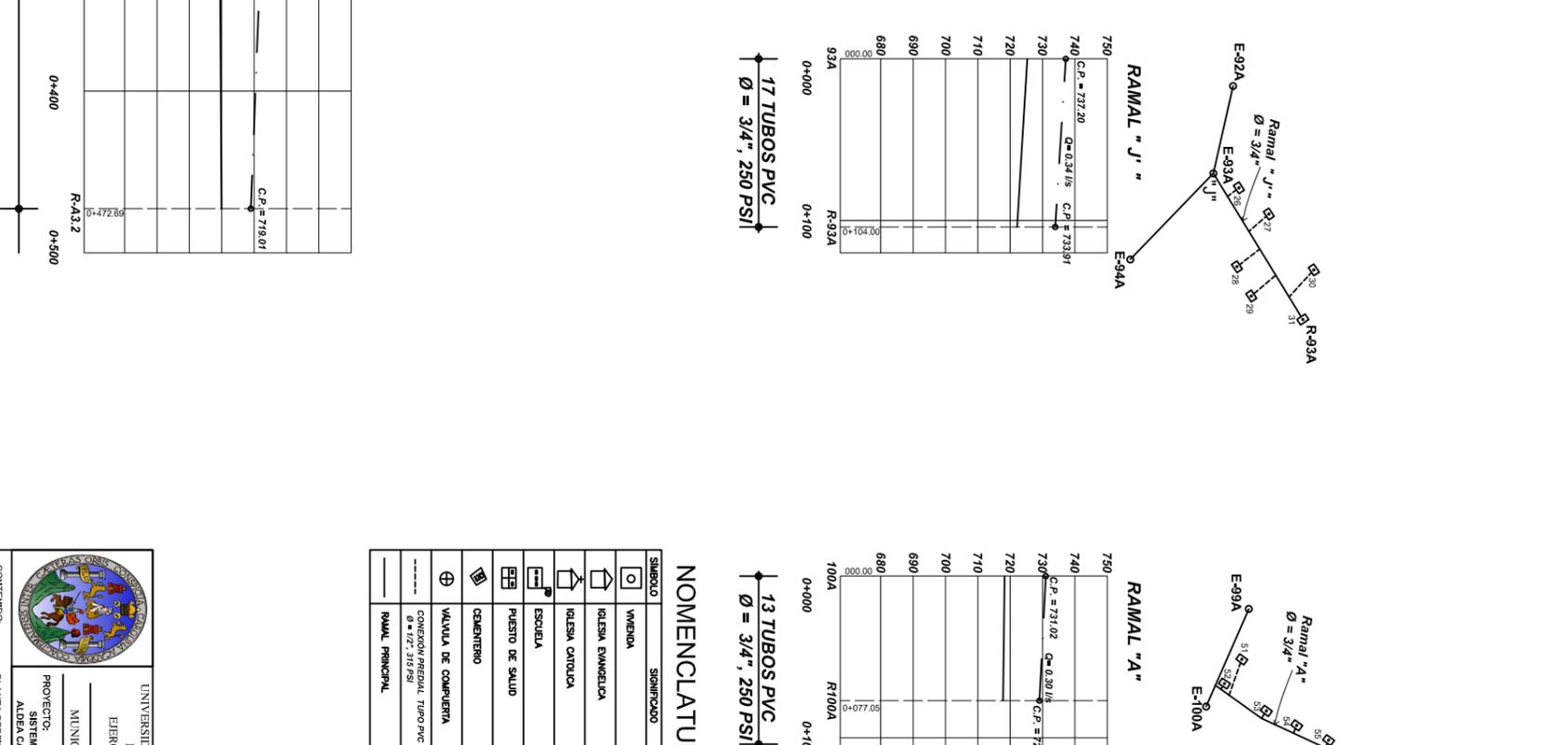
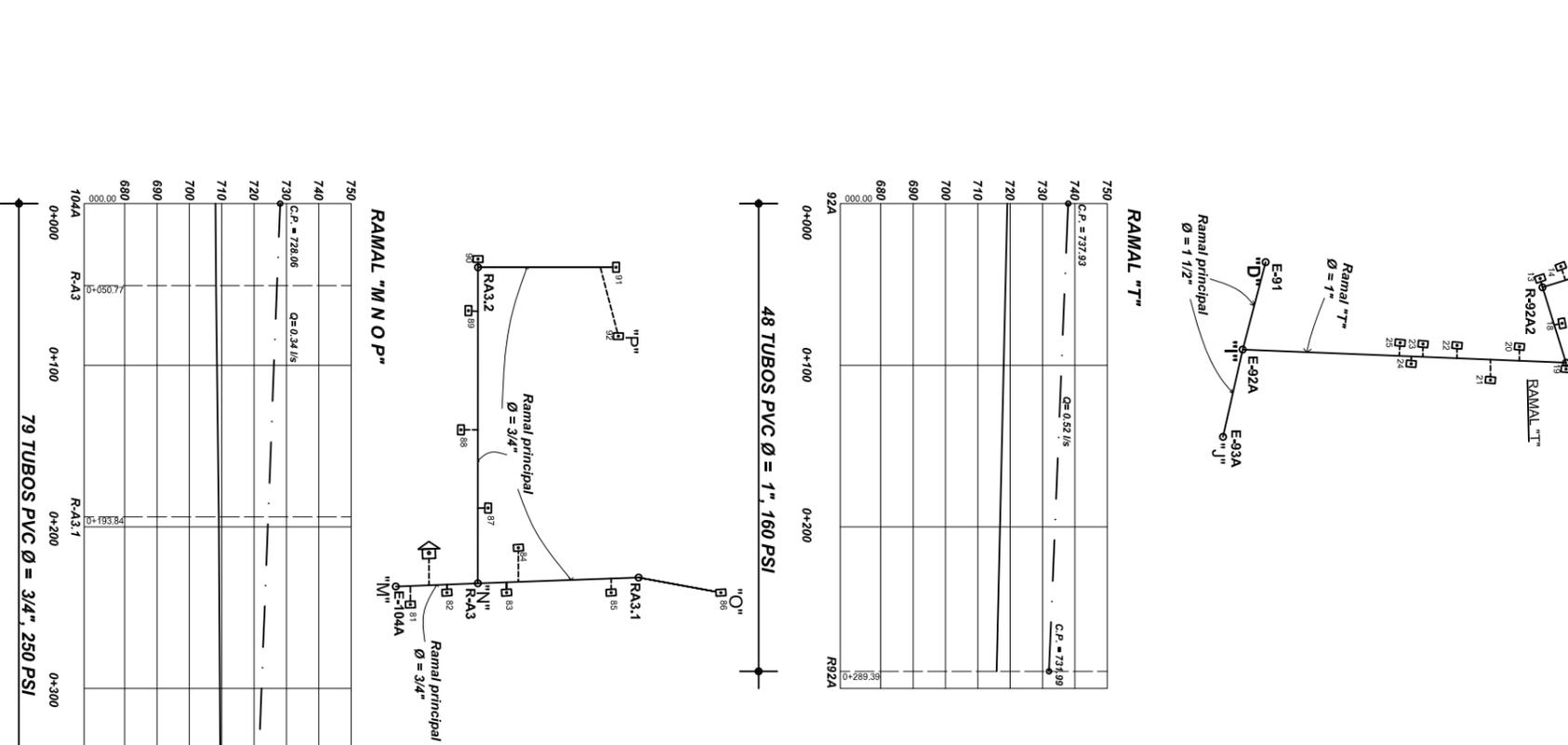
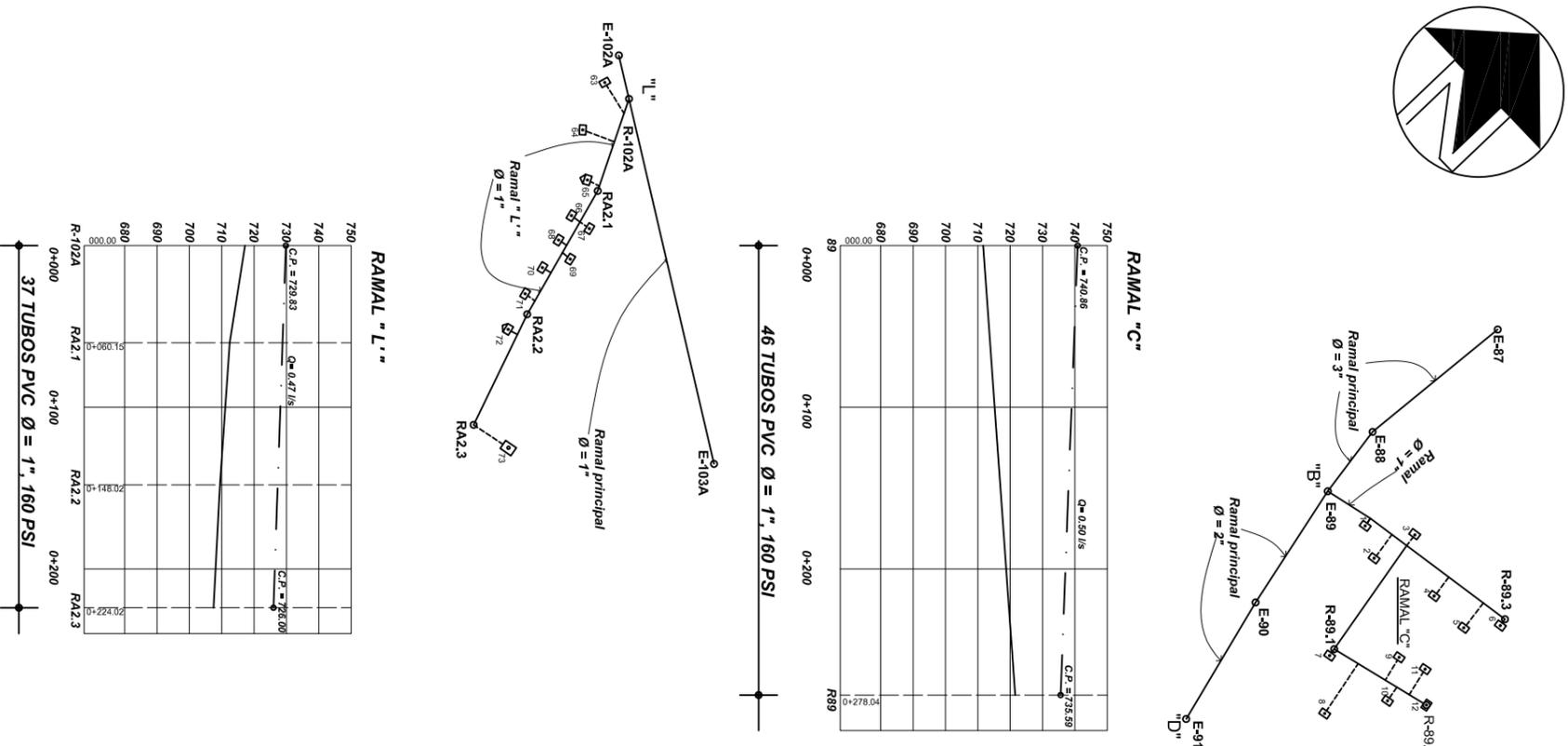


