

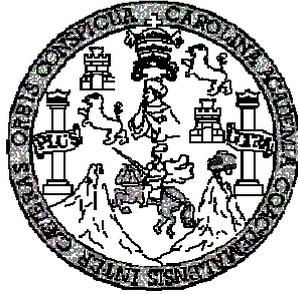
Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO, PARA LA ALDEA
PACACAY, MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO.**

Jorge Jacobo Sandoval Ramírez
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, marzo de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO, PARA LA ALDEA
PACACAY, MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

JORGE JACOBO SANDOVAL RAMÍREZ

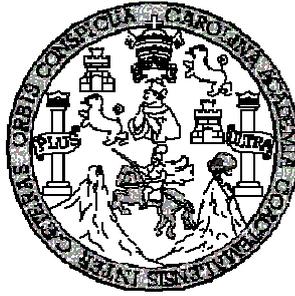
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2008

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. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne 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 DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO, PARA LA ALDEA PACACAY, MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 15 de octubre de 2006.

Jorge Jacobo Sandoval Ramírez



Guatemala, 21 de enero de 2008
Ref. EPS. D. 31.01.08

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor – Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, **JORGE JACOBO SANDOVAL RAMÍREZ**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA PACACAY, MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO”**.

Cabe mencionar que las soluciones planteadas en este trabajo, constituyen un valioso aporte de nuestra Universidad a uno de los muchos problemas que padece el área rural del país, beneficiando así a los pobladores del municipio de **Acatenango**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Juan Merck Cos
Asesor – Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



JMC /jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 21 de enero de 2008
Ref. EPS. D. 31.01.08

Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

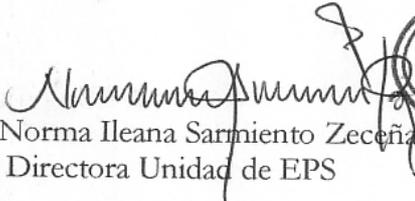
Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA PACACAY, MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **JORGE JACOBO SANDOVAL RAMÍREZ**, 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,
"Dad y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña
Directora Unidad de EPS



NISZ/jm



Guatemala,
15 de febrero de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA PACACAY, MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jorge Jacobo Sandoval Ramirez, 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 INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Jorge Jacobo Sandoval Ramírez, titulado DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO, PARA LA ALDEA PACACAY, MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez



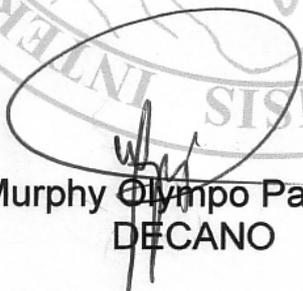
Guatemala, abril 2008.

/bbdeb.



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 DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO, PARA LA ALDEA PACACAY, MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO**, presentado por el estudiante universitario Jorge Jacobo Sandoval Ramírez, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO



Guatemala, abril de 2008

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Mis padres:** Eulalio Sandoval González y
Clementa Ramírez Ramírez
- Con mucho amor y admiración por su esfuerzo y apoyo incondicional para la obtención de este triunfo; sin ellos no lo hubiera logrado.
- Mis hermanos:** Héctor, Hernán, Quener, David, Erick, Yeimy, Gregoria, Gabriela y José Danilo.
- Con mucho cariño, deseándole todo lo mejor en todo lo que se proponga.
- Mis abuelos:** Jorge Sandoval Ramírez (D.E.P)
Emilia González Velásquez
Transito Ramírez Marroquín (D.E.P)
Simona Ramírez Morales (D.E.P)
- Por sus consejos y cariño hacia mi persona.
- Mis tíos:** Telésforo, Cruz, Dionisio, Perfecto.
Especialmente a María.
- Con cariño y aprecio a todos
- Amigos y
compañeros
de estudio:** Por su amistad invaluable.
- La Facultad de
Ingeniería:** Con gratitud por la formación profesional.

GRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por haberme dado la vida y por la bendición de permitirme alcanzar este anhelado triunfo.
- Mis padres** Eulalio Sandoval González y Clementa Ramírez Ramírez, por su paciencia, por su esmero y por el apoyo incondicional que siempre me han dado en la vida.
- Mis hermanos** Por el cariño y por el apoyo que me han brindado incondicionalmente.
- Ing. Juan Merck** Por brindarme su asesoría y apoyo incondicional.
- Toda mi familia** Por su aprecio y por el apoyo que siempre me han manifestado.
- Mis compañeros y amigos** Por compartir con todos ellos la factura, que nos presenta la vida paso a paso.

La municipalidad de Acatenango, Chimaltenango, por la colaboración en la realización del Ejercicio Profesional Supervisado de Ingeniería.

La Facultad de Ingeniería, por permitirme forjar en sus aulas uno de mis más grandes anhelos.

La Universidad de San Carlos de Guatemala

Y muy especialmente a todas las personas que me brindaron su ayuda y el apoyo desinteresado en la realización del EPS y del Trabajo de Graduación.

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 Pacacay.....	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.....	4
1.1.1.6 Idioma.....	4
1.1.1.7 Tipología de las viviendas.....	4
1.1.1.8 Condiciones sanitarias.....	5
1.1.2 Aspectos de Infraestructura.....	6
1.1.2.1 Vías de acceso.....	6
1.1.2.2 Servicios públicos.....	6
1.1.3 Aspectos socioeconómico.....	7
1.1.3.1 Origen de la comunidad.....	7
1.1.3.2 Actividades económicas y productivas.....	7
1.1.3.3 Etnia, religión y costumbres.....	8
1.1.3.4 Educación.....	9

1.1.3.5	Organización comunitaria.....	9
1.2	Diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Pacacay.....	10
1.2.1	Descripción de las necesidades.....	10
1.2.2	Evaluación y priorización de las necesidades.....	11
2.	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	13
2.1	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Pacacay.....	13
2.1.1	Descripción del proyecto.....	13
2.1.2	Aforos, dotación y tipo de servicio.....	15
2.1.3	Tasa de crecimiento poblacional.....	16
2.1.4	Período de diseño, población futura.....	16
2.1.5	Factores de consumo y caudales.....	17
2.1.5.1	Caudal medio diario.....	18
2.1.5.2	Caudal máximo diario.....	19
2.1.5.3	Caudal máximo horario.....	19
2.1.6	Calidad del agua y sus normas.....	20
2.1.6.1	Análisis bacteriológico.....	20
2.1.6.2	Análisis fisicoquímico.....	21
2.1.7	Fórmulas, coeficientes y diámetros de tuberías.....	21
2.1.8	Presiones y velocidades.....	22
2.1.9	Levantamiento topográfico.....	24
2.1.9.1	Planimetría.....	25
2.1.9.2	Altimetría.....	25
2.1.10	Diseño hidráulico del sistema.....	26
2.1.10.1	Captación.....	26
2.1.10.2	Línea de conducción.....	26
2.1.10.3	Tanque de distribución.....	32

2.1.10.3.1	Cálculo del volumen.....	33
2.1.10.3.2	Diseño estructural del tanque.....	33
2.1.10.4	Red de distribución.....	46
2.1.10.5	Sistema de desinfección.....	47
2.1.10.6	Obras de arte.....	48
2.1.10.6.1	Válvulas de limpieza.....	48
2.1.10.6.2	Válvulas de aire.....	49
2.1.10.6.3	Pasos aéreos.....	49
2.1.10.6.4	Conexiones domiciliarias.....	58
2.1.11	Administración, operación y mantenimiento.....	58
2.1.12	Propuesta de tarifa.....	60
2.1.13	Elaboración de planos.....	62
2.1.14	Elaboración de presupuesto.....	62
2.1.15	Evaluación socio-económica.....	66
2.1.15.1	Valor presente neto.....	66
2.1.15.2	Tasa interna de retorno.....	68
2.2	Diseño de la red de alcantarillado sanitario para la aldea Pacacay.....	70
2.2.1	Descripción general del proyecto.....	70
2.2.2	Levantamiento topográfico.....	70
2.2.2.1	Altimetría.....	70
2.2.2.2	Planimetría.....	71
2.2.3	Descripción del sistema a utilizar.....	71
2.2.4	Partes de un alcantarillado.....	72
2.2.4.1	Colector.....	72
2.2.4.2	Pozos de visita.....	72
2.2.4.3	Conexione domiciliarias.....	73
2.2.5	Período de diseño.....	75
2.2.6	Población futura.....	75

2.2.7	Determinación de caudales.....	76
2.2.7.1	Población tributaria.....	76
2.2.7.2	Dotación.....	76
2.2.7.3	Factor de retorno al sistema.....	77
2.2.7.4	Caudal sanitario.....	77
2.2.7.4.1	Caudal domiciliar.....	77
2.2.7.4.2	Caudal industrial.....	78
2.2.7.4.3	Caudal comercial.....	78
2.2.7.4.4	Caudal por conexiones ilícitas.....	78
2.2.7.4.5	Caudal por infiltración.....	80
2.2.7.5	Caudal medio.....	80
2.2.7.6	Factor de caudal medio.....	80
2.2.7.7	Factor Harmond.....	81
2.2.7.8	Caudal de diseño.....	81
2.2.8	Fundamentos hidráulicos.....	82
2.2.8.1	Ecuación de Manning para flujo en canales.....	82
2.2.8.2	Relaciones de diámetro y caudales.....	83
2.2.8.2	Relaciones hidráulicas.....	84
2.2.9	Parámetros de diseño hidráulico.....	84
2.2.9.1	Coeficiente de rugosidad.....	84
2.2.9.2	Sección llena y parcialmente llena.....	85
2.2.9.3	Velocidades máximas y mínimas.....	87
2.2.9.4	Diámetro del colector.....	87
2.2.9.5	Profundidad del colector.....	88
2.2.9.5.1	Profundidad mínima del colector.....	88
2.2.9.5.2	Ancho de la zanja.....	89
2.2.9.5.3	Volumen de excavación.....	90
2.2.9.5.4	Cotas Invert.....	90
2.2.10	Ubicación de los pozos de visita.....	91

2.2.11	Profundidad de los pozos de visita.....	92
2.2.12	Características de las conexiones domiciliarias.....	94
2.2.13	Diseño hidráulico.....	95
2.2.14	Ejemplo de diseño de un tramo.....	96
2.2.15	Desfogue.....	99
2.2.15.1	Ubicación.....	99
2.2.16	Propuesta de tratamiento.....	99
2.2.17	Administración, operación y mantenimiento.....	109
2.2.18	Elaboración de planos.....	113
2.2.19	Elaboración de presupuesto.....	113
2.2.20	Evaluación socio-económica.....	115
2.2.20.1	Valor presente neto.....	115
2.2.20.2	Tasa interna de retorno.....	118
2.3	Evaluación de impacto ambiental.....	119
2.3.1	Definición de impacto ambiental y evaluación de impacto ambiental.....	119
2.3.2	Evaluación de impacto ambiental del proyecto de agua potable.....	120
2.3.3	Evaluación de impacto ambiental del proyecto de alcantarillado sanitario.....	123
2.3.4	Medidas de mitigación.....	126
	CONCLUSIONES.....	129
	RECOMENDACIONES.....	131
	BIBLIOGRAFÍA.....	133
	APÉNDICE 1.....	135
	APÉNDICE 2.....	159
	ANEXO.....	173

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización geográfica aldea Pacacay, Acatenango Chimaltenango.....	1
2.	Población de acuerdo a edades.....	3
3.	Población de acuerdo a genero.....	3
4.	Dimensión del tanque (perfil).....	34
5.	Dimensión del tanque (planta).....	34
6.	Diagrama de momento último en losa	37
7.	Área tributaria sobre muro y vigas.....	39
8.	Diagrama de fuerzas actuantes sobre el muro.....	43
9.	Diagrama de flujo de efectivo del proyecto agua potable.....	67
10.	Pozo de visita.....	73
11.	Conexión domiciliar alcantarillado sanitario.....	74
12.	Sección parcialmente llena.....	85
13.	Plano planta de conjunto proyecto agua potable.....	147
14.	Plano planta perfil proyecto agua potable.....	148
15.	Tanque de captación.....	152
16.	Paso aéreo de 30 m + detalle de válvula de limpieza.....	154
17.	Paso aéreo de 20 y 40 m + detalle de anclaje de tubería.....	155
18.	Detalle de tanque de distribución.....	156
19.	Detalle de hipoclorador + toma domiciliar.....	158
20.	Plano planta topográfica proyecto alcantarillado sanitario.....	164
21.	Plano planta densidad de vivienda.....	165
22.	Plano planta general de red de alcantarillado sanitario.....	166
23.	Plano planta perfil proyecto alcantarillado sanitario.....	167

24. Plano detalle de pozo de visita.....	170
25. Plano detalle de conexión domiciliar.....	172
26. Plano detalle de fosa séptica y pozo de absorción.....	173
27. Análisis bacteriológico del agua.....	175

TABLAS

I Datos metereológicos estación Balanyá.....	2
II Nivel de escolaridad de la niñez y juventud.....	9
III Elementos que integran el proyecto agua potable.....	14
IV Bases generales de diseño del proyecto agua potable.....	24
V Cálculo de momento respecto al punto A.....	44
VI Presupuesto de construcción del proyecto agua potable.....	64
VII Factor de rugosidad.....	85
VIII Profundidad mínima del colector para tubería de concreto.....	89
IX Profundidad mínima del colector para tubería de PVC.....	89
X Ancho de zanja.....	89
XI Bases generales de diseño del proyecto alcantarillado sanitario.....	95
XII Resultado de prueba de filtración.....	107
XIII Métodos de limpieza de alcantarillado sanitario.....	111
XIV Presupuesto de construcción del proyecto alcantarillado sanitario.....	114
XV Libreta topográfica del proyecto agua potable.....	137
XVI Memoria de cálculo hidráulico del proyecto agua potable.....	142
XVII Libreta topográfica del proyecto alcantarillado sanitario.....	161
XVIII Memoria de cálculo hidráulico del proyecto alcantarillado sanitario.....	162
XIX Velocidad permisible de aplicación de aguas negras a un sistema de absorción.....	176

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
MSNM	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, nipples, 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 de Pacacay del municipio de Acatenango, Chimaltenango. Este tiene como objetivo fundamental, proporcionar soluciones técnicas a las necesidades reales de la población.

El trabajo de graduación está dividido en dos fases muy importantes: el primero es la fase de investigación, se detalla la monografía y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea; 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, dichos proyectos fueron seleccionados con base al diagnóstico practicado conjuntamente con autoridades municipales y pobladores beneficiarias.

El diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable, presenta los aspectos técnicos tales como: topografía, cálculo y diseño hidráulico, operación y mantenimiento, exámenes de laboratorio, elaboración de planos y presupuesto; todos bajo las normas y parámetros que la rigen. Con este proyecto se espera beneficiar a 76 viviendas, con una vida útil de 21 años.

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario se partió del levantamiento topográfico. Con esta información de campo se procedió al cálculo del caudal de diseño y posteriormente al diseño hidráulico, comprobando las relaciones d/D , q/Q y v/V ; todos bajo las normas y parámetros que la rigen. Posteriormente, se elaboraron los planos y el presupuesto.

OBJETIVOS

General

Diseñar los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario, para la aldea Pacacay, Municipio de Acatenango, Chimaltenango

Específicos

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Pacacay, municipio de Acatenango, Chimaltenango.
2. Capacitar a los miembros del comité Pro-Mejoramiento de la aldea Pacacay respecto a la operación y mantenimiento de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario.

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 Pacacay, municipio de Acatenango, Chimaltenango, en respuesta a las diferentes circunstancias expuestas a 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 la aldea Pueblo Nuevo, al sur con la finca Santa Felisa, al este con la aldea Pueblo Nuevo, y al oeste con la aldea Paraxaj; todas aldeas y fincas del municipio de Acatenango.

1.1.1.3 Clima y zona de vida

Para establecer las condiciones climatológicas y zona de vida del municipio de Acatenango, se tomó como referencia la estación metereológica más cercana al lugar, el cual corresponde al del municipio Santa Cruz Balanyá del mismo departamento; para el cual se detalla en la siguiente tabla.