PERFIL RED DISTRIBUCIÓN E-89 - E-104A

ESCALA HORIZONTAL 1:5000
ESCALA VERTICAL 1:1000

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERIA	
		MUNICIPALIDAD DE TEPÁN GUATEMALA	
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA CALAL, TEPÁN GUATEMALA CHIMALTENANGO			
CONTENIDO:	PLANTA PERIL RED DE DISTRIBUCION	CALCULO:	P.C.
ESTUDIANTE:	PABLO C.	DISEÑO:	P.C.
DIRIGIDO:	P.C.	ESCALA:	1:5000
FECHA:	MARZO 2009	HOLLA:	4
V. ASesor: ALDOVE MURRAY V. ASesor: ALDOVE MURRAY		ALDOVE MURRAY ALDOVE MURRAY	

Figura 18. Planta-perfil red de distribución



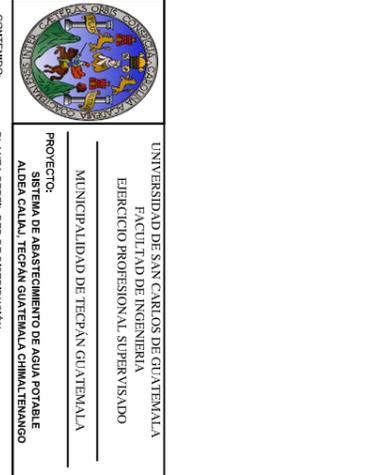
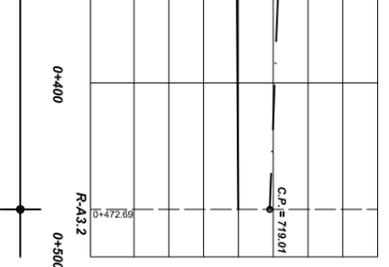
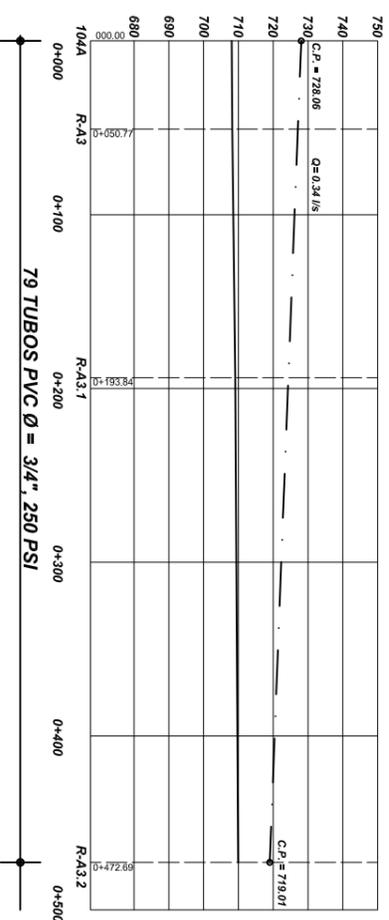
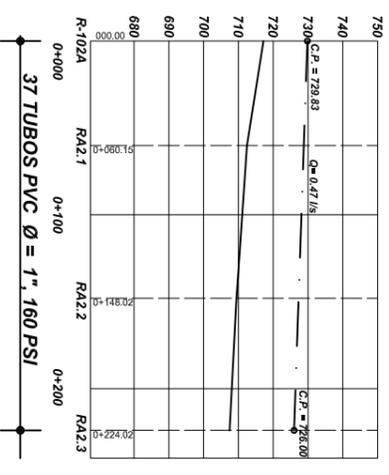
48 TUBOS PVC Ø = 1", 160 PSI

17 TUBOS PVC Ø = 3/4", 250 PSI

13 TUBOS PVC Ø = 3/4", 250 PSI

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	VENTANA
	IGLESIA EVANGELICA
	IGLESIA ORTODOXA
	ESCUELA
	PUESTO DE SALUD
	CEMENTERIO
	VALVULA DE COMPUERTA
	CONEXION FRENADA, TIPO PVC
	RAMAL PRINCIPAL

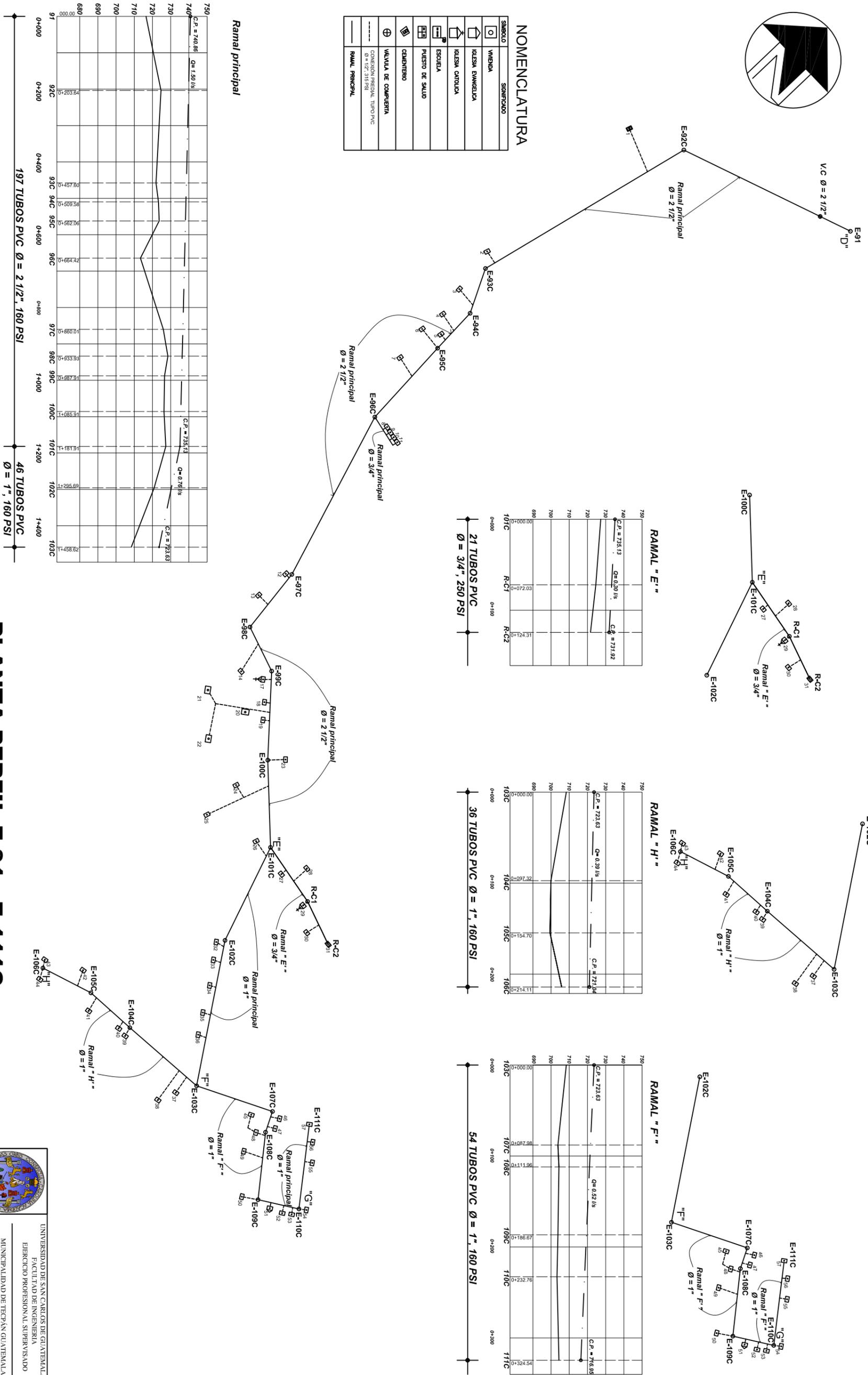


PLANTA PERFIL RED DISTRIBUCIÓN

ESCALA HORIZONTAL 1:2000
ESCALA VERTICAL 1:1000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
MUNICIPIALIDAD DE TECPÁN GUATEMALA	
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA CALAL, TECPÁN GUATEMALA CHIMALTENANGO	
CONTENIDO: PLANTA PERFIL RED DE DISTRIBUCIÓN	DISEÑO: P.C. CÁLCULO: P.C.
ESTUDIANTE: PABLO C.	ESCALA: 1:2000
DIBUJO: P.C.	HOJA 5
FECHA: MARZO 2009	ALCALDE MUNICIPAL

Figura 19. Planta-perfil red de distribución

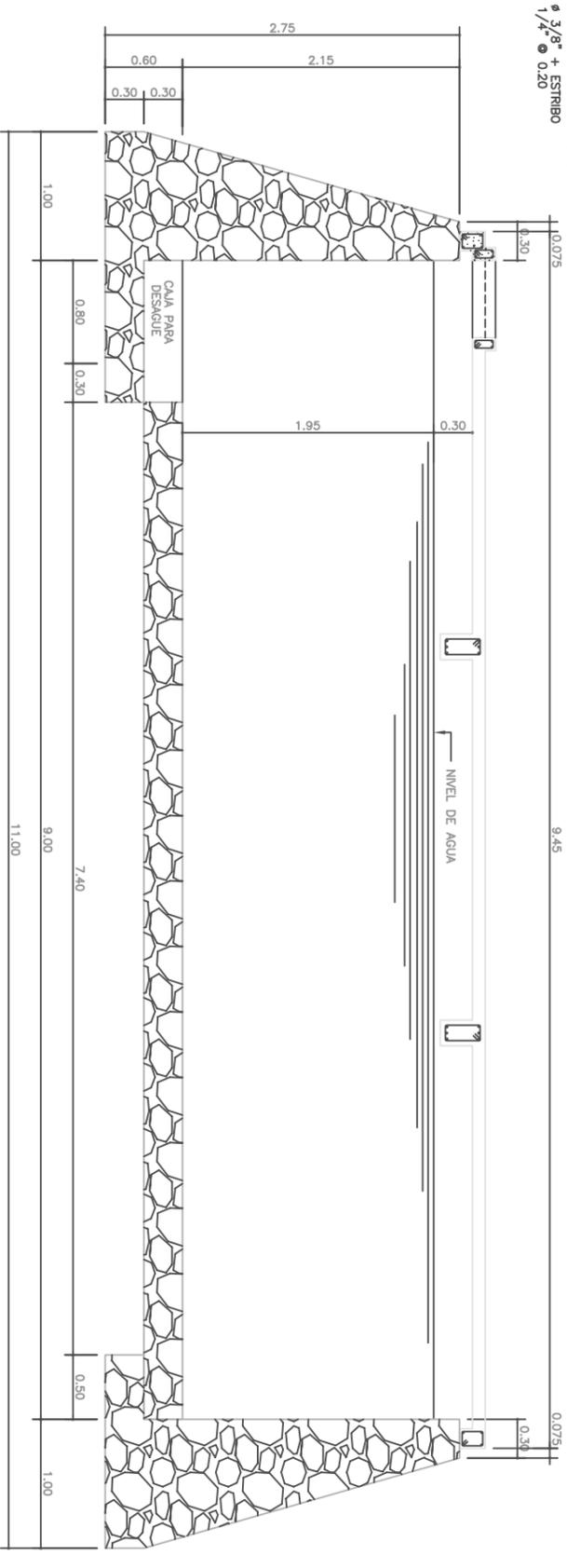
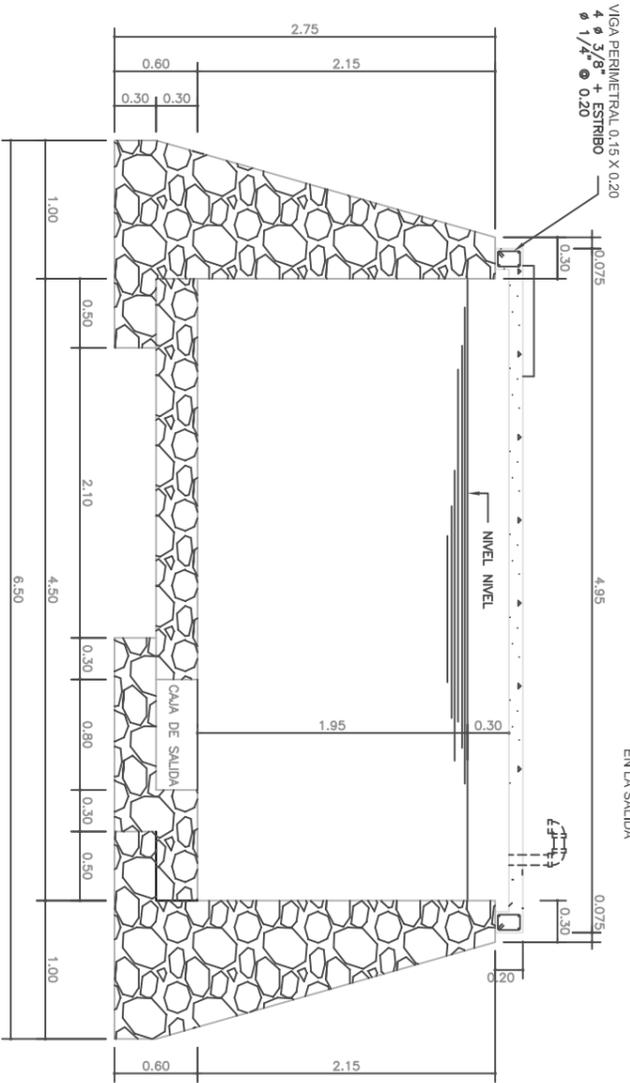
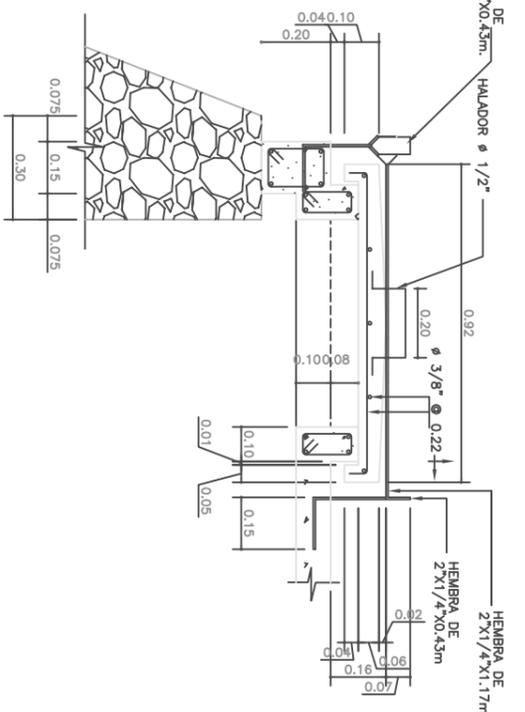
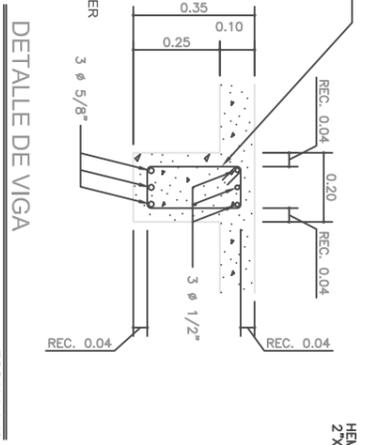
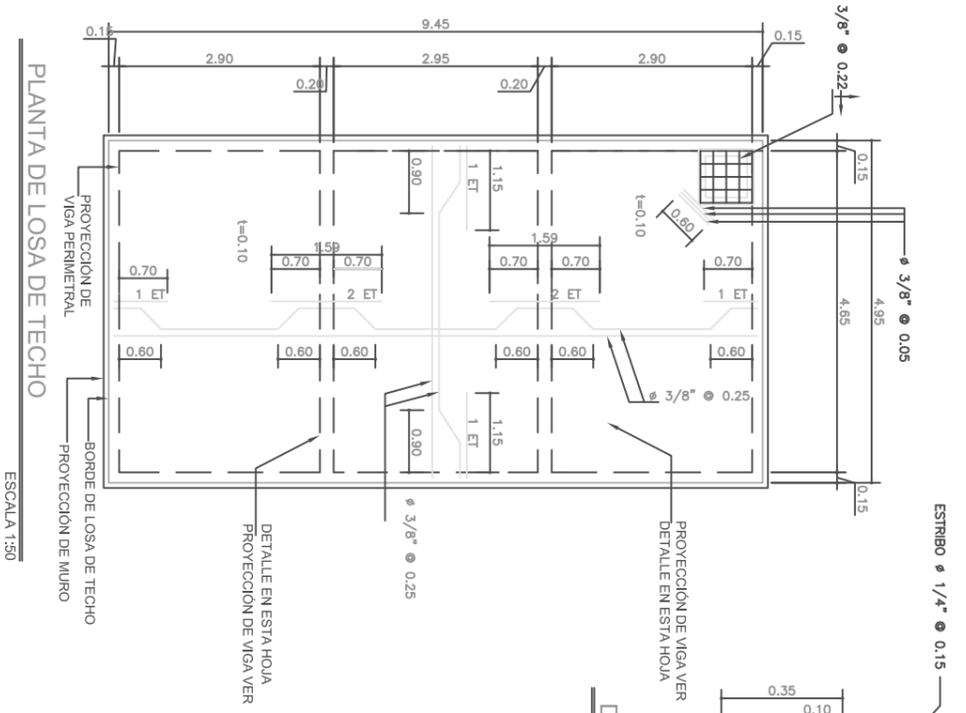
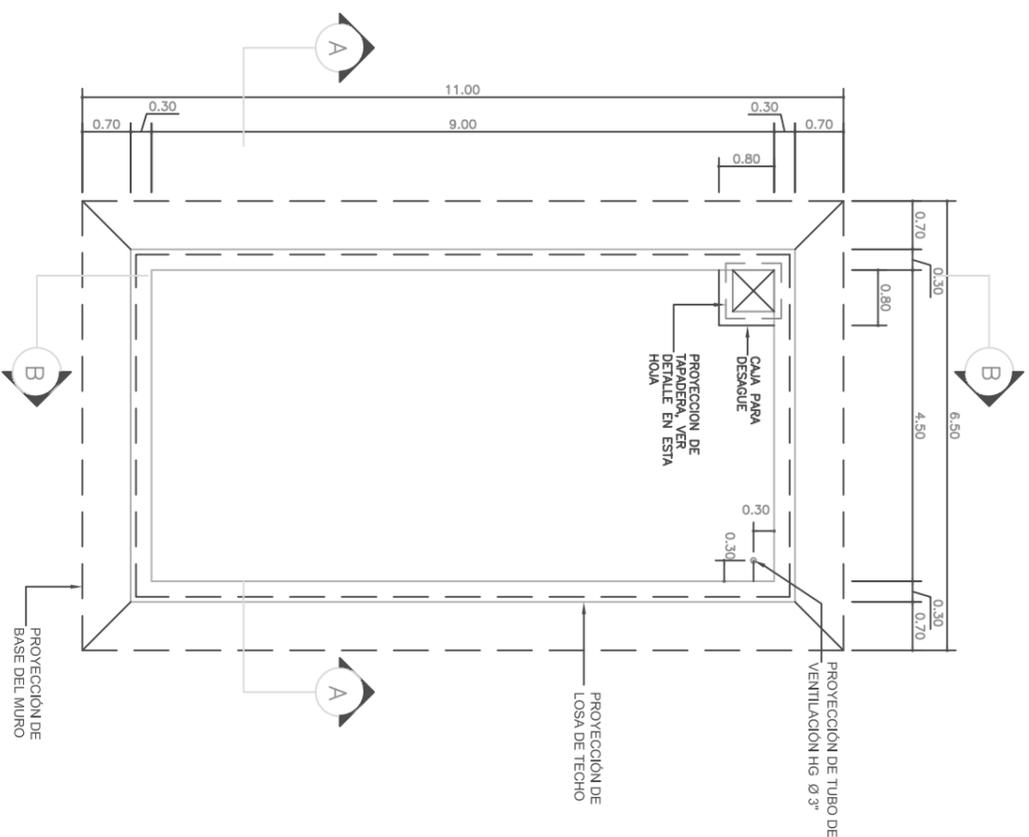