Tabla I. Datos metereológicos estación Balanyá

ESTACIÓN METEREOLÓGICA "SANTA CRUZ BALANYÁ"				
AÑO	VARIABLE	DESCRIPCIÓN	DIMENCIÓN	ANUAL
2006	TMEDIA	Temperatura media	GRADOC	16.9
2006	TMAXPR	Temperatura máxima promedia	GRADOC	22.5
2006	TMINPR	Temperatura mínima promedia	GRADOC	10.1
2006	TMAXAB	Temperatura máxima absoluta	GRADOC	28.0
2006	TMINAB	Temperatura mínima absoluta	GRADOC	-0.5
2006	HRMED	Humedad relativa media	%	77.0
2006	NUBOSI	Nubosidad	OCTAS	8.0
2006	LLUVIA	Lluvia	MM	1275.1
2006	VVIENTO	Velocidad del Viento	K/HRA	14.3

Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología y Metereología

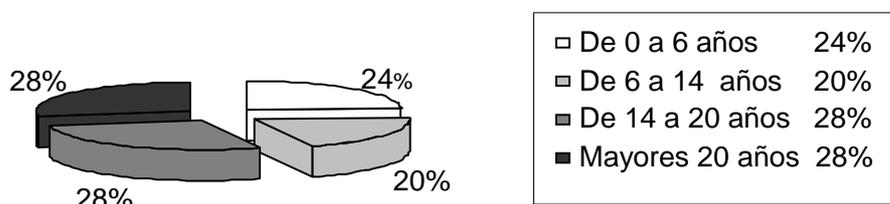
1.1.1.4 Población actual

Actualmente, la aldea se compone de 80 familias, haciendo un total de 400 habitantes, con un promedio de 5 personas/familia.

El 24 por ciento de la población son niños de hasta 6 años; el 20 por ciento son adolescentes de hasta 14 años, lo cual evidencia que la población infantil es del 44 por ciento, el 28 por ciento son jóvenes de hasta 20 años, y el 28 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 Septiembre de 2005, y comparadas con al censo poblacional de esta aldea, realizado por personal del Ministerio de Salud Pública del municipio de Acatenango.

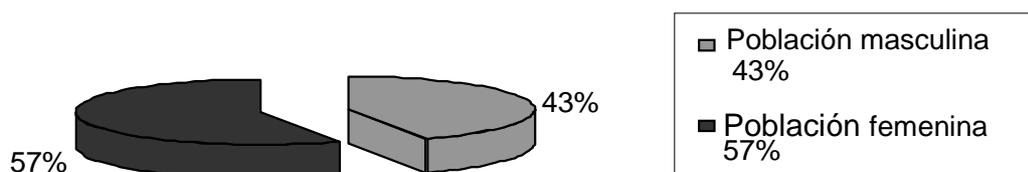
A continuación se ilustran dos gráficas en las que se muestra los datos de población de la aldea Pacacay del municipio de Acatenango, departamento de Chimaltenango.

Figura 2. Población de acuerdo a edades



De acuerdo al género: la población masculina es del 43 por ciento y la femenina, del 57 por ciento.

Figura 3. Población de acuerdo a género



1.1.1.5 Topografía y suelo

La topografía es plana, registrándose leves pendientes. Tiene una extensión territorial de aproximadamente 10 kilómetros cuadrados.

Los suelos de las Sabanas se pueden reconocer fácilmente por la vegetación de gramíneas, que los caracterizan. Dan la impresión de ofrecer condiciones adecuadas para cultivarse sin ninguna dificultad y con excelentes resultados. Los suelos profundos bien drenados, característica predominante de la región.

1.1.1.6 Idioma

Los dos idiomas que se hablan en la aldea están distribuidos de la siguiente manera. El 90 por ciento de la población adulta habla el idioma cakchiquel y el resto el español; el 95 por ciento de la niñez y juventud habla el español y el 5 por ciento el cakchiquel, que dicho sea de paso éste es el idioma materno local. Este último dato refleja el alto índice de abandono de la niñez y la juventud del idioma materno, evidenciando así la pérdida de los valores culturales que sus ancestros han heredado por generaciones.

1.1.1.7 Tipología de las viviendas

Las viviendas están construidas en un 88 por ciento de paredes de mampostería de block o adobe y un 12 por ciento, de madera y lámina galvanizada; las cubiertas de los techos están distribuidas así: 98 por ciento de lámina galvanizada y 2 por ciento de losa de concreto reforzado; los pisos: 58 por ciento de torta de concreto, 36 por ciento de tierra apisonada y 6 por ciento de baldosa o piso de granito.

La principal característica del diseño arquitectónico de las viviendas, en un 75 por ciento, consiste en poseer únicamente dos ambientes, que utilizan como dormitorio y cocina-comedor, cocinando en estufas rústicas a base de leña, construidas con materiales locales, o en estufas de gas, de dos hornillas.

1.1.1.7 Condiciones sanitarias

La aldea Pacacay es uno de las más afectadas en el municipio de Acatenango 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 ciegos que están construidos 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 en la niñez y personas de la tercera edad.

Actualmente esta aldea no cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable adecuado, eficiente y capaz de satisfacer las necesidades de toda la comunidad, razón por la cual en época de invierno se ven obligados a recolectar agua de lluvia para el consumo, la cual puede estar contaminada y, en tiempo de verano se vive en crisis por la demasiada escasez del vital líquido.

La aldea no cuenta con ningún centro de salud, así que los habitantes tienen que viajar hasta la cabecera municipal para ser tratadas cuando las enfermedades proliferan en el lugar.

1.1.2 Aspecto de infraestructura

1.1.2.1 Vías de acceso

En la actualidad, la vía más rápida para llegar a la aldea desde la ciudad de Guatemala es la siguiente: se recorren 75 kilómetros en carretera asfaltada hasta el municipio de Patzicía, Chimaltenango (a través de la CA-1 occidente), luego se recorren otros 12 kilómetros en carretera asfaltada que conduce de dicho municipio hacia Acatenango, el acceso en general está en buenas condiciones. Se puede llegar en cualquier tipo de vehículo.

Desde el municipio de Acatenango Chimaltenango, a la aldea, hay aproximadamente 4.5 Kilómetros, ruta hacia el municipio de Patzicía y dicho recorrido se realiza en un tiempo aproximado de 10 minutos.

1.1.2.2 Servicios públicos

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

Para la deposición de excretas el 55 por ciento de las familias utilizan letrinas y el 45 por ciento con otro medio inadecuado de deposición. La basura producida es vertida en terrenos de las mismas viviendas, o en cafetales aledaños a las mismas.

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 nefasto y 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 Pacacay, según información obtenida de los pobladores, esta comunidad se originó por medio de la migración de personas de tierras frías, específicamente del municipio de Patzicía, debido a que éstas se dedicaban netamente a las actividades agrícolas, y en busca de mejores condiciones de vida emigraron a las partes más bajas, cercanas a fincas de café, quedando esparcidos en estas regiones formando pequeñas comunidades, hasta formar luego hoy día una ladea muy importante.

Básicamente un 80 por ciento de la población ha nacido en esta comunidad; en consecuencia, presenta una estructura familiar estable, muy numerosa pero que muestran una proyección de unidad y afecto.

1.1.3.2 Actividades económicas y productivas

El 78% de las familias de esta comunidad son jornaleros, cuya labor principal es el cuidado y corte del café en el período de producción de fincas aledañas. El 16% se dedica netamente a actividades agrícolas como el cultivo de: maíz, frijol, verduras y el café (propio). El otro 6% se dedica a actividades artesanales y en algunos casos emigran a otros lugares en busca de mejores ingresos económicos.

Sin embargo, las familias no pudieron precisar sus ingresos mensuales, se calcula que giran alrededor de los Q 900.00 a Q 1,300.00 por familia.

Los ingresos familiares se complementan con otros ingresos obtenidos por la crianza de animales domésticos.

1.1.3.3 Etnia, religión y costumbres

El 95 por ciento de sus pobladores son indígenas y el 5 por ciento es ladino. En la actualidad no existe un traje típico definido, por la invasión de costumbres foráneas y el alto valor de los trajes, sin embargo, en las mujeres es más notorio el traje típico, consistente en un corte que mide de seis a ocho varas de largo por uno y medio de ancho. Lo enrollan alrededor de la cintura, donde es prendido con la otra punta del corte; por eso se llama corte prendido, siendo la blusa de color blanco con escotes cuadrado adornado con alforjas y encajes de algodón.

Se practica la religión católica en un 55 por ciento y un 45 por ciento practica la religión protestante. Además, dicha aldea cuenta con sus propias iglesias, una católica y dos evangélica, 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 de los muertos el uno y dos de noviembre, para llevar flores, coronas y hasta ayote en dulce; también asistir a la iglesia para poder convivir y socializar con los demás habitantes, ocasionalmente se organizan encuentros de fútbol, o se recrean en el balneario denominado Agua Caliente cercana a la aldea.

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 como consecuencia de nuestro país. En la siguiente tabla se describe el nivel de escolaridad en porcentaje del total de la niñez y juventud por sexo, de la aldea, según la encuesta realizada y comparadas con datos proporcionados por el director del establecimiento educativo de la localidad.

Tabla II. Nivel de escolaridad de la niñez y juventud

NIVEL	HOBRES (%)	MUJERES (%)	NO ASISTEN (%)	TOTAL (%)
Pre-primario	46	40	14	100
Primario	44	38	16	100
Ciclo básico	12	6	82	100
Ciclo diversificado	8	12	88	100

1.1.3.5 Organización comunitaria

En la aldea existe el Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE), representado por una directiva, integrados por personas del lugar. La función principal de ésta directiva es promover el desarrollo local y es la entidad apropiada para buscar fuentes de financiamiento para llevar a cabo proyecto para la aldea.

La aldea está representada también por un alcalde auxiliar y sus ministriles cuya función es puramente para asuntos legales del lugar.

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

1.2.1 Descripción de las necesidades

A través de una encuesta sanitaria realizada por el epesista y entrevistas realizadas a las autoridades y líderes de la aldea se determinaron las necesidades que a continuación se puntualizan.

- Diseño y construcción de sistema 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, lo que hace imperativo diseñar un sistema que proporcione una dotación sanitariamente segura.
- Diseño y construcción del sistema de alcantarillado sanitario; la carencia de un sistema apropiado para disposición de aguas servidas crea alteraciones y problemas de distinta índole.
- Construcción de un centro de salud; no existe una edificación designada al servicio de salud de la población, obligándolos a buscar éstos servicios en aldeas cercanas y cabecera municipal.
- Adquisición de un predio para cementerio comunal; los pobladores no cuentan con un cementerio para el entierro de sus seres queridos.
- Construcción de cancha de básquetbol; en busca de proporcionar sitios recreativos y fomentar el deporte en la niñez y la juventud.
- Salón comunal; la población se ve afecta por la falta de un lugar apropiado para el montaje de actividades socioculturales y eventos importantes en la comunidad.

1.2.2 Evaluación y priorización de las necesidades

Considerando los criterios tanto de la alcaldía como de los comités, se enumeran a continuación según el orden de prioridad asignado.

- Sistema de abastecimiento de agua potable.
- Sistema de alcantarillado sanitario.
- Construcción de un centro de salud.
- Construcción de salón comunal
- Adquisición de predio para cementerio comunal

Se priorizaron los proyectos de diseño del sistema de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario para la aldea Pacacay. Siendo ambas de primera necesidad para el desarrollo y salud de sus habitantes.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

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

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, el sistema es por gravedad, la cual abastecerá a 76 viviendas. 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 las fuentes existentes, debido que en la actualidad el líquido de las fuentes desemboca en el río Xayá, que dicho sea de paso éste río está contaminado por las aguas servidas del municipio de Tecpán Guatemala y lugares aledaños. De esta manera se podrá aprovechar el recurso hídrico de estas fuentes en actividades domésticas y otras muy importantes en la comunidad.

El presente estudio también incluye la instalación de contadores de agua de ½" de diámetro de entrada y salida, con sus respectivos accesorios (llave de paso, llave de compuerta, adaptadores; todos los mencionados tienen un diámetro de ½") y cajas de protección para los contadores.

El proyecto beneficiará a 76 viviendas actuales de un total de 100 viviendas, debido a que las autoridades municipales y de la aldea decidieron mantener en uso el sistema actual para las 24 viviendas restantes que se ubican en la parte alta de la aldea.

Con el fin de facilitar el diseño, el proyecto se dividió en tres ramales: el ramal principal o eje central abastece a 37 viviendas, asimismo el segundo ramal abastece a 27 viviendas, y el tercero ramal abastece a 12 viviendas

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

Tabla III. Elementos que integran el proyecto

Cantidad	Unidad	Descripción
3	Unidad	Tanque de captación
1	Unidad	Caja unificadora de caudal
1	Unidad	Tanque de distribución 50 m ³
4537	ML	Tubería de conducción
1427	ML	Tubería de distribución
9	Unidad	Caja de válvula de limpieza
11	Unidad	Caja de válvula de aire
149	Unidad	Estructura de anclaje
5	Unidad	Paso aéreo 40 metros
3	Unidad	Paso aéreo 30 metros
1	Unidad	Paso aéreo 20 metros
1	Unidad	Paso zanjón 18 metros
1	Unidad	Hipoclorador
76	Unidad	Conexiones prediales

Con el objetivo de hacer más fácil el cálculo se utilizó un programa realizado en una hoja electrónica, el cual describe el método de Hazen - Williams, para diseñar la línea de conducción y red de distribución.

2.1.2 Aforos, dotación y tipo de servicio

En la aldea Pacacay existen 3 fuentes de agua de brotes definidos, denominadas “La campana”, en las cuales se captará el vital líquido en su totalidad y se conducirá por gravedad a las viviendas de la comunidad.

El aforo de las fuentes se realizó por el método volumétrico, obteniendo un caudal total de 2.475 l/s, realizándose éste el 22 de noviembre de 2005 y el 20 de febrero de 2006. El aforo de las fuentes tomadas en estas dos fechas no presentaron variación de caudal y según los pobladores de la aldea los caudales de las fuentes se mantienen constante en cualquier época del año

La dotación es la cantidad de agua asignada a una persona durante un día. Desde el punto de vista económico, la dotación es muy importante, ya que a mayor dotación, mayor será el diámetro de la tubería, y por consiguiente eleva el costo del proyecto.

De acuerdo con las normas y debido a que la comunidad tiene un clima templado, y haciendo un análisis de consumo 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 que influye de una manera determinante en la economía familiar en el área rural, es el servicio de conexiones prediales, y de acuerdo con la producción de la fuente, es el tipo de servicio más adecuado y factible para implementar en esta aldea.

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 Acatenango, Chimaltenango, se optó por una tasa del 3.50%, tomada en cuenta para estimar la población futura.

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 utilizaremos el método de crecimiento geométrico según la fórmula siguiente:

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

Donde:

P_f = población futura

P_o = población actual según censo realizado en el E.P.S. = 400 hab

r = tasa de crecimiento poblacional (%) = 3.5%

n = período de diseño = 21 años

Sustituyendo valores:

$$P_f = 400 * (1 + 0.0350)^{21}$$

$$P_f = 824 \text{ habitantes}$$

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, y las condiciones económicas que son inherentes a una comunidad y que varía de una comunidad a otra.

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 garantiza el buen funcionamiento del sistema en cualquier época del año, bajo cualquier condición, el cual se describen a continuación:

- **Factor de día máximo (FDM):** Este incremento porcentual 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 1.7

- **Factor de hora máximo (FHM):** Éste, como el anterior, 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 1.9

- **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 línea de distribución, según el número de viviendas que comprenden los tramos del proyecto a diseñar.

$$\text{Factor de gasto (FG)} = Q_d(\text{l/s}) / \text{Número de viviendas}$$

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:

$$Q_m = \frac{(120 \text{ l/Hab/día})(824 \text{ Hab})}{86400} = 1.19 \text{ l/s}$$

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:

$$FDM = 1.7$$

Sustituyendo valores:

$$Q_{md} = 1.19 * 1.7 = 2.023 \text{ l/s}$$

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:

$$FHM = 1.9$$

Sustituyendo valores:

$$Q_{mh} = 1.19 * 1.9 = 2.261 \text{ l/s}$$

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 Publica. Ver anexo.