PLANTA PERFIL E-91 - E-111C

ESCALA HORIZONTAL 1:2000
ESCALA VERTICAL 1:1000

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		MUNICIPALIDAD DE TECUN GUATEMALA	
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA CATALA, TECUN GUATEMALA CHIMALTENANGO			
CONTENIDO:	PLANTA PERFIL RED DE DISTRIBUCION	DISEÑO: P.C.	CALCULO: P.C.
ESTUDIANTE:	PABLO C.	ESCALA: 2000	
DEBIDO: P.C.			
FECHA: MARZO 2009			
ALDO PEREZ GONZALEZ ALDO PEREZ GONZALEZ		ALDO PEREZ GONZALEZ ALDO PEREZ GONZALEZ	
		HOJA 6 9	

Figura 20. Tanque almacenamiento



ESPECIFICACIONES

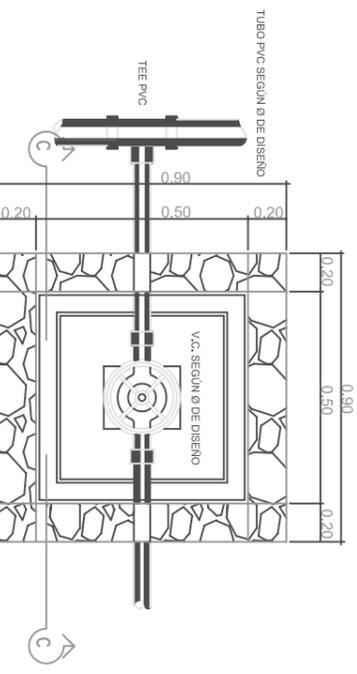
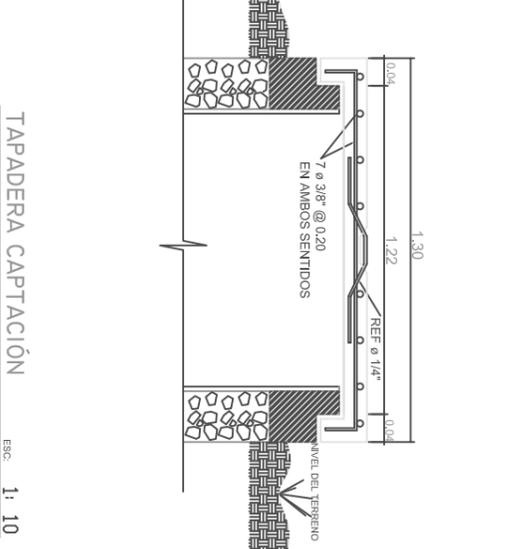
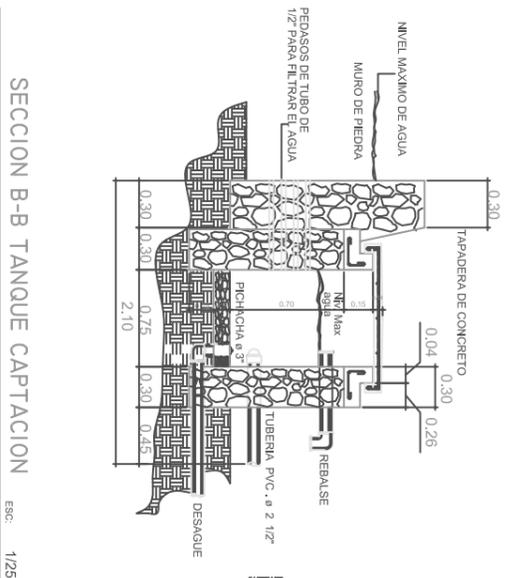
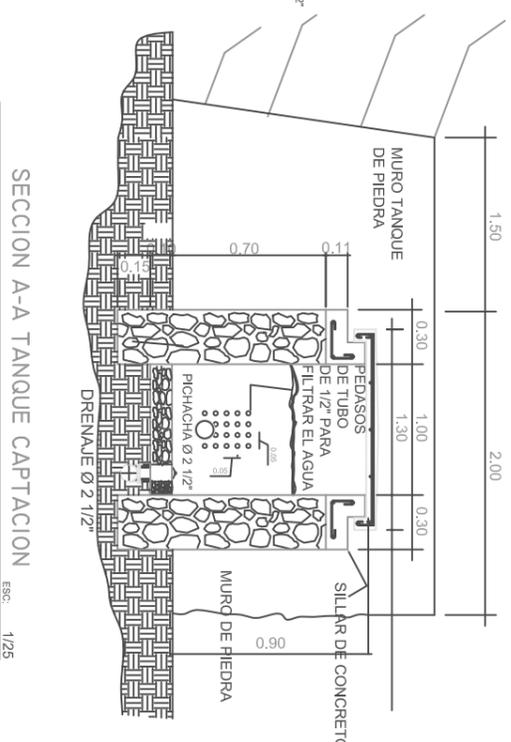
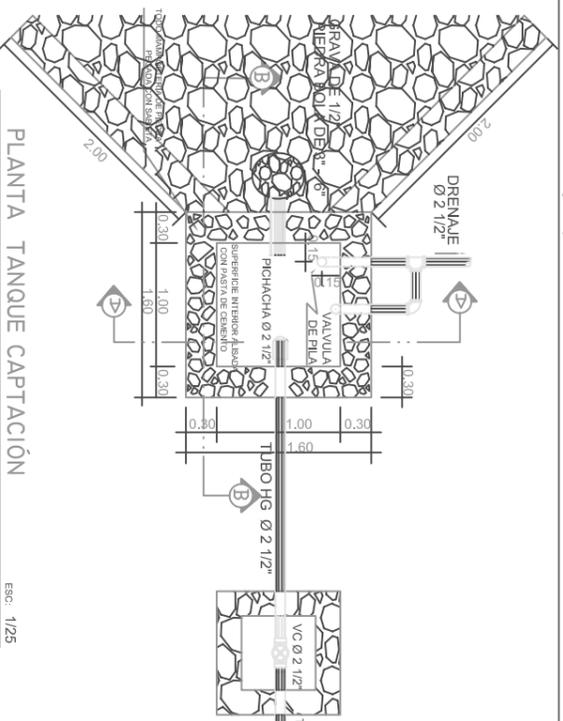
- MATERIALES**
- 1* CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPRTURA A COMPRESION DE 210 Kg/cm² (3000 lb/Psq2) A LOS 28 DÍAS
 - 2* ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE 1/4" = 2810 Kg/cm² (60000 KSI) ESPECIFICACION ASTM A615
 - 3* VAROS: LOS MUIROS ESTAN DISEÑADOS PARA TRABAJAR TANTO SOBRE COMO BAJO TIERRA.
 - 4* TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
 - 5* LOS RECUBRAMIENTOS SERAN DE 50mm, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRO VALOR EN EL DISEÑO.
 - 6* EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APROXIMADO.
 - 7* LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS: PREPARA DESPUEAS IMPERMEABILIZAR EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SARTA DE CEMENTO ARENA PROPORCION (1:2), DEBIDAMENTE ALISADA.
 - 8* LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE CONCRETO DEBERAN QUEDAR CERRADAS CON CEMENTO ARENA.
 - 10* LOS MUIROS DEL TANQUE SEBAN DE MAPOSTERIA.
 - 11* EL RECUBRIMIENTO EN LA LOSA SERA DE 0.03m.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE TEGUCIGALPA, GUATEMALA

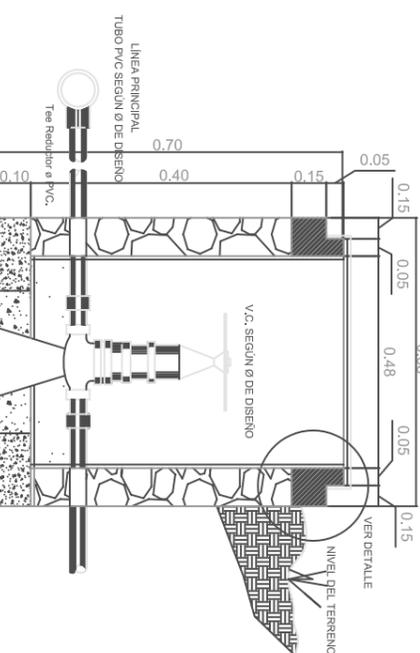
PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA CATALI, TEGUCIGALPA, GUATEMALA, CHIMALTENANGO
CONTENIDO:	TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE 80 M ³ DE MAPOSTERIA
ESTUDIANTE:	PABLO C.
DIRIGIDO:	ESCALA: 1:50
FECHA:	MARZO 2008
HOJA:	7
	9

Figura 22. Detalle de cajas para válvulas



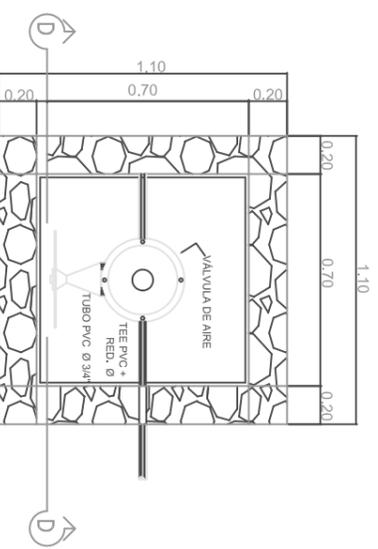
VALVULA DE COMPUERTA

ESC: 1:10



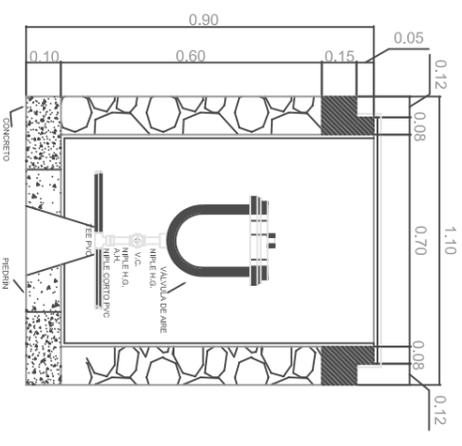
SECCION C - C

ESC: 1:10



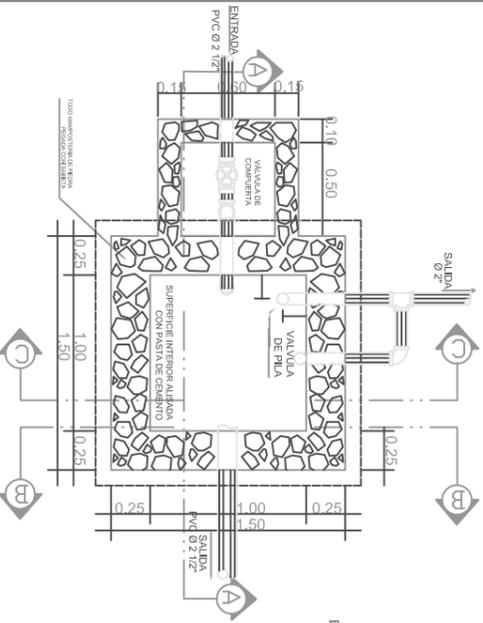
VALVULA DE AIRE

ESC: 1:10



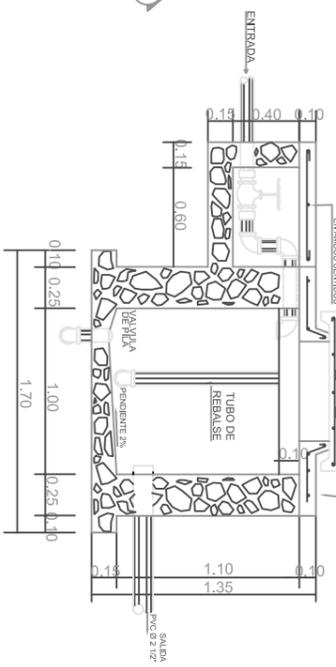
SECCION D - D

ESC: 1:10

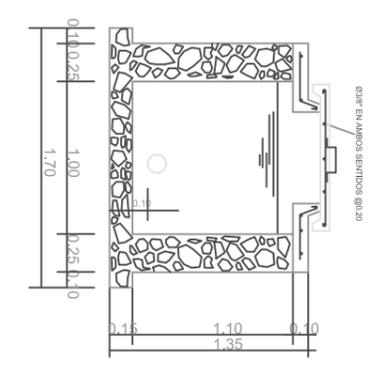


PLANTA CAJA ROMPE PRESIÓN

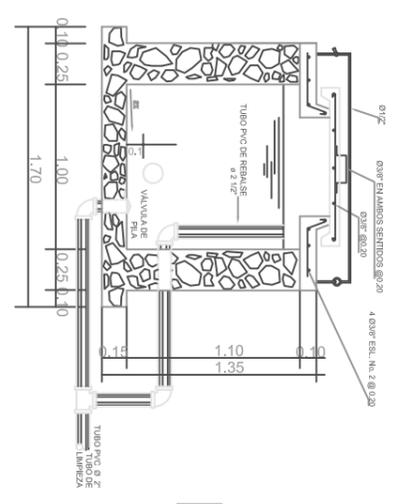
ESC: 1/25



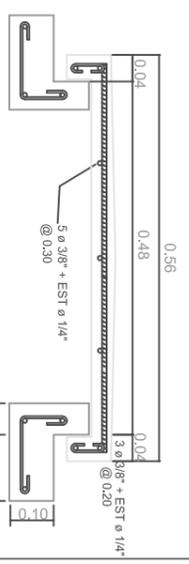
SECCION A - A C.R.P.



SECCION B - B C.R.P.



SECCION C - C C.R.P.