2.1.7 Fórmulas, coeficientes y diámetros de tuberías

Para determinar las pérdidas de carga en la tubería, se recurre a 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 soportan las tuberías de 160 PSI = 60 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 o HG.

En la red de distribución la presión estática, debe mantener entre 40 y 10 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 la paredes de la tubería, lo que era altura de carga estática 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 por gravedad, según las normas de UNEPAR se consideran los siguientes límites

Mínima = 0.40 m/seg.

Máxima = 5.00 m/seg.

Para el diseño hidráulico de la línea de conducción, se mencionó en puntos anteriores, se desea aprovechar el 100 por ciento del caudal de las fuentes, para lo cual se tomará como caudal de conducción el caudal de aforo (Q_{md}). Con base al nuevo caudal de conducción, se halló un nuevo caudal medio (Q_m), obteniendo un nuevo caudal de distribución (Q_{mh}). La siguiente tabla describen todos los datos obtenidos para el diseño hidráulico del sistema.

Tabla IV. Bases generales de diseño

Tipo de sistema	Gravedad
No. de conexiones	76
Población actual	400 hab.
Población futura	824 hab.
Viviendas actuales	76 viviendas
Viviendas futuras	157 viviendas.
Período de diseño:	21 Años
Tasa de crecimiento:	3.50%
Dotación	120 l / h / d
Caudal medio	1.456 l / s
Caudal de conducción	2.475 l / s
Caudal de distribución	2.766 l / s
Factor día máximo	1.7
Factor hora máximo	1.9
Clase de tubería	PVC y HG
Presión de trabajo	160 PSI y 700 PSI (Liviano)
Coeficiente hidráulico	150 y 100
Factor de almacenamiento	25%
Volumen de tanque*	50 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 las cuales son: la planimetría y altimetría, las 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 primer orden. Se utilizó como equipo un teodolito Sokisha modelo TM20E, nivel de precisión marca Wild modelo N24, dos plomadas, una cinta métrica con longitud de 50 metros, un estadal de acero 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 por medio de la nivelación compuesta; los resultados se presentan en el plano topográfico, ver apéndice 1

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 las tres fuentes existentes son de brotes definidos, el cual fue necesario diseñar tres obras de captación adecuadas a éste tipo y capaz de captar en su totalidad el caudal de cada uno; además se diseñó una caja unificadora de caudal de un metro cúbico de capacidad, todos estos especificados en los planos de construcción del apéndice 1.

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.

De la estación E-0 (con caminamiento 0+000.00) a la estación E-34 (con caminamiento 0+940.65) y de la estación E-64 (con caminamiento 1+835.61) a la estación E-66 (con caminamiento 1+921.56) se utilizará tubería HG instaladas a la intemperie, montadas en estructuras de anclajes, debido a que su trayectoria es paralela al río Xayá con superficies inclinadas y el suelo es rocoso, dificultando las excavaciones. En las demás estaciones se instalará tubería PVC.

A continuación se muestra el cálculo para la primera iteración, de la estación E-0 a la estación E-34.

a) Datos para la primera iteración

E-0 = Caminamiento 0+000.00	Cota = 200.0000
E-34 = Caminamiento 0+940.65	Cota = 194.8015
Q = 2.475 l/s	Coeficiente hidráulico (HG) = 100

La longitud "L", de diseño es el caminamiento respectivo del punto o estación, en este caso es 940.65 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:

$$H = 200.0000 - 194.8015 = 5.1985 \text{ m.}$$

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, es necesario cumplir con los requerimientos hidráulicos, se efectúa mediante la fórmula de Hazen Williams presentadas en el inciso 2.1.7

Sustituyendo valores:

$$D = \left[\frac{1743.811141 \times 940.65 \times (2.475)^{1.85}}{5.1985 \times (100)^{1.85}} \right]^{1/4.87} = 3.303 \text{ Pulgadas}$$

Se debe 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 PVC de 160, 250 y 315 PSI utilizados para el diseño hidráulico fueron de acuerdo con 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 HG de 700 PSI con diámetro de 4" para el tramo de E-0 a E-34, ya que como se plantea en puntos anteriores, ésta deberá instalarse en estructuras de anclaje a la intemperie, y debido a que la presión hidrostática en E-34 es muy poco con relación a la longitud acumulada; garantizando así una presión adecuada y por consecuencia el paso del agua por ese punto (E-34). En los tramos siguientes se utilizarán tuberías PVC.

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:

$$H_f = \frac{(1743.811) * (940.65) * (2.475)^{1.85}}{(100)^{1.85} * (4.263)^{4.87}} = 1.500 m$$

e) Cálculo de la cota piezométrica

La cota piezométrica final del tramo, se calcula restando la cota piezométrica al inicio del tramo, menos las pérdidas 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:

$$P_{If} = 200.00 - 1.500 = 198.5 \text{ m}$$

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 de dicho tramo.

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

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:

$$P_{Df} = 198.5000 - 194.8015 = 3.6985 \text{ m}$$

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:

$$V = (1.974 * 2.475) / 4.263^2 = 0.27 \text{ m/s}$$

La velocidad obtenida anteriormente, es levemente inferior a la mínima requerida, pero se decidió tomar como válida esta velocidad por estar cercana a la velocidad mínima. Se adoptó usar éste diámetro (4"), debido a que la presión hidrostática en E-34 es muy poco con relación a la longitud acumulada; garantizando así una presión hidrodinámica adecuada y evitar que la cota piezométrica se entierre, y por consecuencia el paso del agua por este punto.

Preferiblemente es mejor mantener presiones adecuadas aún así se ve afectado levemente la velocidad, según los requerimientos. Con el diámetro comercial inferior al adoptado aumenta la velocidad, pero la presión hidrodinámica se ve afectada por una disminución sustancial, arriesgando a dificultar el paso del agua por la estación E-34.

En esta sección sólo se especificará el resumen de los cálculos hidráulicos de la primera iteración, el cálculo hidráulico de toda la línea de conducción se presenta en la tabla XIV, ver apéndice 1

De	A	Dist. (mts)	Long. Tub. (mts)	Caudal Cond. (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.
0	34	940.65	941	2.475	100	700	4.263	0.27	0.59	194.80	198.50	3.698	5.198

2.1.10.3 Tanque de distribución

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.

Se podría suprimir el tanque de almacenamiento, sólo cuando la fuente asegure un caudal superior a 3 veces el consumo medio diario de la población, en toda época del año.

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.

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

Donde:

Vol. = Volumen del tanque

Qmd = Caudal medio diario

En este proyecto se tomó un almacenamiento del 25% del caudal máximo diario.

$$\text{Vol} = \frac{(120 \text{ lts / hab / día})(824 \text{ hab})(25\%)(1.7)}{1000} = 42.024 \text{ m}^3$$

Capacidad real = 50 m.³ (Ver detalle de tanque en planos del apéndice 1)

2.1.10.3.2 Diseño estructural del tanque

Los tanques de distribución o almacenamiento normalmente se construyen de muros de concreto ciclópeo, concreto reforzado, mampostería reforzada, y cubierta de losa de concreto reforzado; en los tanques elevados, predomina el uso de acero. Debido a las características del terreno y los requerimientos de la red de distribución, los tanques pueden estar totalmente enterrados, semienterrados, superficiales o elevados. En particular, el tanque se diseñará con muros de concreto ciclópeo y cubierta de concreto reforzado, y para evitar la excesiva excavación, se diseñará en estado semienterrado, donde la condición crítica es cuando ésta se encuentra completamente lleno.

Figura 4. Dimensiones del tanque (perfil)

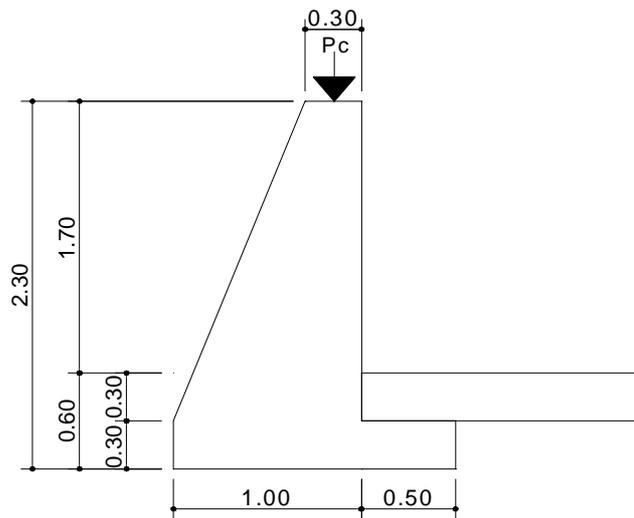
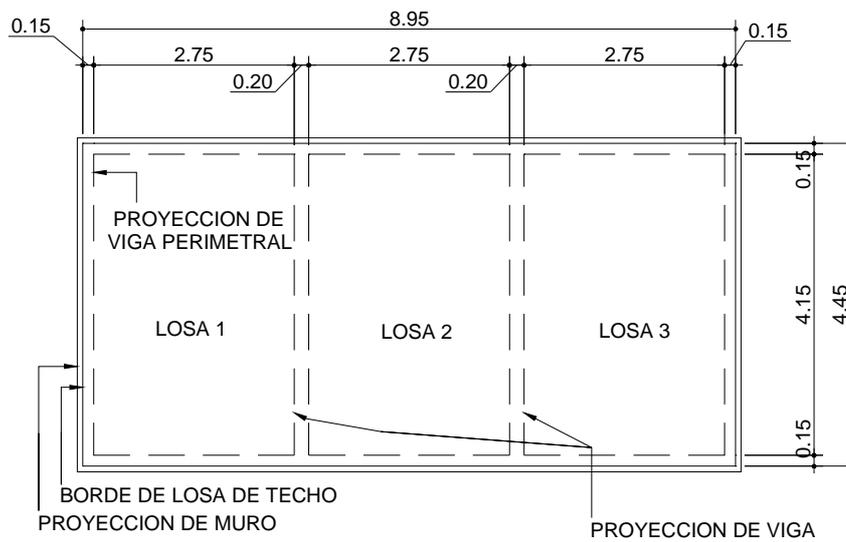


Figura 5. Dimensiones del tanque (planta)



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

Datos:

$$\begin{array}{lll} a = 2.75 & \text{Carga viva} = 200 \text{ Kg/m}^2 & f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ b = 4.15 & (\delta_{\text{con}}) = 2400 \text{ Kg/m}^3 & \text{S.C (sobre carga)} = 89 \text{ Kg/m}^2 \end{array}$$

Cálculo de espesor de losa (t):

$$t = \frac{\text{Perimetro}}{180} = \frac{13.80}{180} = 0.076 \quad \text{Se adopta } t = 0.10m$$

$$m = \frac{a}{b} = \frac{2.75}{4.15} = 0.66 > 0.5 \Rightarrow \quad \text{Losa en 2 sentidos}$$

Cálculo del peso propio de la losa (Wm):

$$Wm = (\delta_c) \times t + S.C$$

Donde (δ_c) = Peso específico del concreto = 2400 Kg /m³

t = Espesor de losa

S.C = Sobre carga = 89 Kg/m²

Sustituyendo datos:

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

Integración de cargas últimas (CUT):

$$CUT = 1.7CV + 1.4CM$$

Donde CV = Carga viva 1.7 = Factor de carga viva

CM = Carga muerta 1.4 = Factor de carga muerta

Sustituyendo datos:

$$CUT = 1.7(200) + 1.4(329) = 800.6 \text{ Kg / m}^2$$

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

Para Losa 1=Losa 3 \Rightarrow Caso 6

Momentos negativos:

$$M_{a-} = C_{a-} * CUT * a^2$$

$$M_{b-} = C_{b-} * CUT * b^2$$

Momentos positivos

$$M_{a+} = C_{a+} * CMU * a^2 + C_{a+} * CVU * a^2$$

$$M_{b+} = C_{b+} * CMU * b^2 + C_{b+} * CVU * b^2$$

Donde M = momento actuante

C = coeficiente de tablas de ACI 318R-99 para momentos

CMU = carga muertas total = 1.4CM

CVU = carga viva total = 1.7CV

a,b = dimensión del lado corto y largo de la losa respectivamente

Sustituyendo datos:

$$M_{a+} = 0.064 * 340 * 2.75^2 + 0.054 * 460.6 * 2.75^2 = 353 \text{ kg} - m$$

$$M_{b+} = 0.010 * 340 * 4.15^2 + 0.007 * 460.6 * 4.15^2 = 114 \text{ kg} - m$$

$$M_{a-} = 0.093 * 800.6 * 2.75^2 = 563 \text{ kg} - m$$

$$M_{b-} = 0.000 * 800.6 * 4.15^2 = 0 \text{ kg} - m$$

Para Losa 2 \Rightarrow Caso 5

$$M_{a+} = 0.036 * 400.6 * 2.75^2 + 0.055 * 340.0 * 2.75^2 = 267 \text{ kg} - m$$

$$M_{b+} = 0.004 * 400.6 * 4.15^2 + 0.009 * 340.0 * 4.15^2 = 84.4 \text{ kg} - m$$

$$M_{a-} = 0.087 * 800.6 * 2.75^2 = 527 \text{ kg} - m$$

$$M_{b-} = 0.000 * 800.6 * 4.15^2 = 0 \text{ kg} - m$$

El balanceo de momentos en el centro de los claros se calcula en función de las siguientes condiciones:

$$\text{Si } M_{\text{MENOR}} > 0.80 M_{\text{MAYOR}} \Rightarrow Mb = (M_1 + M_2) / 2$$

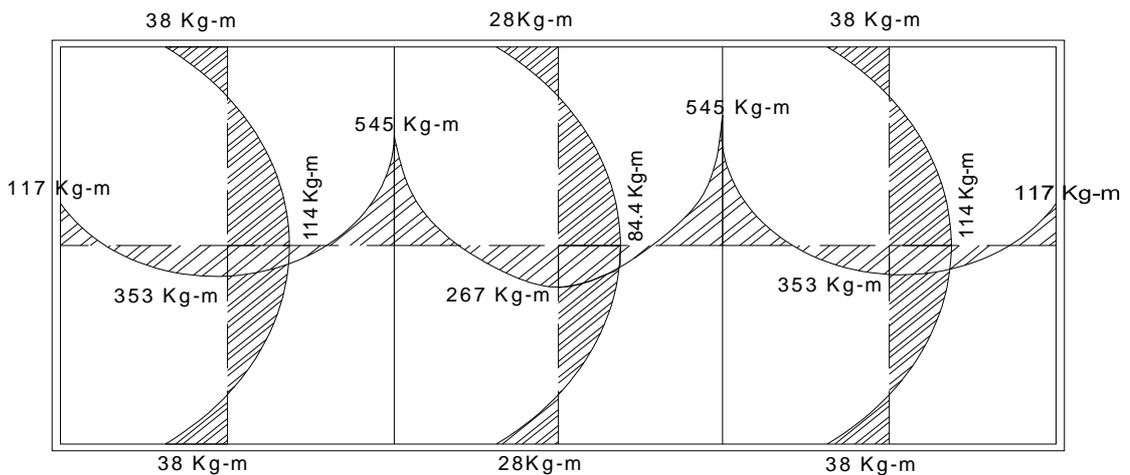
$$\text{Si } M_{\text{MENOR}} < 0.80 M_{\text{MAYOR}} \Rightarrow \text{Balanceo por rigideces}$$

$$\text{Como } 527 > 0.80 * (563) = 527 > 450.4$$

$$\Rightarrow Mb = (527 + 563) / 2 = 545 \text{ kg} - m$$

Calculando momentos en los extremos discontinuos de las losas como 1/3 de los momentos al centro del claro, y balanceando 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 de losa:

$$d = t - Rec - \phi / 2$$

Donde t = Espesor de losa

Rec = Recubrimiento

ϕ = Diámetro de varía

Sustituyendo datos:

$$d = 10 - 2 - 0.5 = 7.5 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo requerido: el cálculo se efectúa para una franja unitaria de b = 100 cm, con los siguientes datos:

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

$$Fy = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 7.5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Área de acero mínimo (As}_{\min}) &= 40\% \times (14.10 / Fy) \times b \times d \\ &= 0.40(14.10/2810) \times 100 \times 7.5 = 1.51 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Espaciamiento máximo (S}_{\max}) = 3 t = 3 (0.10) = 0.30 \text{ cm}$$

Armado para $A_{s_{min}}$ usando varias No 3

$$\begin{aligned} 1.51 \text{ cm}^2 & - 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 & - S \quad \Rightarrow \quad S = 0.47 \text{ cm} > S_{max} \end{aligned}$$

Usar No. 3 @ 0.30 m

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

$$\begin{aligned} A_{s_{min}} & - 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 & - 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_{s_{min}} = 2.36 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

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

$$M_{A_{s_{min}}} = 436.55 \text{ Kg} - m$$

Calculando A_s para momentos mayores al momento que resiste $A_{s_{min}}$

$$M_u = 545 \text{ Kg} - m \quad \Rightarrow \quad A_s = 2.97 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar No. 3 @ 0.23m}$$

$$\text{Para } M_u < M_{A_{s_{min}}} \quad \Rightarrow \quad \text{Usar No. 3 @ 0.30m}$$

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

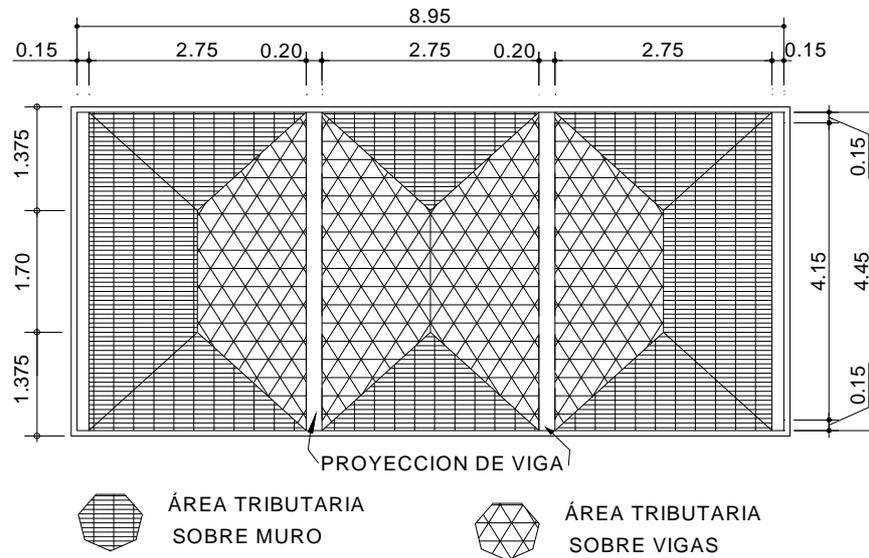
✓ **Diseño de viga de soporte de losas:**

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:

$$\begin{array}{lll} b = 20 \text{ cm} & h = 35 \text{ cm} & f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ d = 31 \text{ cm} & L = 4.45 \text{ m} & Fy = 2810 \text{ Kg/cm}^2 \\ r = 4 \text{ cm} & M(+) = 4345.63 \text{ Kg-m} & Vu = 3906.21 \text{ Kg.} \end{array}$$

Figura 7. Área tributaria sobre muro y vigas



Chequeando relación de altura y base de la sección de la viga

$(\text{altura} / \text{base}) = (h / b)$ donde $1.5 \leq (h / b) \leq 3$

Sustituyendo datos:

$\Rightarrow (35/20) = 1.75 \quad \checkmark$

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:

Área de acero mínimo $(A_{s \text{ min}}) = \rho_{\text{min}} * bd$

Donde ρ_{min} = cuantía de acero mínimo = $(14.1 / f_y)$

b,d = base y peralte de la sección de viga respectivamente

Área de acero máximo $(A_{s \text{ max}}) = \rho_{\text{max}} * bd$

Donde ρ_{\max} = cuantía de acero máximo = $\phi * \rho_{bal}$, y

$$\rho_{bal} = \frac{0.003 * E_s * 0.85^2 * f'_c}{f_y * (f_y + 0.003 * E_s)}, \text{ donde } E_s = \text{modulo de elasticidad del acero}$$

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

b,d = base y peralte de la sección de viga respectivamente

Sustituyendo datos:

$$\text{Área de acero mínimo } (A_{s \min}) = (14.10/2810) * 20 * 31 = 3.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero máximo } (A_{s \max}) = 0.5 * \frac{0.85^2 * 210 * 6090}{2810 * (2810 + 6090)} * 20 * 31 = 11.45 \text{ cm}^2$$

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:

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

Donde: b = base de la sección de viga $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

d = peralte de viga $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$

Mu = momento último = 4345.63 Kg-m

Sustituyendo datos:

$$A_s = \left[20 * 31 - \sqrt{(20 * 31)^2 - \frac{4345.63 * 20}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2810} = 6.00 \text{ cm}^2$$

Luego de calcular el A_s , se procede a colocar varillas de acero de tal forma que el área de ellas supla lo solicitado en los cálculos de A_s ; esto se hace tomando en cuenta los siguientes requisitos sísmicos:

AS_{MIN} para M₍₋₎: en la cama superior, donde actúan momentos negativos, se debe colocar, como mínimo, dos o más varillas corridas de acero, tomando el mayor de los siguientes valores:

$$A_{S \min} = \rho_{\min} * b d = 3.11 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ varillas mínimo}$$

$$A_{S \min}; 33\% \text{ del AS calculada para el } M_{(-)} \Rightarrow 0.33 * (0) = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para éste caso usar 3 No. 4} \Rightarrow 3 * (1.29) = 3.81 > A_{S \min} = 3.11 \text{ cm}^2 \checkmark$$

AS_{MIN} para M₍₊₎: en la cama inferior, donde actúan momentos positivos, se debe colocar, como mínimo, dos o más varillas corridas de acero, tomando el mayor de los siguientes valores:

$$A_{S \min} = \rho_{\min} * b d = 3.11 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ varillas No 5 mínimo}$$

$$A_{S \min}; 50\% \text{ del AS calculada para el } M_{(+)} \Rightarrow 0.50 * (6.00) = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min}; 50\% \text{ del AS calculada para el } M_{(-)} \Rightarrow 0.50 * (0) = 0 \text{ cm}^2$$

Se puede observar que la cama superior, el $A_{S \min}$ son dos varillas No. 5 con un área de 4.00 cm^2 , que son los valores mas altos. El resto del acero, se coloca como bastones usando la fórmula siguiente:

$$\text{Área de acero de riel } (A_{S(\text{riel})}) = A_{S \text{ total}} - A_{S \min \text{ corrido}}$$

$$\text{Donde : } A_{S \text{ total}} = \text{Área de acero total del Mu}$$

$$A_{S \min \text{ corrido}} = \text{Área de acero corrido}$$

Sustituyendo datos:

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

Usar 1 No 5 como bastón

$$\Rightarrow 1 * (2) = 2 \text{ cm}^2 = A_{S(\text{riestl})} \checkmark$$

Acero transversal (estribos): los objetivos de colocar acero transversal son: 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:**

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 (f'_c)^{1/2} b d$$

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

- **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 éste caso $V_R > V_U$ (**4047.58 > 3906.21**) necesita estribos sólo por armado

$$\Rightarrow \text{Espaciamiento máximo } (S_{\max}) = \frac{d}{2} = \frac{31}{2} = 15.5 \text{ cm}$$

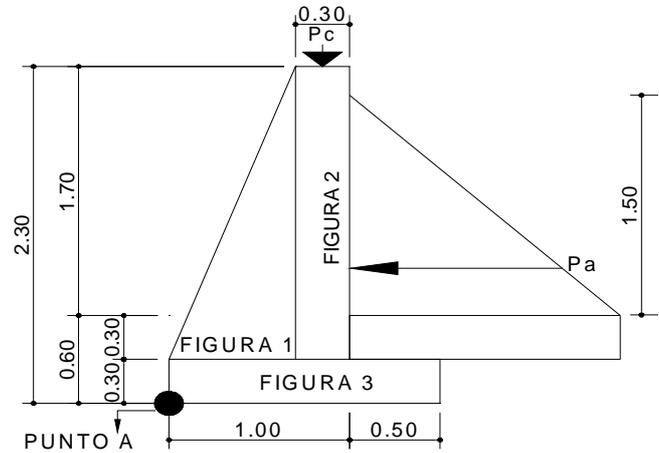
Usar No. 2 @ 15cm

✓ **Diseño del muro del tanque**

Datos

➤ Ángulo de fricción interna (ϕ)	=	30°
➤ 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})	=	$2,500 \text{ Kg/m}^3$
➤ Valor soporte del suelo (V_s)	=	$15,000 \text{ Kg/m}^2$

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})

$$W_{At} = CU * At \quad \text{Donde } CU = \text{Integración de carga última}$$

$$At = \text{Área tributaria de la losa sobre el muro}$$

De la figura 7 se obtiene:

$$At = 3 * \frac{1}{2}bh = 3 * \frac{1}{2}(2.75)(1.375) = 5.67m^2$$

Sustituyendo valores:

$$W_{At} = 800.6 * 5.67 = 4539.40Kg.$$

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

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

Sustituyendo valores:

$$W_{\text{viga - perimetral}} = (2400 * 0.20 * 0.15 * 8.55) * 1.4 = 861.84Kg.$$

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

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

Sustituyendo valores:

$$W_{\text{viga - soporte}} = 8.47 * 800.6 + (2400 * 0.20 * 0.35 * 4.45) * 1.4 = 7819.71 \text{Kg}.$$

$$\Rightarrow W_{\text{sobre - muro}} = 4539.40 + 861.84 + 7819.71 = 13220.95 \text{Kg}.$$

El peso total para un metro unitario de muro es:

$$W_{\text{metro unitario de muro}} = \frac{W_{\text{sobre - muro}}}{\text{ml de muro}} = \frac{13220.95 \text{ Kg}}{8.95 \text{ m}} = 1477.20 \text{Kg/ml}$$

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

$$Pc = 1477.20 \text{Kg/m} * 1 \text{m} = 1477.20 \text{Kg}$$

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

$$MC = 1477.20 \text{Kg} * (0.7 + (0.3/2)) = 1255.62 \text{ Kg-m}$$

Fuerza activa (Fa)

$$Fa = \delta a * H^2/2 = 1000 \text{Kg/m}^3 * 1.5^2/2 = 1125 \text{Kg}$$

Momento de volteo respecto del punto A es:

$$Mact = Fa * H/3 = 1125 * ((1.5/3) + 0.6) = 1275.5 \text{ Kg-m}$$

Tabla V. Cálculo de momento respecto al punto A

Fig.	$\gamma * \text{Área} = W \text{ (Kg)}$	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
1	$2.5 * (0.5 * 0.70 * 2.00) = 1,750$	$2/3 * 0.70 = 0.47$	822.50
2	$2.5 * (0.30 * 2.00) = 1,500$	$0.70 + (0.30)/2 = 0.85$	1,275.00
3	$2.5 * (0.30 * 1.50) = 1,125$	$1.50/2 = 0.75$	843.75
	$\Sigma WR = 4,375$		$\Sigma MR = 2,941.25$

Carga total (WT) = Pc + WR

$$WT = 1,477.20 + 4,375 = 5852.20 \text{ Kg}$$

- o Verificación de la estabilidad contra el volteo (F_{sv}) > 1.5

$$F_{sv} = \frac{(MR+MC)}{M_{act}} = \frac{(2,941.25+1,255.62)}{1275.5} = 3.30 > 1.5 \checkmark$$

- o Verificación de la estabilidad contra el deslizamiento (F_{sd}) > 1.5

$$F_d = WT * \text{Coeficiente de fricción}$$

$$F_d = 5,852.20 * 0.9 * \text{tg}(30^0) = 3,040.90 \text{ Kg}$$

$$F_{sd} = F_d/F_a = 3,040.90 \text{ Kg} / 1,125 \text{ Kg} = 2.70 > 1.5 \checkmark$$

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

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

$$a = \frac{MR+MC-M_{act}}{WT} \Rightarrow \frac{2,941.25 + 1,255.62 - 1,237.50}{5,852.20} = 0.50$$

$$e_x = \frac{B}{2} - a = \frac{1.5}{2} - 0.5 = 0.25$$

Modulo de sección (S_x)

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

La presión es:

$$P_{max} = \frac{WT}{A} \pm \frac{WT * e_x}{S_x} = \frac{5,852.20}{1.5 * 1} \pm \frac{5852.20 * 0.25}{0.38}$$

$$P_{max} = 7,751.60 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{max} = 7,751.60 \text{ Kg/m}^2 < 15,000 \text{ Kg/m}^2 \checkmark$$

$$P_{min} = 51.33 \text{ Kg/m}^2 > 0 \checkmark$$

Ver detalles constructivos en los planos en del apéndice 1.

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 de la primera iteración, ya que el procedimiento es el mismo; el resumen completo del cálculo hidráulico se presenta en el apéndice 1.

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.
6	7	29.99	30	3.27	140	160	4	0.40	0.05	990.43	999.35	8.91	9.57

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.

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 2.766lts/seg, haciendo un total de 238,982.4 litros diarios.

Las tabletas de tricloro son una forma de presentación del cloro: pastillas de 200gramos de peso, 3pulgadas de diámetro, por 1pulgada de espesor, con una solución de cloro al 90% y 10% de estabilizador. La velocidad a la que se disuelve en agua en reposo 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, y esta es:

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

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 de bombeo a tratar, para este proyecto (2.766lts/seg = 238,982.4lts/día) se utilizará un valor del 0.1%, por lo que se tiene:

$$G = \frac{0.001 * 238,982.4 \text{ lts/día} * 30 \text{ días}}{0.9}$$
$$G = 7966.08 \text{ gramos}$$

Lo cual significa que se necesitan 40 tabletas mensuales. Estas serán colocadas por el encargado de mantenimiento de forma gradual en el alimentador, cuidando de su limpieza una vez al mes. El gasto de operación del sistema de desinfección será tomado en cuenta para la propuesta de tarifa.

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 y exclusivamente en la línea de conducción, ya que en la red de distribución, los grifos realizan esta función.

Estas válvulas se componen básicamente por una te a la cual se conecta lateralmente un niple (tubería menor de 6 m), además de una válvula de compuerta que se puede abrir para que, por medio del agua, se expulsen de la tubería los sólidos acumulados. La ubicación de las válvulas de limpieza se detalla en los planos constructivos, para el cual suman un total de 9 válvulas de limpieza. Estos se pueden ver en los planos constructivos del apéndice 1.

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 continua 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 debe utilizarse válvulas que ubicadas en todos los puntos altos permitirán la expulsión de aire y la circulación del caudal deseado. En el siguiente proyecto se utilizaron válvulas de ½ pulgada, para el cual fueron un total de 11. Estos se pueden ver en los planos constructivos del apéndice 1.

2.1.10.6.3 Pasos aéreos

Esta estructura se utiliza para salvar grandes depresiones de terreno, o donde es imposible enterrar o revestir la tubería, quedando expuestas a la intemperie. Éstos están constituidos por dos torres de concreto debidamente cimentadas que sostienen un cable de acero, el cual va sujetado en dos pesos muertos que están enterrados uno a cada lado; esto con la finalidad que de este cable cuelgue la tubería, por medio de péndolas, debiendo usarse tubo HG entre las torres.