TAPADERA CAJA VÁLVULA

ESC: 1:10

NOTA:
LA MAMPONERÍA DE HIEDRA SE HARA DE LA SIGUIENTE MANERA:
33 % MORTERO Y 67 % PIEDRA BOLA
EL MORTERO SE HARA EN LA PROPORCION 1:3: CEMENTO Y ARENA DE RIO RESPECTIVAMENTE
EL CONCRETO SE HARA EN LA PROPORCION 1:2:3: CEMENTO, ARENA DE RIO Y PIEDRA EN LAS TAPADERAS SE DEJARA UN DESNIVEL
NECESARIO PARA DRENAR EL AGUA DE LLUVIA, LA ALTURA DE LAS CAJAS PUEDE VARIAR DE ACUERDO AL NIVEL DEL TERRENO Y LA PROFUNDIDAD DE LA TUBERÍA.

DETALLE DE CAJAS DE VÁLVULA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE TECPÁN GUATEMALA

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
ALTA CORDON, TECPÁN GUATEMALA, GUATEMALA

CONTENIDO: DETALLES DE CAJAS PARA VALVULAS CAJA DE CAPTACION Y CAJA ROMPE PRESION

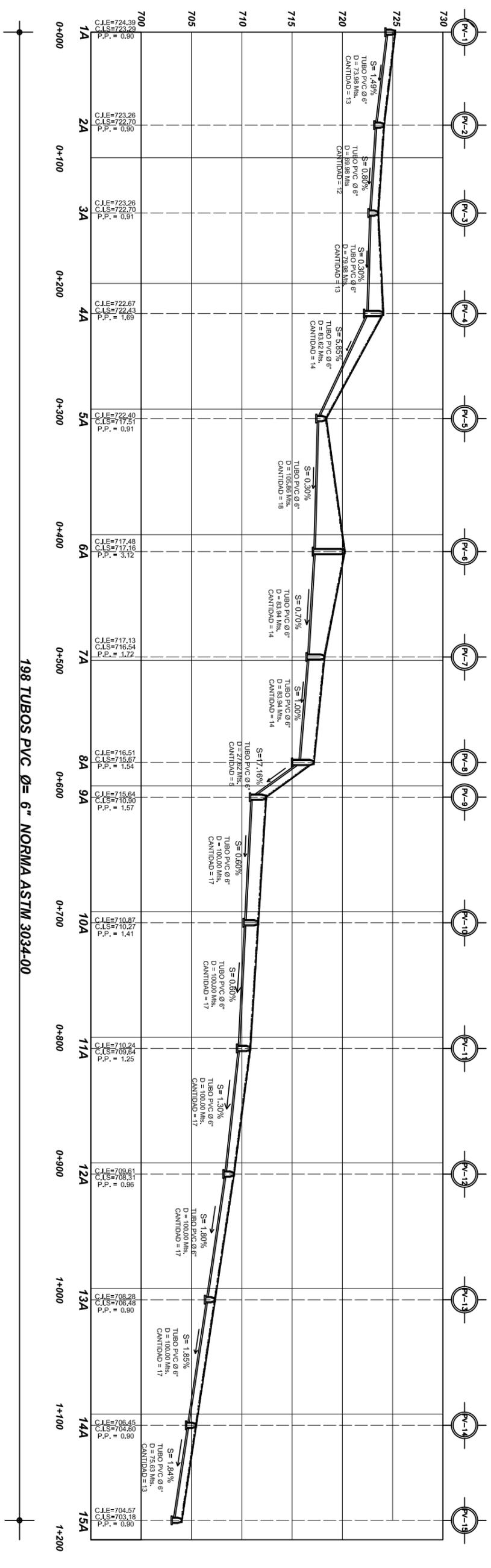
ESTUDIANTE: PABLO C. ESCOBAR P. C.

DEBUC: ESCALA: 1/3000

FECHA: MARZO 2009

HOJA: 9

Figura 23. Planta perfil

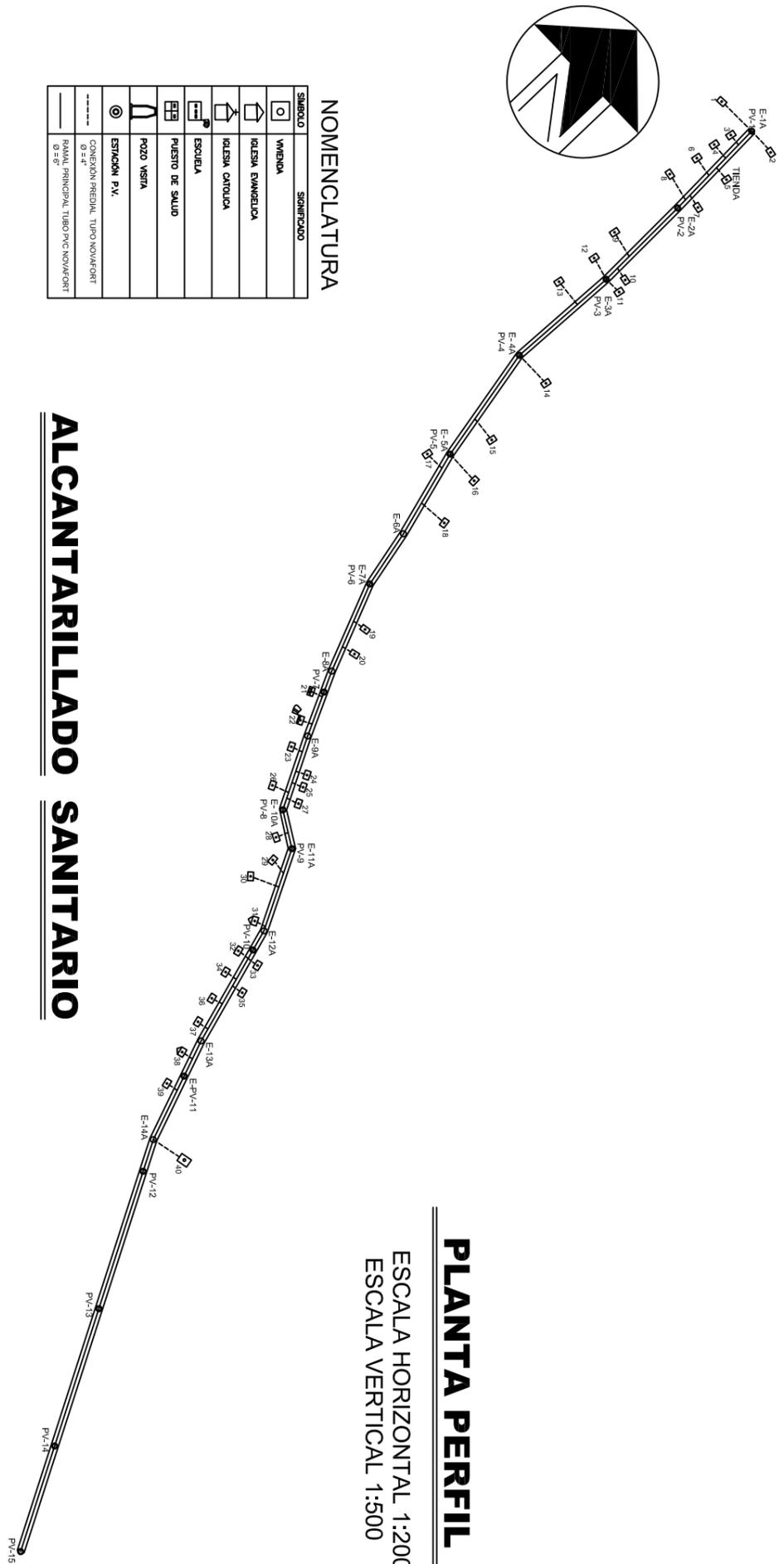


PLANTA PERFIL
 ESCALA HORIZONTAL 1:2000
 ESCALA VERTICAL 1:500

NOMENCLATURA

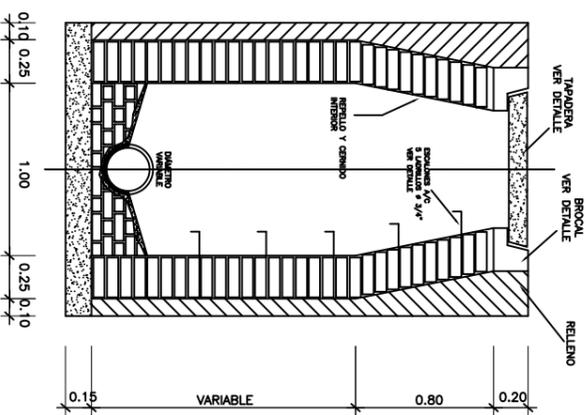
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	VENTANA
	IGLESIA EVANGELICA
	IGLESIA CATOLICA
	ESCUELA
	PUESTO DE SALUD
	POZO VISITA
	ESTACION P.V.
	RAMAL PRINCIPAL