Para éste proyecto se utilizaron 5 pasos aéreos de 40 m, 3 de 30 m, 1 de 20 m, y un paso zanjón de 18 m. Para ejemplo de diseño se tomó un paso aéreo de 30 metros ubicado entre las estaciones E-56 y E-57.

Datos:

Diámetro comercial de tubería = 3" Diámetro interior de tubería = 3.284"
Diámetro exterior de tubo = 3.5" Espesor de tubería = 0.216"
Longitud = 30 metros = 98.43 pies

Cargas Verticales:

Carga muerta (CM'):

CM' = Peso de tubería + peso de agua

W tubería = Ø * L" = 7.62 lb/pie + accesorios = 9.98Lb/pie

Peso del agua

$$\text{Vol} = \pi \frac{(3.284)^2}{4} * 12 \text{plg} = 101.643 \text{plg}^3 \Rightarrow$$

$$\text{Wagua} = \text{Vol} * \delta_{\text{H}_2\text{O}} = 101.643 \text{plg}^3 * 0.036 \text{lb/plg}^3 = 3.66 \text{lb/pie}$$

$$\text{CM}' = 9.98 + 3.66 = 13.64 \text{lb/pie}$$

Carga viva (CV)

Aunque se recomienda proteger la tubería con alambre espigado, se asumirá que ésta podría ser utilizada por alguna persona para pasar de un extremo a otro; por lo que se distribuirá el peso promedio de una persona a lo largo de cada tubo.

$$\text{CV} = 150 \text{lb} / 20 \text{pies} = 7.5 \text{lb/pie}$$

La carga horizontal crítica en este tipo de estructura, es la provocada por el viento. Para ello se asumirá una velocidad del viento crítico de 70 Km/Hra., misma que desarrolla una presión de 20 lb/pie².

Wv = Diámetro de tubería * Presión de viento

$$\text{Wv} = ((3.5") / 12 \text{pie}) * 20 \text{lb/pie}^2 = 5.83 \text{lb/pie}$$

Integración de cargas

Según el reglamento de la ACI 318-83, cuando existen cargas de viento, la carga última está dada por:

$$U' = 0.75(1.4 CM' + 1.7 CV + 9.7Wv)$$

$$U' = 0.75(1.4 * 13.64 + 1.7 * 7.5 + 9.7 * 5.83) = 66.30 \text{ lb/pie}$$

U' no debe ser menor de $1.4 CM' + 1.7 CV \Rightarrow$

$$1.4 * 13.64 + 1.7 * 7.5 = 31.846$$

$$U' = 66.30 > 31.84 \text{ ok}$$

Tensión en el cable

De acuerdo al *Wire Rope Hand Book* 1963, sección 3:

$$TH = (U' * L^2) / (8 * d)$$

TH = Tensión horizontal

$$T = TH * (1 + (16 * d^2) / L^2)^{1/2}$$

T = Tensión máxima

$$TV = (T^2 - TH^2)^{1/2}$$

TV = Tensión vertical

Donde:

$$U' = \text{Carga última} \quad L = \text{luz} \quad d = \text{Flecha}$$

Para determinar la flecha (d) en pasos aéreos y puentes colgantes el Dr. D. B Steinman, recomienda una relación económica entre flecha y luz de L/9 a L/12, sin embargo en pasos aéreos regularmente da como resultado columnas (torres de soportes) muy esbeltas; por lo que se determinará la flecha cumpliendo con las condiciones de esbeltez, considerando además, que la separación entre cable y el tubo es de 40 cm más.

$$\text{Partiendo de } d = L/12 = 30 / 12 = 2.5$$

Proponiendo usar un cable de 5/8" de diámetro, cuya resistencia a ruptura (P_u) = 35,640 lb, y su peso es de 0.80 lb/pie; al integrar el peso del cable a la carga muerta entonces:

$$CM = CM' + W_{\text{cable}} = 13.64 + 0.80 = 14.44 \text{ lb/pie}$$

Mientras la carga última será

$$U = 1.4 * 14.44 + 1.7 * 7.5 = 32.97 \text{ lb/pie}$$

$$TH = (32.97 * 98.43^2) / (8 * 2.5) = 15,971.44 \text{ lb}$$

$$T = (15,971.44 * (1 + (16 * 2.5^2) / 98.43^2)^{1/2}) = 16,053.65 \text{ lb}$$

$$TV = (16,053.65^2 - 15,971.44^2)^{1/2} = 1,622.60 \text{ lb}$$

Para resistir a la tensión máxima 16,053.65 lb, es suficiente utilizar el cable propuesto, debido a que la tensión máxima es menor a la carga de ruptura del cable de 5/8" propuesto.

Péndolas

La carga de tensión (Q), soportada por cada péndola está dada por $Q = U * S$, donde U = carga última y S es la separación entre péndolas, entonces:

$$Q = (32.97 * 98.43) / 10 = 324.52 \text{ lb}$$

Para las péndolas se empleará cable de 1/4" de diámetro que resiste 12.600 lb de carga a la ruptura.

De acuerdo al *Wire Rope Hand Book* 1963, sección 3, la longitud de las péndolas, se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Y = (U * X * (L - X)) / (2 * TH)$$

Donde:

U = Carga última en kg/m

X = Separación de la péndola, respecto de la torre de soporte más cercana en m

L = Luz del paso aéreo en metros

TH = tensión horizontal en kg

$$Y = (49.16 * 3 * (30.40 - 3)) / (2 * 7,259.75) = 0.2783$$

$$\text{Longitud de péndola} = 2.40 - 0.2783 = 2.12 \text{ m}$$

A ésta longitud le deberá agregar un 15% por ataduras y dobleces, entonces la longitud final será de 2.438 m, pero por dimensionamiento se utilizará 2.45 m.

Torre de soporte

Por el valor de su esbeltez (E), las columnas se clasifican en cortas ($E < 21$), intermedias ($21 \leq E \leq 100$) y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es para ubicarlas en un rango; si son cortas se diseñan con los datos originales del análisis estructural; si son intermedias se deben magnificar los momentos actuantes, y si son largas no se construyen.

El cálculo de la esbeltez en columnas con un extremo empotrado y el otro libre, utiliza la ecuación $E = 2 \cdot l_u / r$, según lo establecido en el reglamento de la ACI 398-83.

$$I = \text{momento de inercia} = b \cdot h^3 / 12 \quad F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \text{radio de giro} = (I/A)^{1/2} \quad Fy = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_u = \text{longitud libre de columna} = 2.20$$

$$\text{Longitud total de la columna} = 1.20 + 2.20 = 3.40$$

Verificación por esbeltez

$$r = ((0.40^4 / 12) / (0.40^2))^{1/2} = 0.12$$

$$E = 2 \cdot l_u / r = (2 \cdot 2.20) / 0.12 = 36.67 > 21 \Rightarrow \text{Columna intermedia}$$

Por el valor obtenido de E, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por tanto se deben magnificar los momentos actuantes. Pero en éste caso la columna no soporta ningún momento actuante, y la columna trabajará únicamente con carga axial, omitiéndose este análisis.

Para encontrar la carga crítica en una columna con un extremo empotrado y el otro libre, se utiliza la siguiente expresión dada por Euler. Para este caso se utiliza un factor de longitud efectiva (k) =2.

$$P_{cr} = (\pi^2 EI) / (klu)^2 \quad \text{Donde: } I = bh^3 / 12 \quad \text{y } E = 15,000 F_c^{1/2}$$

$$P_{cr} = (\pi^2 * 15,000 * 210^{1/2} * 0.4^4 / 12) / (2 * 2.2)^2 = 236.40 \text{ toneladas}$$

Refuerzo en columna

Considerado que la columna únicamente trabajará a compresión, bajo una carga axial muy pequeña ($T_V = 1,622.59 \text{ lb}$), comparada con lo que la columna puede soportar; se usará el criterio de la sección 10.8.4 del reglamento de la ACI 318-83, que indica que cuando el elemento sujeto a compresión, tiene una sección transversal mayor que la requerida para las condiciones de carga, se puede emplear con el fin de determinar el refuerzo mínimo, el área efectiva deducida A_g no menor que el 1% de $\frac{1}{2}$ del área total; por lo tanto:

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 * 40^2 / 2 = 8 \text{ cm}^2$$

Repartiendo el área de acero en 6 varillas, entonces:

$$4 \text{ No. } 5 = 7.92$$

$$2 \text{ No. } 3 = 1.42$$

Teniendo 9.34 cm^2 de área de acero (A_s).

La carga última que puede resistir el $A_s = 9.34 \text{ cm}^2$ es:

$$P_U = \phi (0.85 F_c (A_g - A_s) + A_s * F_y)$$

$$P_U = 0.70 (0.85 * 210 (40^2 - 9.34) + 9.34 * 2810) = 217.12 \text{ toneladas}$$

$$P_{cr} = 236.40 > 217.12 \quad \text{ok}$$

El refuerzo transversal en la columna será de No. 3 @20 cm.

Zapata

Debido a que la carga que soporta la zapata es pequeña, se asumirá el peralte mínimo recomendado por la ACI.

Peralte mínimo encima del refuerzo interior (**d**)=15 cm.

Recubrimiento mínimo del refuerzo (**r**) = 7.5 cm.

Espesor de zapata (**t**) = d + r = 15 + 7.5 = 22.5 \Rightarrow t = 0.25 m

Peso específico del concreto (δ_c) = 2.4 ton / m³

Peso específico del concreto ciclópeo (δ_{cc}) = 2.5 ton / m³

Peso específico del suelo (δ_s) = 1.4 ton / m³

Valor soporte del suelo (V_s) = 15 Ton / m²

Calculado factor de carga última

$$F_{cu} = U / (CM + CV) = 32.97 / (14.44 + 7.5) = 1.50$$

Integración de carga que soporta la zapata:

Tensión vertical = 0.733 Ton

Peso de columna = 1.306 Ton

Peso del suelo = 0.806 Ton

Peso del concreto ciclópeo = 0.240 Ton

Peso propio zapata = 0.384 Ton

$$\Sigma = 3.47 \text{ To}$$

Carga que soporta zapata / Área zapata $\leq V_s$

$$P_z / A_z \leq V_s \Rightarrow 3.47 / 0.8^2 = 5.42 \leq 15 \text{ Ton / m}^2 \text{ ok}$$

Entonces la carga última que soporta la zapata es de (**Wuz**) = Pz * Fcu

$$\Rightarrow W_{uz} = 3.47 * 1.50 = 5.21 \text{ Ton/m}^2$$

Verificación de corte simple

Condiciones: $V_a < V_c$ ok

$V_a > V_c$ Aumentar el peralte (d)

Donde: V_a = Esfuerzo de corte actuante

V_c = Esfuerzo de corte que resiste el concreto

Fórmulas :

$$d = t - r - \phi / 2$$

$$V_a = W_{uz} * L_z * (L_z - B - r)$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * F_c^{1/2} * L_z * d$$

Donde : L_z = Ancho de zapata B = Ancho de la sección de columna
 r = recubrimiento W_{uz} = Carga última que soporta la zapata
 t = Espesor de zapata d = Peralte efectivo de zapata
 ϕ = Diámetro de varilla propuesta

Sustituyendo datos :

$$d = 0.25 - 0.075 - 0.0127 / 2 = 0.169 \text{ m}$$

$$V_a = 5.21 * 0.8 * (0.8 - 0.40 - 0.0175) = 1.35 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * 210^{1/2} * 80 * 16.9 / 1000 = 8.83 \text{ Ton}$$

$$1.35 \text{ Ton} < 8.83 \text{ Ton} \quad \text{ok}$$

Verificación del corte punzonante

$$V_a = W_{uz} (A_z - A_p)$$

$$V_a = 5.21 (0.8^2 - (0.4 + 0.169)^2) = 1.65 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.85 * \text{perímetro punzonante} * d * 1.07 * F_c^{1/2}$$

$$V_c = 0.85 * 1.07 * 210^{1/2} (4 * (40 + 16.9)) * 16.9 / 1000 = 50.69 \text{ Ton}$$

$$1.65 < 50.69 \quad \text{ok}$$

Verificación de la flexión

$$M_u = W_{uz} * B^2 / 2 = 5.21 * 0.4^2 / 2 = 0.417 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

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

Donde: b = base de la sección de columna $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

d = peralte de zapata $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$

M_u = momento último A_s = Area de acero del M_u

Sustituyendo datos :

$$A_s = \left[40 * 16.9 - \sqrt{(40 * 16.9)^2 - \frac{416.8 * 40}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2810} = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$P_c = A_s / b d = 0.99 / (80 * 16.9) = 0.00073$$

$$P_{min} = 0.4 * 14.1 / F_y = 0.4 * 14.1 / 2810 = 0.002$$

$$P_{min} > P_c$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.002 * 100 * 16.9 = 3.38 \text{ cm}^2$$

Anclaje (de concreto ciclópeo)

$$T_H = 15,971.44 \text{ Lb} = 7,259.75 \text{ Kg} = 7.26 \text{ Ton}$$

$$T = 16,053.65 \text{ Lb} = 7,297.11 \text{ Kg} = 7.30 \text{ Ton}$$

$$T_V = 1,622.59 \text{ Lb} = 737.54 \text{ Kg} = 0.74 \text{ Ton}$$

$$K_p = 1/3, \quad K_a = 3$$

$$\text{Peso del anclaje (W)} = h^3 * \delta_{cc} = 2.5h^3$$

$$\text{Empuje del suelo hacia el anclaje (E)} = K_a * \delta_s * h^3 / 2 = 3 * 1.4 h^3 / 2 = 2.1h^3$$

Verificación contra volteo

$$\frac{\sum \text{momentos resistentes}}{\sum \text{momentos actuantes}} \geq 1.5 \Rightarrow \sum MR = 1.5 \sum MA$$

$$E(h/3) + W(h/2) = 1.5 ((T_V * h/2 + T_H * h))$$

$$2.1h^3(h/3) + 2.5h^3(h/2) = 1.5 ((0.74 * h/2 + 7.26 * h))$$

$$1.95h^4 = 11.445h$$

$$h = 1.80$$

Verificación contra deslizamiento

$$F = u(W + T_V) = 0.5(2.5 * 1.8^2 - 0.74) = 6.92$$

$$E = 2.1h^3 = 2.1 * 1.80^3 = 12.25$$

$$\frac{E + F}{T_H} > 1.5 \Rightarrow \frac{12.25 + 6.92}{7.26} = 2.64 > 1.5 \quad \text{ok}$$

2.1.10.6.4 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 asumieron dos tubos de PVC de ½" por conexión domiciliar, asimismo estará conformada por una válvula de compuerta, una de paso, y un contador el cual registrará el consumo de cada conexión domiciliar.

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 de manera inadecuada; por otra parte su mantenimiento es indispensable. Por tal razón se pretende que exista un comité capaz de 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 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.

Puesto que el comité tiene a su bien la administración del sistema, debe efectuar el cobro de la tarifa previamente determinada, en la fecha estipulada; dicha tarifa incluye ingresos para cubrir gastos administrativo, reparaciones, cambios y mejoras en el sistema. Además tiene a su cargo llevar el registro de cuantos usuarios están conectados al sistema y otorgar nuevos derechos de conexión, sin sobre pasar la capacidad del sistema, para ello debe elaborarse un reglamento interno de la comunidad, 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 a la misma, por lo que el comité, la tarifa y los reglamentos sobre el uso del agua debe determinarse o avalarse en una asamblea comunitaria.

✓ **Operación y mantenimiento**

El encargado del funcionamiento debe ser preferiblemente un fontanero asalariado, que realizará inspecciones periódicas a todos los componentes físicos del sistema para garantizar su adecuado 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 y limpias de maleza y velar por el buen funcionamiento de todas las obras complementarias. Si no se cuenta con un fontanero, entonces, el comité de vecinos es el encargado de realizar dichas actividades

Es importante enfatizar que ningún sistema de agua funciona adecuadamente sin la supervisión del elemento humano; de lo contrario, el sistema tarde o temprano colapsara y dejará de prestar el servicio.

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 domiciliars, 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:

$$O = 1.43 * \left[\frac{L_{\text{tubería}} * \text{jornal}}{L_{\text{tubería/mes}}} + \frac{\#_{\text{conexiones}} * \text{jornal}}{20_{\text{conexiones/mes}}} + \frac{\text{Mantenimiento} * \text{Jornal}}{30_{\text{días/mes}}} \right]$$
$$O = 1.43 * \left[\frac{5.96\text{km} * Q40}{3\text{km}} + \frac{76\text{conexiones} * Q40}{20\text{conexiones}} + \frac{Q40}{30} \right] = Q332.90 / \text{mes}$$

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 para el período de diseño.

$$M = \frac{0.004 * \text{Costo proyecto}}{21} = \frac{0.004 * Q943,436.38}{21} = Q179.70/\text{mes}$$

Costo de tratamiento (T)

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

T = Costo tableta en gramos * Número de tabletas a utilizar en un mes

$$T = Q0.50/tableta * 40tabletas = Q20.00/mes$$

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.

$$A = 0.15 * (O + M + T) = 0.15 * (Q332.90 + Q179.70 + Q20.00) = Q79.90/mes$$

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.

$$R = 0.12 * (O + M + T) = 0.12 * (Q332.90 + Q179.70 + Q20.00) = Q63.91/mes$$

Cálculo de tarifa propuesta (TAR)

$$TAR = \frac{O + M + T + A + R}{\# \text{ viviendas}}$$

$$TAR = \frac{Q332.90 + Q179.70 + Q20.00 + Q79.90 + Q63.91}{76 \text{ viviendas}} = Q 8.90 /mes$$

Se propone una tarifa mínima de Q15.00 por servicio mensual. Este es un valor accesible para la población, ya que las tarifas que la municipalidad propone oscilan entre Q10.00 y Q25.00 mensuales.

2.1.13 Elaboración de planos

Los planos constructivos para el sistema de abastecimiento de agua potable se presentan en el apéndice 1; están conformados por: planta de conjunto, planta y perfil de línea de conducción y red de distribución, obra de captación y caja unificadora de caudal, pasos aéreos, paso zanjón y detalle de anclaje de tubería a la intemperie, detalles generales y estructurales de tanque de distribución, detalle de hipoclorador y conexión domiciliar.

2.1.14 Elaboración de presupuesto

El presupuesto es un documento que debe incluirse en el diseño de todo proyecto de ingeniería, ya que da a conocer al propietario si el mismo es rentable, posible y conveniente en su ejecución. Existen varias formas de realizar un presupuesto, que varían de acuerdo al uso que se le dé. Para éste proyecto, se elaboró un presupuesto desglosado por renglones de trabajo:

Desglose del proyecto por renglones de trabajo: aquí se separan cada uno de los componentes por unidades de ejecución y se enumeran por renglones, se trata de ordenarlos según la secuencia lógica de ejecución.

Cuantificación de los renglones de trabajo: ya desglosado el proyecto, se procede a asignarle a cada renglón una unidad de medida, luego se calculan todas las cantidades de trabajo de cada renglón.

Precio unitario: el precio por unidad de medida o unidad de pago se saca por medio de la integración del costo directo y el costo indirecto, para calcular cada uno de estos costos se hizo lo siguiente:

- **Costo directo:** en este costo se incluyeron los precios de los materiales y mano de obra necesaria en cada unidad de ejecución, precios que fueron tomados de los que imperan en el lugar de ejecución del proyecto.
- **Costo indirecto:** el costo indirecto se valorizó como un porcentaje del costo directo, porcentaje que se basa en la experiencia en obras similares, y cuyo valor oscila entre el 30% y el 45% según del renglón considerado.

A solicitud de las autoridades municipales, no se consideró los costos indirectos en el presupuesto de éste proyecto, debido a que su ejecución será por administración municipal, éste consiste en que la municipalidad es el ente responsable de su ejecución y supervisión. Las razones de incluir únicamente costos directos difieren, pero la principal razón según el planteamiento de las autoridades ediles es evitar la licitación pública y reducir costos en su ejecución.

Costo total por renglón: el costo total de cada renglón se obtiene al multiplicar los valores obtenidos en los incisos anteriores, es decir, se multiplica la cantidad de trabajo por el precio unitario en cada renglón.

Costo total del proyecto: para este costo se hace la sumatoria de todos los costos totales por renglones del proyecto.

El resultado del proceso descrito anteriormente, aparece de forma sintetizado en la tabla V, para el cual se incluyen únicamente costo directo.

Tabla VI. Presupuesto de construcción

Sistema de abastecimiento de agua potable aldea Pacacay

1 Presupuesto materiales de construcción

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	SUB-TOTAL	TOTAL
LÍNEA DE CONDUCCIÓN	1				
TUBERÍA PVC y HG CONDUCCIÓN					Q 254,760.79
Tubería de HG 4" tipo liviano (700Psi)	138.00	Tubo	Q 877.24	Q 121,059.12	
Tubería de HG 3" tipo liviano (700Psi)	36.00	Tubo	Q 605.74	Q 21,806.64	
Tubo de Ø 3" PVC 160 psi	541.00	Tubo	Q 206.83	Q 111,895.03	
ACCESORIOS PVC Y HG CONDUCCIÓN					Q 28,934.74
Unión Universal de HG 4"	138.00	Unidad	Q 150.00	Q 20,700.00	
Unión Universal de HG 3"	36.00	Unidad	Q 144.00	Q 5,184.00	
Codo 45°Ø4" HG	6.00	Unidad	Q 160.00	Q 960.00	
Codo 45°Ø 3" PVC 160psi	3.00	Unidad	Q 78.50	Q 235.50	
Reducidor bushing Ø4" a Ø3" PVC 160psi	1.00	Unidad	Q 80.00	Q 80.00	
Cemento solvente tangit	4.00	Galón	Q 443.81	Q 1,775.24	
OBRAS DE ARTE					Q 254,228.11
Caja y accesorios para válvula de aire	11	Unidad	Q 1,141.06	Q 12,551.61	
Caja y accesorios para válvula de limpieza	9	Unidad	Q 1,098.96	Q 9,890.60	
Tanques de captación	3	Unidad	Q 4,853.00	Q 14,559.00	
Caja unidora de caudal	1	Unidad	Q 7,405.75	Q 7,405.75	
Estructura de anclaje de tubería	149	Unidad	Q 218.72	Q 32,588.61	
Paso aéreo de 40 metros	5	Unidad	Q 13,998.43	Q 69,992.15	
Paso aéreo de 30 metros	3	Unidad	Q 14,536.19	Q 43,608.57	
Paso aéreo de 20 metros	1	Unidad	Q 8,635.56	Q 8,635.56	
Paso zanjón tipo c	1	Unidad	Q 5,452.87	Q 5,452.87	
Hipoclorador	1	Unidad	Q 3,780.22	Q 3,780.22	
Tanque de distribución de 50m ³	1	Unidad	Q 45,763.19	Q 45,763.19	
RED DE DISTRIBUCIÓN	1				
TUBERÍA PVC RAMAL PRINCIPAL					Q 17,344.22
Tubo de Ø 3" PVC 160 psi	42.00	Tubo	Q 206.83	Q 8,686.86	
Tubo de Ø 1 1/4" PVC 160 psi	96.00	Tubo	Q 59.50	Q 5,712.00	
Tubo de Ø 1" PVC 250 psi	49.00	Tubo	Q 46.50	Q 2,278.50	
Accesorios PVC ramal principal	1	Global	Q 666.86	Q 666.86	
TUBERÍA PVC RAMAL 1					Q 2,370.41
Tubo de Ø 1 1/4" PVC 160 psi	18.00	Tubo	Q 59.50	Q 1,071.00	
Tubo de Ø 1" PVC 160 psi	19.00	Tubo	Q 46.50	Q 883.50	
Accesorios PVC ramal 1	1	Global	Q 415.91	Q 415.91	
TUBERÍA PVC RAMAL 2					Q 3,306.41
Tubo de Ø 1" PVC 160 psi	36.00	Tubo	Q 46.50	Q 1,674.00	
Tubo de Ø 3/4" PVC 250 psi	35.00	Tubo	Q 35.50	Q 1,242.50	
Accesorios PVC ramal 2	1	Global	Q 389.91	Q 389.91	
CONEXIONES DOMICILIARES	76	Unidad	Q 660.20	Q 50,175.30	Q 50,175.30
TOTAL MATERIALES					Q 611,119.97

.....Continua tabla V

2 Presupuesto mano de obra

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	SUB-TOTAL	TOTAL
LINEA DE CONDUCCIÓN	1				
TUBERÍA PVC Y HG CONDUCCIÓN					Q 121,682.70
Excavación para tubería	3268.04	ML	Q 8.30	Q 27,124.73	
Relleno y compactación	3268.04	ML	Q 5.40	Q 17,631.08	
Instalación de tubería HG 4"	940.65	ML	Q 20.75	Q 19,518.49	
Instalación de tubería PVC 3"	3268.04	ML	Q 14.11	Q 46,112.04	
OBRAS DE ARTE					Q 117,247.13
Tanques de captación	3,00	Unidad	Q 3.435,37	Q 10.306,11	
Caja de válvulas	20,00	Unidad	Q 1.050,45	Q 21.008,96	
Caja unidora de caudal	1,00	Unidad	Q 1.760,76	Q 1.760,76	
Estructura de anclaje de tubería	149,00	Unidad	Q 176,37	Q 26.279,38	
Paso aéreo de 40 metros	5,00	Unidad	Q 2.568,35	Q 12.841,76	
Paso aéreo de 30 metros	3,00	Unidad	Q 2.485,02	Q 7.455,06	
Paso aéreo de 20 metros	1,00	Unidad	Q 2.192,45	Q 2.192,45	
Paso zanjón tipo c	1,00	Unidad	Q 1.513,09	Q 1.513,09	
Hipoclorador	1,00	Unidad	Q 1.560,90	Q 1.560,90	
Tanque de distribución(50 M3)	1,00	Unidad	Q 32.328,67	Q 32.328,67	
RED DE DISTRIBUCIÓN	1				
TUBERÍA PVC RAMAL PRINCIPAL					
Replanteo y trazo	1140.70	ML	Q 2.49	Q 2,840.34	Q 21,300.04
Excavación para tubería	1140.70	ML	Q 8.30	Q 9,467.81	
Instalación de tubería PVC 3"	256.20	ML	Q 14.11	Q 3,614.98	
Instalación de tubería PVC 1 1/4"	585.60	ML	Q 6.64	Q 3,888.38	
Instalación de tubería PVC 1"	298.90	ML	Q 4.98	Q 1,488.52	
TUBERÍA PVC RAMAL 1					Q 3,741.56
Replanteo y trazo	225.70	ML	Q 2.49	Q 561.99	
Excavación para tubería	225.70	ML	Q 8.30	Q 1,873.31	
Instalación de tubería PVC 1 1/4"	109.80	ML	Q 6.64	Q 729.07	
Instalación de tubería PVC 1"	115.90	ML	Q 4.98	Q 577.18	
TUBERÍA PVC RAMAL 2					Q 6,652.78
Replanteo y trazo	433.10	ML	Q 2.49	Q 1,078.42	
Excavación para tubería	433.10	ML	Q 8.30	Q 3,594.73	
Instalación de tubería PVC 3/4"	213.50	ML	Q 4.15	Q 886.03	
Instalación de tubería PVC 1"	219.60	ML	Q 4.98	Q 1,093.61	
CONEXIONES DOMICILIARES	76	Unidad	Q 220,61	Q 16,766.66	Q 16,766.66
TOTAL MANO DE OBRA					Q 287.390,87

3 Integración de renglones

No	DESCRIPCIÓN	TOTAL QUETZALES
1	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN	Q 611.119,97
2	MANO DE OBRA	Q 287.390,87
	SUB TOTAL	Q 898.510,84
	IMPREVISTO 5%	Q 44.925,54
	COSTO DIRECTO TOTAL	Q 943.436,38

El costo directo total del proyecto es de novecientos cuarenta y tres mil cuatrocientos treinta y seis Quetzales con treinta 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 al proyecto un enfoque para el análisis de su evaluación en este sentido; deben entonces considerarse los efectos indirectos y de valorización social, de beneficio y costo 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 Valor presente neto

El valor presente neto (VPN) se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores de rescate futuros de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si este es rentable al término del periodo de funcionamiento.

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:

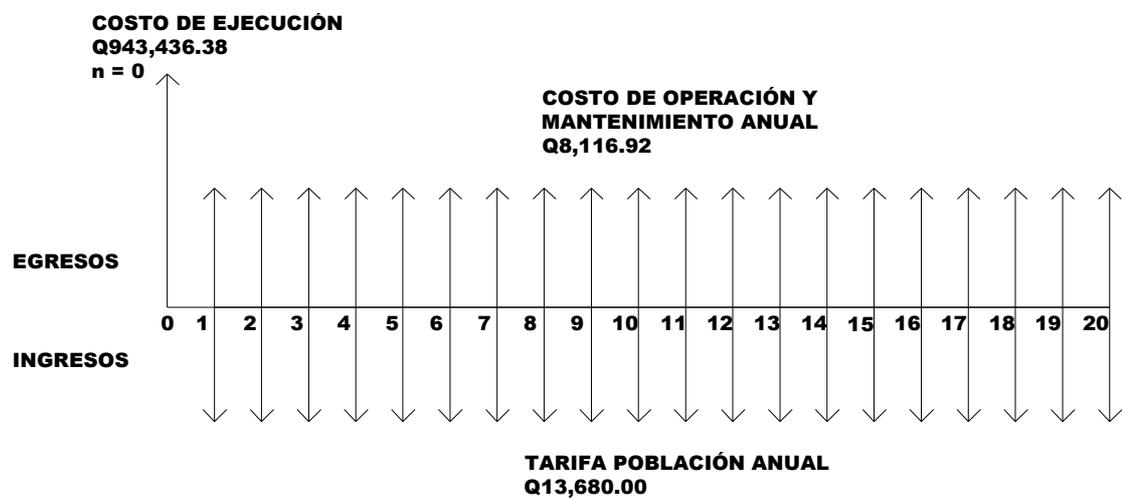
Costo de ejecución = Q943, 436.00, debido a la característica del proyecto, esta inversión no es recuperable y deberá ser proporcionada por alguna institución, sea o no gubernamental. Para el análisis de VPN, este rubro no se considerará debido a que se analiza si el proyecto es auto sostenible.

Costo de operación y mantenimiento anual (CA); del análisis de tarifa se tiene:
 $CA = (O+M+T+A+R)*12 = Q676.41*12\text{meses} = Q8, 116.92$

Tarifa poblacional anual (IA)

$IA = Q15/\text{vivienda} * 76\text{vivienda} * 12\text{meses} = Q13, 680.00$

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



Costo de operación y mantenimiento

$$VP = CA * \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right] = 8,116.92 * \left[\frac{(1+0.11)^{20} - 1}{0.11 * (1+0.11)^{20}} \right] = Q 64,637.70$$

Tarifa poblacional

$$VP = IA * \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right] = 13,680.00 * \left[\frac{(1+0.11)^{20} - 1}{0.11 * (1+0.11)^{20}} \right] = Q108,938.33$$

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 = Q108,938.33 – Q 64,637.70

VPN = Q43,300.63

Con la tarifa propuesta, el proyecto podrá cubrir todos los costos de operación y mantenimiento que se necesitan durante el período de funcionamiento. Además, se dispondrá de una cantidad de dinero adicional para otros proyectos pequeños de carácter social para la aldea Pacacay.

2.1.15 Tasa interna de retorno

Para la tasa interna de retorno, se debe considerar el concepto de esta. La tasa interna de retorno trata de considerar un número en particular que resuma los meritos de un proyecto. Dicho número no depende de la tasa de interés que rige el mercado de capitales. Por eso es que se llama tasa interna de rentabilidad; el número es interno o inherente al proyecto y no depende de nada excepto de los flujos de caja del proyecto.