ALCANTARILLADO SANITARIO

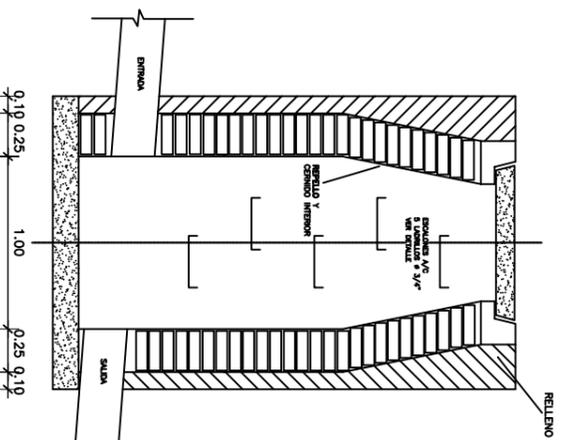


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
MUNICIPIALIDAD DE TECUN GUATEMALA	
PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA CALAL, TECUN GUATEMALA CHIMALTENANGO	
CONTENIDO:	PLANTA PERFIL
ESTUDIANTE: PABLO C.	DISEÑO: P.C.
DEBIDO: P.C.	CALCULO: P.C.
FECHA: MARZO 2009	ESCALA: 1:2000
ALCALDE MUNICIPAL:	
DIRECTOR:	
ALCALDE MUNICIPAL:	
HOJA 1 DE 3	

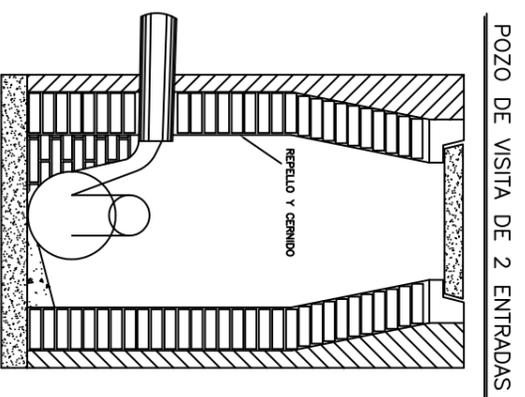
POZO DE VISITA TÍPICO
PARA PROFUNDIDADES MENORES A 1.81m



CORTE A-A
Esc. 1:20

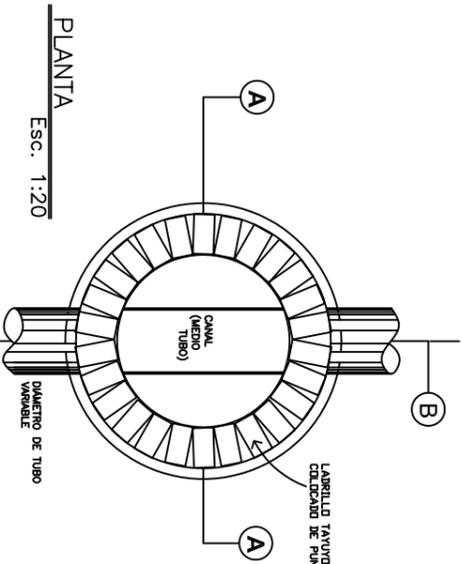
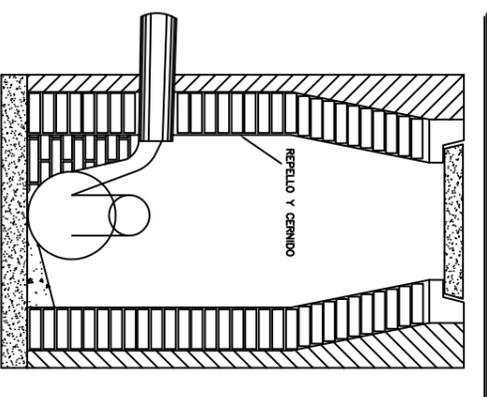


CORTE B-B
Esc. 1:20

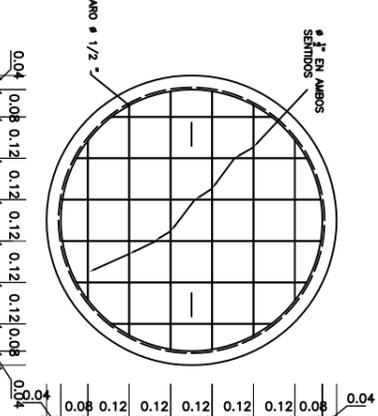


CORTE C-C
Esc. 1:20

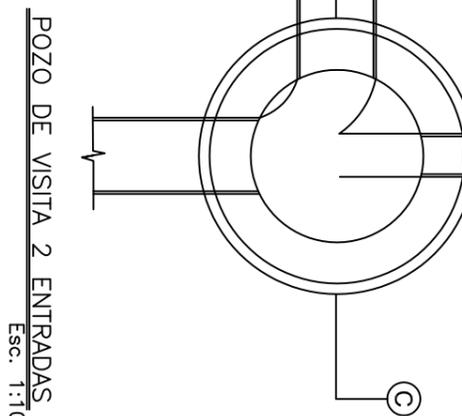
POZO DE VISITA DE 2 ENTRADAS



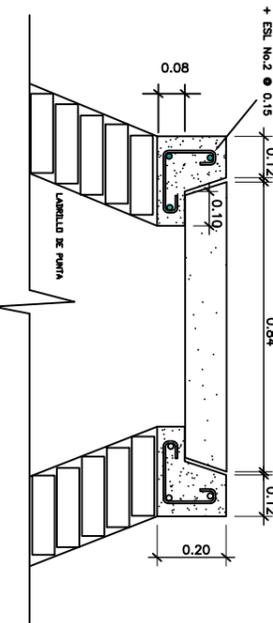
PLANTA
Esc. 1:20



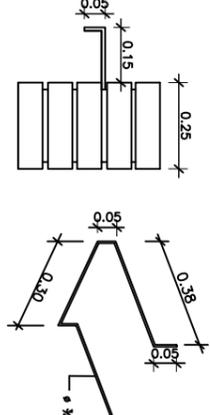
TAPADERA DE POZO,
PLANTA Y SECCIÓN
Esc. 1:10



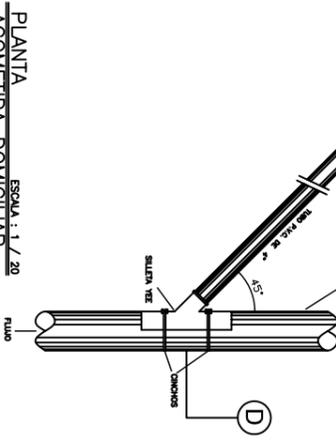
POZO DE VISITA 2 ENTRADAS
Esc. 1:10



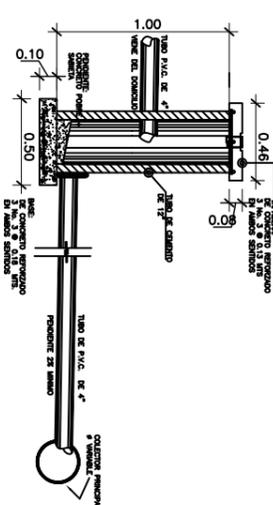
DETALLE DE BROCAL
Esc. 1:10



DETALLE DE ESCALÓN
Esc. 1:10



PLANTA ACOMETIDA DOMICILIAR
ESCALA: 1/20



CORTE D-D
ESCALA: 1/20

- NOTAS:
- LA TUBERIA PARA POZO TÍPICO SERA DE FABRICA
 - EL POZO TÍPICO SE INSTALARA SOBRE SUELO FIRME, Y SE COMPACTARA CORRECTAMENTE EL MATERIAL DE RELLENO
 - LAS JUNTAS TUBERIA - LOSETA DEBEN SELLARSE
 - PARA LAS LOSETAS, APLICAR CONCRETO DE 5,000 PSI
 - EL TAPON HEMBRA DE BOCA DE INSPECCION SOLAMENTE VA SOBREPUESTO
 - LA TUBERIA PVC - SANITARIA Y ACCESORIOS, CUMPLIRAN CON LA NORMA ASTM D 3034
 - CADA POZO TÍPICO Y/O BOCA DE INSPECCION SE INSTALARAN Y ADAPTARAN A CADA CASO EN PARTICULAR.
 - CADA POZO TÍPICO Y/O POZO DE INSPECCION TENDRAN GRABADA SU IDENTIFICACION EN LA PARTE VISIBLE DE LA LOSETA SUPERIOR

- MATERIALES A USAR P.V.
- CONCRETO 210 Kg/cm²
 - ACERO DE REFUERZO GRADO 40
 - REPLLENO: MORTERO CEMENTO
 - PROPORCIÓN 1:3
 - ESPESOR 1 cm.
 - PARA TAPADERA, BROCAL Y BASE
 - USAR CEMENTO 210 kg/cm²
 - EN PROPORCIÓN 1:2:3
 - SABIETA PROPORCIÓN 1:2



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE TEGUPÁN GUATEMALA

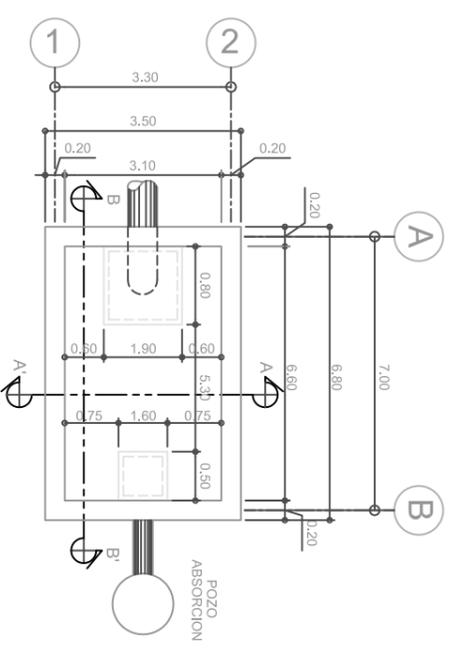
PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO
ALDEA CALAL, TEGUPÁN GUATEMALA CHIMALTENANGO