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

Cuando se desconoce el valor de la tasa de descuento, se establece que el Valor Presente Neto, es igual a cero, ya que cuando ocurre es indiferente aceptar o no la inversión. La tasa interna de retorno de una inversión es la tasa de rendimiento requerida, que produce como resultado un valor presente neto de cero cuando se le utiliza como tasa de descuento.

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 manera:

Costo=Inversión inicial-VPN=Q943, 436.38 – Q64, 637.70 = Q878, 798.68

Beneficio=No. de habitantes beneficiados (a futuro)

Costo/beneficio=Q878,798.68/824habitantes=Q1066.50/hab.

Las instituciones de inversión social, toman las decisiones con base al valor anteriormente obtenido y las disposiciones económicas que posean. Según las expectativas de las entidades que colaboran con la municipalidad de Acatenango, 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 Pacacay

2.2.1 Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en una red de alcantarillado sanitario por gravedad, 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. La cantidad actual de viviendas a servir es de 100, con una densidad poblacional de 4 habitantes por vivienda, y una tasa de crecimiento de 3.50%.

El sistema de alcantarillado sanitario está integrado de la siguiente manera: posee una longitud total de 1720.60 m, 35 pozos de visita de diversas profundidades especificadas en los planos constructivos, 100 conexiones domiciliarias, y se propone un tratamiento primario.

2.2.2 Levantamiento topográfico

2.2.2.1 Altimetría

El levantamiento que se realizó en éste caso, fue de primer orden por tratarse de un proyecto de drenajes, en que la precisión de los datos es muy importante. Para el trabajo se utilizó un nivel de precisión marca Wild modelo N24, un estadal, plomadas, así como cinta métrica.

Teniendo los datos de altimetría se procedió al trazo de las curvas de nivel para así poder tener una representación gráfica de las elevaciones y pendientes que existen en el lugar.

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. El equipo utilizado fue un Teodolito Sokisha modelo TM20E, un estadal, plomada y una cinta métrica.

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 garages; 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 dispositivo final, ya sea 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.

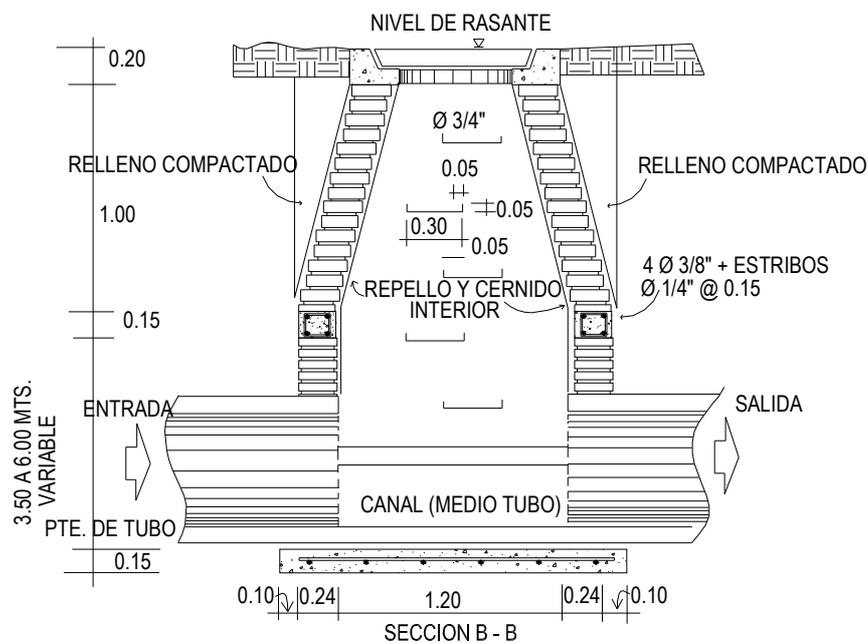
2.2.4.2 Pozos de visita

Son dispositivos que permiten verificar el buen funcionamiento de la red del colector. Permite efectuar operaciones de limpieza y mantenimiento, accediendo a realiza 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:

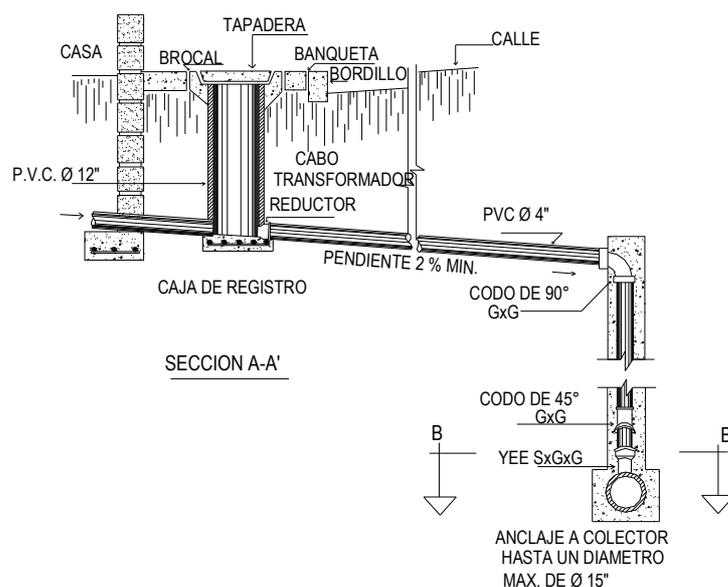
a) Caja o candela

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, con altura mínima de la candela 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", con pendiente mínima de 2%, considerando las profundidades de instalación.

Figura 11. Conexión domiciliar



2.2.5 Período de diseño

Es importante recordar que 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 usa el método geométrico.

Según el modelo geométrico:

$$P_0 = 400 \text{ habitantes}$$

$$n = 30 \text{ años}$$

$$r = 3.5\% \text{ Dato utilizado en la Oficina Municipal de Planificación}$$

$$P_F = P_0 * (1+r)^n = 400 * (1+0.035)^{30} = 1123 \text{ habitantes}$$

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 la 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 = $400/100 = 4$

2.2.7.2 Dotación

Los factores que se consideran en la dotación son: clima, nivel de vida, condiciones socioeconómicas, actividad productiva, abastecimiento privado, servicios comunales o públicos, facilidad de drenaje, calidad de agua, medición, administración del sistema y presión del mismo.

El proyecto de agua potable para la misma comunidad se 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 fueron 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, estando 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 afectando por un factor de retorno de 0.80 para el presente informe, como se mencionó anteriormente, quedando el caudal total integrada a la siguiente manera:

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

Donde:

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

Sustituyendo valores:

$$Q_{dom} = \frac{120 * 0.80 * 1123}{86400} = 1.25 \text{ l/s}$$

2.2.7.4.2 Caudal industrial

Es el agua proveniente del interior de todas las industrias existentes en el lugar, como procesadores de alimentos, fabrica de textiles, licoreras, etc. Puesto que 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, Puesto que 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 ingiere al drenaje, proveniente principalmente porque algunos usuarios, conectan las bajadas de aguas pluviales al sistema.

Este caudal daña el sistema, debe de evitarse para no causar posible destrucción del 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:

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

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)

Claro está que 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.

En este caso se tomó como base 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 integrada a la siguiente manera:

$$Q_{cilicitas} = 25\% * Q_{Dom} = 0.25 * 1.25 = 0.31/s$$

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 la 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.

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

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

$$Q_{med} = 1.25 + 0.31 = 1.56 \text{ l/s.}$$

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:

$$f_{qm} = \frac{Q_{\text{medio}}}{\text{No. habitantes}} = \frac{1.56}{1123} = 0.0014$$

Para este proyecto se tomó el valor de 0.003 como factor de caudal medio para todos los tramos, el cual es un dato regulado por el Instituto de Fomento Municipal INFOM.

2.2.7.7 Factor Harmond

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

$$FH = \left[\frac{18 + \sqrt{P/1000}}{4 + \sqrt{P/1000}} \right] = \left[\frac{18 + \sqrt{1123/1000}}{4 + \sqrt{1123/1000}} \right] = 3.77$$

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, calculado con la ecuación:

$$Q_{\text{DISEÑO}} = f_{\text{qm}} * F_{\text{H}} * \text{No.habitantes} = 0.003 * 3.77 * 1123 = 12.70 \text{ l/seg}$$

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

f_{qm} = Factor de caudal medio

F_{H} = Factor de Harmond

No. Habitantes = 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 fuese canales abiertos, funcionando por gravedad, y cuyo 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 dichos caudales 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 medio 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 que se deben tomar en cuenta en el diseño de la red de alcantarillado sanitario son: la relación d/D debe de 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. Esto es:

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

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

2.2.8.3 Relaciones hidráulica

Al realizar el cálculo de las tuberías que trabajan a sección parcialmente llena y poder 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) y obteniendo este valor se multiplica por el obtenido por la velocidad a sección llena y se logra saber así la velocidad a sección parcial. Sucesivamente se obtiene los demás valores de chequeo.

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.

Existen valores de factores de rugosidad de algunos de las tuberías más empleadas en nuestro medio, entre las que se pueden citar:

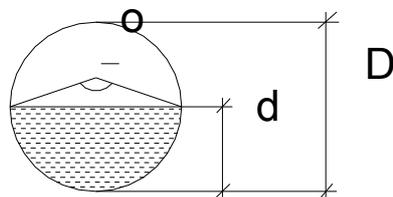
Tabla VII. Factor de rugosidad

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 ha mencionado con anterioridad, es que funcionan como canales abiertos (sección parcial) y, nunca funcionan 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 minimizar 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 (m)
- S = Pendiente del terreno (%/100)
- n = Coeficiente de rugosidad, propiedad del tubo
- # = Constante

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; y 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, y se ha aceptado para tubería de PVC velocidades entre 0.40 a 4.0 m/s, la cual se instalará en este proyecto por ser de fácil el manejo, colocación y durabilidad.

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 ángulo de 45 grados en el sentido de la corriente del colector principal.

En este caso, el diámetro mínimo de tubería utilizado para el colector principal fue de 6” y para las conexiones domiciliarias fue de 4”, todas de 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 tomar en cuenta que 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 y tomando en consideración que existen condiciones de tránsito liviano y pesado y diferentes diámetros de tubería con los cuales se diseña un drenaje sanitario, se presenta una tabla que tabula los valores de la profundidad mínima para distintos diámetros de tubos de concretos y PVC.

Tabla VIII. 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 IX. 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 profundidades requerida por la tubería a colocar. Se presenta a continuación una tabla que muestra anchos de zanjas aconsejables, en función del diámetro y de las alturas a excavar.

Tabla X 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:

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

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

$$CII = CTI - (H_{trafic} + E_{tubo} + \phi)$$

$$CII = CIF - 0.03cm$$

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

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

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

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 tráfico 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 correrá y se ejecutará 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, para determinar las alturas de los pozos de visita, si hubiera inconvenientes se deben tomar en cuenta las consideraciones que a continuación se mencionan:

- 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.

$$\phi_A = \phi_B$$

$$C_{\text{Invert de salida}} = C_{\text{Invert de entrada}} - 0.03$$

- b) Cuando a un pozo de visita entre una tubería de diámetro y salga 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.

$$\phi_A > \phi_B$$

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

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

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

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

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

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, presentando diferentes casos.

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.

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

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

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

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.

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

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

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

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

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

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

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

4. Cuando solo una tubería de las que sale es de seguimiento, las demás que salga del pozo de visita deberá 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 domiciliare

Habitualmente la tubería será de 6 pulgadas, si es de concreto, y 4 pulgadas, si es de PVC, presentando 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 domiciliare generalmente se construyen con tubería de concreto de diámetro mínimo de 12 pulgadas, o de mampostería de 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 100% de las viviendas actuales de la aldea, debido a la inexistencia de este servicio, no así en el proyecto de agua potable, por razones expuestas con anterioridad. 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 XI. Bases generales de diseño proyecto alcantarillado sanitario

Tipo de sistema	Alcantarillado sanitario
Período de diseño	30 años
Viviendas actuales	100 viviendas
Viviendas futuras	281
Densidad de habitantes	4 habitantes/vivienda
Población actual	400 habitantes
Tasa de crecimiento	3.5%
Población futura	1123
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%
Cande	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 15 y PV 16; los datos necesarios para calcularlo son los siguientes:

- **Características**

Tipo de sistema	Alcantarillado sanitario
Tramo	De PV 15 a PV 16
Distancia	56.00 m

Número de casas del tramo: 6 Casas acumuladas: 47

Densidad de vivienda: 4 hab/vivienda

Total de habitantes a servir: actuales: 188 Futuros: 528

- **Cotas del terreno**

Inicial 964.474 m

Final 962.668 m

- **Pendiente del terreno**

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

$$P = \frac{(964.474 - 962.668)}{56} * 100 = 3.225\%$$

- **Caudal medio**

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

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

$$Q_{dom} = 528 * 120 * 0.80 / 86400 = 0.60 \text{ l/s}$$

$$Q_{C.I} = 25\% Q_{dom} = 0.25 * 0.60 = 0.15 \text{ l/s}$$

$$Q_{inf} = 0 \text{ (Tubería PVC)}$$

$$Q_{med} = 0.60 + 0.15 = 0.75 \text{ l/s}$$

- **Factor de caudal medio**

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

$$FQM = 0.75 / 528 = 0.00142$$

Para este proyecto se tomó el valor de 0.003 como factor de caudal medio el cual es un dato regulado por el Instituto de Fomento Municipal INFOM.

- **Factor de Harmond**

$$FH = (18 + P^{1/2}) / (4 + P^{1/2}) \text{ y } P = 528/1000$$

$$FH = (18 + 0.528^{1/2}) / (4 + 0.528^{1/2})$$

$$FH = 3.96$$
- **Caudal de diseño**

$$Q_{dis} = No.Hab. * FQM * F.H$$

$$Q_{dis} = 528 * 0.003 * 3.96$$

$$Q_{dis} = 6.27 \text{ l/s}$$
- **Diámetro de tubería** 6" (Tuvo PVC)
- **Pendiente de tubería** 3.5%
- **Velocidad a sección llena**

$$V = 0.03429 / n * (D * 0.0254)^{2/3} * S^{1/2}$$

$$V = 0.03429 / 0.010 * (6 * 0.0254)^{2/3} * 3.5^{1/2}$$

$$V = 1.8303 \text{ m/s}$$
- **Caudal a sección llena**

$$Q_{sec \text{ llena}} = A * V$$

$$Q_{sec \text{ llena}} = \pi / 4 * (6 * 0.0254)^2 * 1.83 * 1000 \text{ l/m}^3$$

$$Q_{sec \text{ llena}} = 33.39 \text{ l/s}$$
- **Relación de caudales**

$$Q_{dis} / Q_{sec \text{ llena}} = 6.27 / 33.39$$

$$Q_{dis} / Q_{sec \text{ llena}} = 0.188$$
- **Relación de velocidad**

$$v / V = 0.7661$$
- **Relación de tirante**

$$d / D = 0.293$$
- **Velocidad a sección parcial**

$$v = V * v / V$$

$$v = 1.8303 * 0.7661 = 1.40 \text{ m/s}$$
- **Revisión de especificaciones hidráulicas:**

a. Para caudales	$q_{dis} < Q_{sec \text{ llena}}$	6.27 l/s < 33.39 l/s	Cumple
b. Para velocidad	$0.3 \leq v \leq 4.00 \text{ m/s}$	$0.4 \leq 1.40 \leq 4.00 \text{ m/s}$	Cumple
c. Para diámetros	$0.1 \leq d/D \leq 0.75$	$0.1 \leq 0.293 \leq 0.75$	Cumple

- **Distancia horizontal efectiva**

Diámetro de pozo: 1.20 m

Grosor de paredes: Ladrillo tayuyo 21*12.5*6.5

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

$$DH_{efec} = 56.00 - ((1.20 + 0.46) / 2 + (1.20 + 0.46) / 2) = 54.34 \text{ m}$$

- **Cota invert de salida del pozo 15 (C_{is})**

$C_{is} = \text{cota invert entrada del pozo 15} - 0.03$

$$C_{is} = 963.008 - 0.03 = 962.978$$

- **Cota invert de entrada al pozo 16 (C_{ie})**

$C_{ie} = \text{cota invert de salida del pozo 15 } (C_{is}) - (3.5\% * \text{ distancia efectiva})$

$$C_{ie} = 962.978 - (0.035 * 54.34) = 961.018$$

- **Profundidad del pozo 15**

Alt. Pv15 = cota del terreno – cota invert de salida del pozo 15 + 0.15

$$\text{Alt. Pv15} = 964.474 - 962.978 + 0.15 = 1.646$$

- **Profundidad del pozo 16**

Alt. Pv16 = cota del terreno – cota invert de salida del pozo 16 + 0.15

$$\text{Alt. Pv16} = 962.668 - 961.018 + 0.15 = 1.80$$

- **Volumen de excavación de zanja**

$$\text{Vol. Exc.} = [((H1 + H2) / 2) * d * Z]$$

$$\text{Vol. Exc.} = [((1.64 + 1.80) / 2) * 54.34 * .55] = 51.40 \text{ m}^3$$

Los datos y resultados del cálculo hidráulico para todos los ramales, realizado con el procedimiento anteriormente descrito, se presentan en la tabla XVI del apéndice 2.