CONTENIDO: DETALLE DE POZOS DE VISITA

ESTUDIANTE: PABLO C.
DISEÑO: P.C.
CALCULO: P.C.
FECHA: MARZO 2009

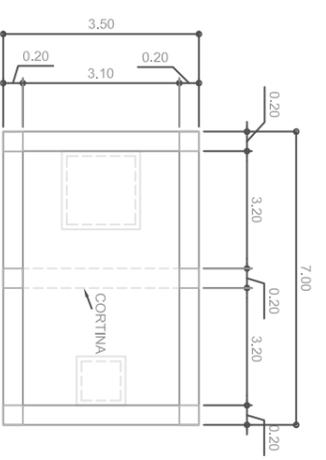
ESCUELA: P.C.
HOLLA: 2
3

Figura 25. Plano detalle de fosa séptica y pozo de absorción



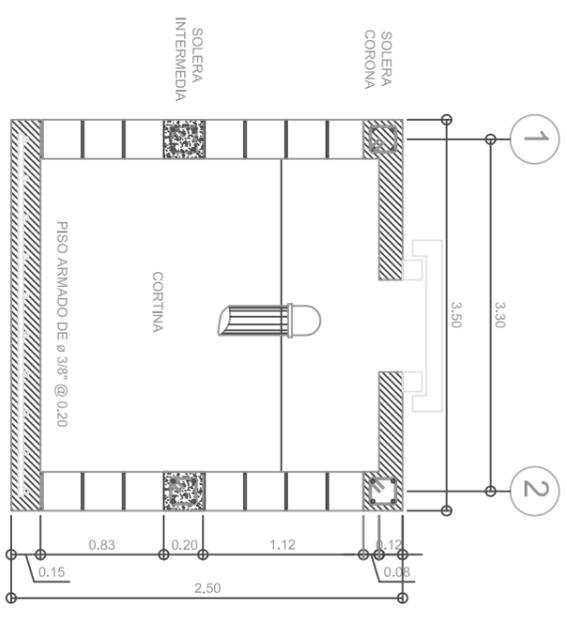
PLANTA ACOTADA

ESCALA: 1/50



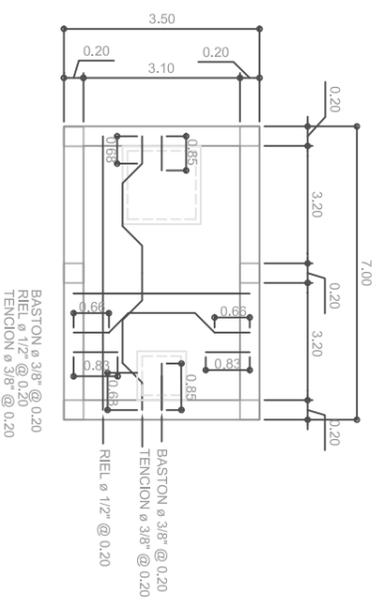
PLANTA DE COLUMNAS

ESCALA: 1/50



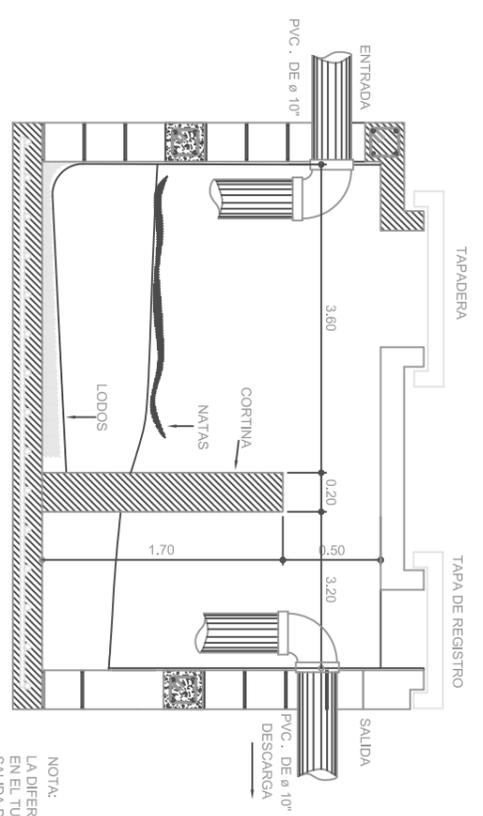
SECCION A - A

ESCALA: 1/25



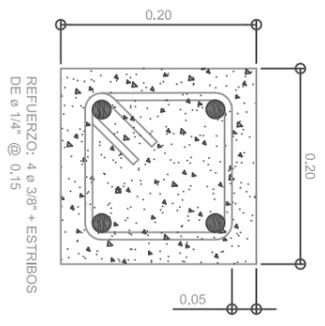
PLANTA DE ARMADO DE LOSA

ESCALA: 1/50



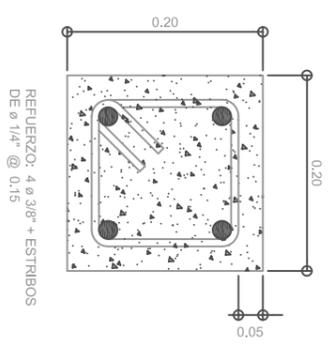
SECCION B - B

NOTA:
LA DIFERENCIA DE COTAS EN EL TUBO DE ENTRADA Y SALIDA DEBE SER DE 0.20 M



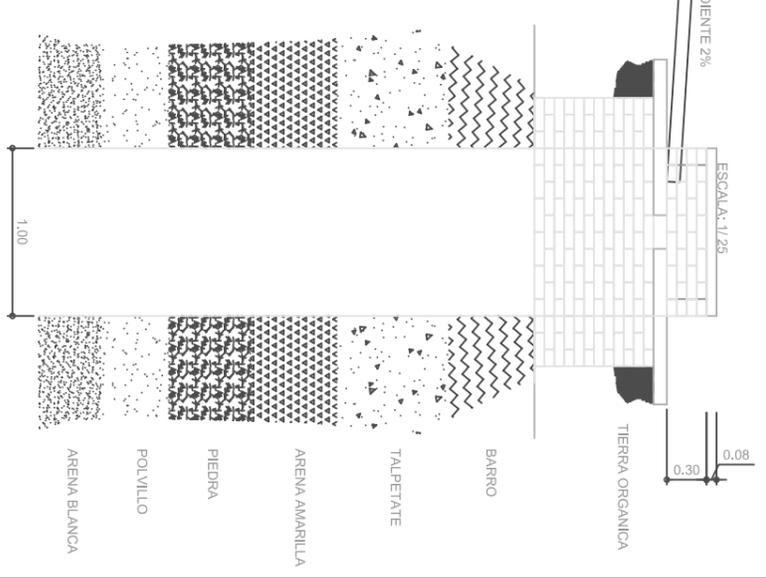
DET. DE SOLERA

ESCALA: 1/5



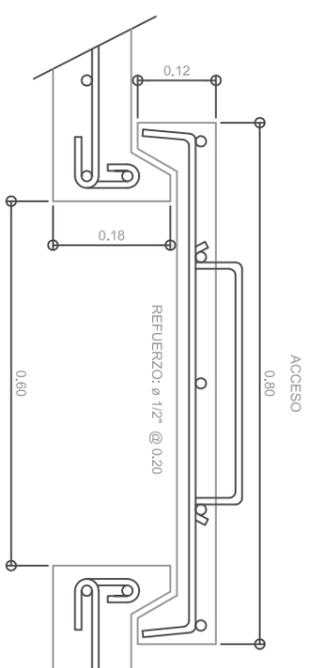
DET. DE COLUMNA

ESCALA: 1/5



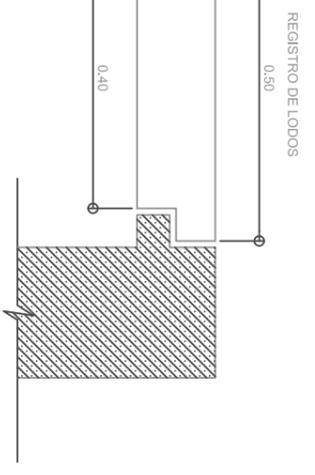
POZO DE ABSORCION CORTE

SIN ESCALA



DETALLE DE ACCESO + REGISTRO

ESCALA: 1/7.5



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE TECPÁN GUATEMALA

PROYECTO:	SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA CALUAL, TECPÁN GUATEMALA CHIMALTENANGO
CONTENIDO:	DETALLE DE FOSA SÉPTICA Y POZO DE ABSORCIÓN
ESTUDIANTE:	PABLO C.
DEBULO:	DISEÑO: P.C. CÁLCULO: P.C.
FECHA:	MARZO 2009
ESCALA:	1/200
HOLA:	3