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 estudio y diseño de este proyecto, se tomará en cuenta la propuesta de un tratamiento primario de las aguas provenientes de dicho sistema, para proceder, luego, 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 el río Xayá, que dicho sea de paso éste río está contaminado por las aguas servidas del municipio de Tecpán Guatemala y lugares aledaños.

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 álcalis 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 adecuado 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 seleccionar las unidades adecuadas a la población.

Para éste proyecto se propone la construcción de tanques sépticos o fosas sépticas con sus respectivos pozos de absorción. Se propone esto porque el terreno ubicado dentro de la aldea Pacacay, presenta las condiciones adecuadas tales como: extensión y ubicación, y su relativo bajo costo.

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 con 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

Es un estanque 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.

Fórmulas y nomenclatura

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

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 útil de fosa

L = Largo útil de la fosa

H = Altura útil.

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

Cálculo de las fosas para el proyecto

Período de retención	24 horas
Gasto (q)	120 L/hab/día
Número de habitante	360 habitantes (60 viviendas)
Lodos	30 L/hab/año
Relación largo / ancho	2/1
Período de limpieza	5 años

Volumen para el líquido

▪ Cálculo del caudal

$$Q = qN = 120 \text{ L/hab/día} \times 0.80 \times 360$$

$$Q = 34,560 \text{ L/día} = 34.56 \text{ m}^3/\text{día}$$

⇒ **Volumen**

$$V = QT = 34,560 \text{ L/día} \times 24 \text{ horas} \times 1 \text{ día}/24 \text{ horas}$$

$$V = 34,560 \text{ litros} = 34.56 \text{ m}^3$$

Volumen de lodos

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

$$V = 360 \text{ hab} \times 30 \text{ l/hab/año}$$

$$V = 10,800 \text{ l} = 10.80 \text{ m}^3$$

$$V = 10.8 \times 5 \text{ años (período de limpieza)}$$

$$V = 54 \text{ m}^3; \text{ para período de limpieza de 5 años}$$

$$\text{Volumen total} = 34.56 \text{ m}^3 + 54 \text{ m}^3 = 88.56 \text{ m}^3$$

$$V = ALH = 88.53 \text{ m}^3$$

Si $L/A = 2$ entonces $L = 2A$ al sustituir en la ecuación de V se asume, $H=2.5$

$$V = 2 \cdot A^2 \cdot H \Rightarrow A^2 = V/2H$$

$$A^2 = 88.56/2(2.50) = 17.71$$

$$A = 4.25 \text{ m}$$

$$\text{Como } L = 2A = 2(4.25) = 8.50 \text{ m}$$

Las dimensiones útiles de la fosa séptica son:

$$A = 4.25 \text{ m}$$

$$L = 8.50 \text{ m}$$

$$H = 2.50 \text{ m}$$

Pozos de absorción

El primer paso en el diseño de sistemas subterráneos de eliminación de aguas negras es determinar si el suelo es apropiado para la absorción del afluente de la fosa séptica y, si tal es el caso, cuánta área se requiere. El suelo debe tener una velocidad de filtración aceptable, sin interferencia del agua freática o de estratos impermeables bajo el nivel del sistema de absorción. En general debe cumplir dos condiciones:

- El tiempo de filtrado debe estar dentro de los alcances especificados en la tabla XIX (ver anexo).
- La elevación estacional máxima del nivel freático debe estar, cuando menos a 1.20 m bajo el fondo del pozo de absorción. Formaciones rocosas u otros estratos impermeables deben estar a una profundidad mayor de 1.20 m bajo el fondo del pozo de absorción.

Prueba de filtración

La prueba de filtración ayuda a determinar la aceptabilidad del sitio y establecen las dimensiones de diseño del sistema subterráneo de eliminación. El tiempo requerido para las pruebas de filtración variará según los diferentes tipos de suelo. El método más seguro es el ideado en el Centro de Ingeniería Sanitaria Robert A. Taft. Su uso se recomienda particularmente cuando el conocimiento de los tipos de suelo y su estructura es limitada. El procedimiento y los caculos es el siguiente:

1. Número y localización de las pruebas.- Cuatro pruebas realizadas en 2 agujeros de prueba espaciados 20 m sobre el sitio propuesto para el campo de absorción.

2. *Tipo de agujero de prueba.*- Dentro de pozos ciegos en construcción de 2.5 m de profundidad se excavo con una coba, un pozo rectangular con sección de 30.5 x 30.5 cm y, 40 cm de profundidad, con objeto de acortar tiempo, el trabajo y el volumen de agua requerido para la prueba.

3. *Preparación del agujero de prueba.*-Se rasco cuidadosamente el fondo y las paredes del agujero con el filo de un cuchillo, para remover cualquier superficie de suelo remoldeado y proporcionar una interfase natural del suelo en la cual pueda filtrarse el agua; se agregó 5 cm de grava fina y arena gruesa para proteger el fondo contra socavaciones y sedimentos.

4. *Saturación y expansión del suelo.*-Es importante distinguir entre la saturación y la expansión. La saturación significa que los espacios vacíos entre las partículas del suelo estén llenas de agua. La Expansión es provocada por la intrusión de agua dentro de las distintas partículas de suelo. Este proceso es lento, especialmente en suelos arcillosos, y es la razón por la cual se requiere un período prolongado de remojo.

En el transcurso de la prueba, se llenó cuidadosamente el agujero con agua limpia a una profundidad mínima de 30.5 cm sobre la grava. En la mayoría de los suelos es necesario rellenar el agujero, añadiendo una reserva de agua, mediante un sifón automático, para mantener el agua en el agujero durante 4 horas. Se determinó la tasa de filtración 24 horas después que el agua ha sido colocada por primera vez en el agujero. Este procedimiento es para asegurar que el suelo ha tenido amplia oportunidad de expandirse y acercarse a la condición en la que se encontrará durante la estación más húmeda del año. Por lo tanto la prueba dará resultados comprobables en el mismo suelo, sin importar en que se ejecuten en la época de secas o de lluvias.

5. Medición de la filtración.-Con la excepción de suelos arenosos, las mediciones de la tasa de infiltración deben ejecutarse al día siguiente de aplicar el procedimiento descrito en el párrafo 4, anterior.

El agua no permaneció en el agujero después del período de expansión, para el cual se añadió agua limpia hasta que la profundidad del agua quedó aproximadamente 30.5 cm sobre la grava. Desde un punto de referencia fijo (tabla de referencia de de 20.5 cm x 40 cm), se midió el descenso del nivel de agua a intervalos de 30 minutos, durante 4 horas, añadiendo agua a 30.5 cm sobre la grava cuando sea necesario.

El descenso que ocurre durante los 4 períodos finales de 30 minutos se usa para calcular la tasa de filtración. En la tabla siguiente se detallan los resultados obtenidos en la prueba.

Tabla XII. Resultado de prueba de filtración

PRUEBA DE FILTRACIÓN					
No. DE AGUJERO	No. PERÍODO	ALTURA DE H ₂ O (cm)	INTERVALO (t minutos)	DESCENSO REGISTRADO (cm)	PROMEDIO DE DESCENSO (cm)
1	1	30.5	30	24.9	
	2	30.5	30	24.8	
	3	30.5	30	24.8	
	4	30.5	30	24.9	
					24.850
2	1	30.5	30	24.7	
	2	30.5	30	24.8	
	3	30.5	30	24.9	
	4	30.5	30	24.8	
					24.800
PROMEDIO TOTAL					24.825
DESCENSO POR MINUTO (cm /minuto)					0.828
TASA DE INFILTRACIÓN (tiempo requerido para que el agua baje 2.5 cm, en minutos)					= (2.5 cm)/(0.828 cm/min) = 3.02 min

Formulas y nomenclatura

$$A_{abr} = Q/V_{man}$$

$$A_{abr} = A_{pfp}$$

$$A_{pfp} = \pi \times \phi \times H$$

Donde

A_{abr} = Área de absorción requerida m^2

Q = Caudal de agua negra = 34,560 (L/día), viene de fosa séptica

V_{man} = Velocidad máxima de aplicación de agua negra (L/m²/día).

A_{pfp} = Área de pared lateral efectiva del pozo (m^2)

ϕ = Diámetro del pozo = 1.5 m (propuesto)

H = Profundidad efectiva del pozo (m)

Sustituyendo datos:

Según la tabla XIX (ver anexo), para una tasa de filtración 2.5 cm en 3 minutos, corresponde un $V_{man} = 109$ (L/m²/día). Se tiene:

$$A_{abr} = 34,560/109 = 317m^2$$

$$\Rightarrow A_{pfp} = 317m^2 = \pi \times \phi \times H$$

$$\pi \times 1.5 \times H = 317$$

$$\Rightarrow H = 317/4.72 = 67.16 \text{ m}$$

Obviamente, se requiere más de un pozo.

Diseñando para 6 pozos, de $\phi = 1.5$ m

$$\Rightarrow \text{Altura de un pozo} = \frac{\text{Profundidad efectiva total del pozo}}{\text{Número de pozos a construir}}$$

$$\text{Altura de un pozo} = 67.16/6 = 11.20 \text{ m}$$

Usar 6 pozo de 1.5 metros de diámetro con una profundidad efectiva de 11.20 metros. Ver detalles constructivos en planos del apéndice 2.

2.2.17 Administración, operación y mantenimiento

En este proyecto es necesario formar un comité en la aldea, encargado de administrar correctamente las actividades de operación y mantenimiento del sistema, para poder así disminuir los costos de estas actividades. Este comité deberá ser electo anualmente o como la población lo decida, para así involucrar a toda la población 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 para 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 también examinar en detalle la condición física de los cruces de arroyos, las condiciones de los brocales y de las tapas 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 tapa 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. En esta técnica 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 y como herramientas de mantenimiento preventivo. La tabla siguiente resume alguno de los métodos de limpieza de alcantarillado sanitario más comúnmente utilizados.

Tabla XIII. 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. • 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.

.....Continúa tabla XI

<p>Carretilla</p>	<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.
<p>Método de vaciado</p>	<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.
<p>Cometas, bolsas y "poly pigs"</p>	<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 removillarlos aguas abajo.

Fuente: Water Pollution Control Federación, 1989

Si bien todos estos métodos han sido eficaces en el mantenimiento de sistemas de alcantarillado, el método ideal para reducir y controlar los materiales que se encuentran en las líneas de alcantarillado son los programas de educación y prevención de la contaminación. El público debe ser informado de que sustancias comunes de uso doméstico como las grasas y aceites deben desecharse en la basura usando recipientes cerrados, no en el alcantarillado. Este método no sólo ayudaría a minimizar problemas de plomería a los dueños de viviendas sino que también ayudaría a mantener limpios los colectores del alcantarillado.

El principal beneficio de realizar un programa de mantenimiento es la reducción de los desbordes del alcantarillado, el estancamiento en sótanos, y otras descargas de agua residual debidas a la condición sub-estándar del alcantarillado.

2.2.18 Elaboración de planos

Los planos constructivos para el sistema de alcantarillado sanitario se presentan en el apéndice 2, están conformados por planta topográfica, densidad de vivienda, planta general de la red de alcantarillado sanitario, plantas y perfiles, detalle de pozo de visita, conexión domiciliar, fosa séptica, y pozo de absorción.

2.2.19 Elaboración del presupuesto

El presupuesto fue elaborado siguiendo los mismos procedimientos utilizados en el proyecto de agua potable; además, a solicitud de las autoridades municipales, no se consideró los costos indirectos en el presupuesto de éste proyecto, debido a que su ejecución será por administración municipal.

2.2.20 Evaluación socioeconómica

En su mayoría este tipo de proyectos no son un atractivo económico, lo cual lleva a plantear un mecanismo para hacer viable el proyecto con subsidios, transferencias, impuestos, donaciones, etcétera. Sin embargo es indispensable realizar un análisis financiero y determinar la viabilidad del proyecto. Para ello se utilizarán los métodos del valor presente neto y la tasa interna de retorno.

2.2.20.1 Valor presente neto

El valor presente neto es el valor actual de los flujos de caja netos menos la inversión inicial. 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= Q909, 120.05, debido a la característica del proyecto, esta inversión no es recuperable y deberá ser proporcionada por alguna institución, sea 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) 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 de la municipalidad,

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

Mantenimiento y remoción de lodos, quinquenal (CQ)

Q. 32,400.00

El servicio de limpieza, mantenimiento y remoción de lodos, en el sistema de tratamiento deberá solicitarse a compañías especializadas, para realizar la actividad cada cinco años; actualmente el costo es de Q. 200/ m³ por remoción. La acumulación de lodos durante éste tiempo es de 162 m³ por los 3 fosas sépticas, ascendiendo a un total de Q.32, 400.00, que será calculado como un costo anual para reserva.

Primer período, luego de transcurridos 5 años.

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{32,400}{(1+0.11)^5} = Q19,227.82$$

Segundo período, luego de transcurridos 10 años.

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{32,400}{(1+0.11)^{10}} = Q11,410.78$$

Tercer período, luego de transcurridos 15 años.

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{32,400}{(1+0.11)^{15}} = Q6,771.74$$

Cuarto período, luego de transcurridos 20 años.

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{32,400}{(1+0.11)^{20}} = Q4,018.70$$

Quinto período, luego de transcurridos 25 años.

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{32,400}{(1+0.11)^{25}} = Q2,384.90$$

Sexto período, luego de transcurridos 30 años.

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{32,400}{(1+0.11)^{30}} = Q1,415.32$$

Total VP de CQ: Q.45, 229.26

Ingresos:

Pago de conexión domiciliar (ICD) Q 25,000.00

Consiste en un pago de Q250.00 por la instalación de acometida domiciliar que la municipalidad tiene establecida en el primer año. Éste se convierte a un valor presente por medio del factor de pago único valor presente, de la siguiente manera:

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{25,000}{(1+0.11)^1} = Q22,522.52$$

Tarifa poblacional anual (IA) = Q10/vivienda*100 vivienda*12 meses
IA=Q12, 000.00

Tarifa poblacional

$$VP = IA * \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right] = 12,000.00 * \left[\frac{(1+0.11)^{30} - 1}{0.11 * (1+0.11)^{30}} \right] = Q104,325.51$$

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

$$VPN = (Q104,325.51) + (Q22,522.52) - (Q43,468.96) - (Q45,229.26)$$

$$VPN = Q38,149.81$$

Con la tarifa propuesta, el proyecto podrá cubrir todos los costos de operación y mantenimiento que se necesitan durante el período de funcionamiento. Además, se dispondrá de una cantidad de dinero adicional para gastos imprevistos para el manejo del sistema de alcantarillado sanitario.

2.2.20.2 Tasa interna de retorno

Ésta es utilizada para evaluar el rendimiento de una inversión. 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 manera:

$$\begin{aligned}\text{Costo} &= \text{Inversión inicial} - \text{VPN} \\ &= \text{Q}909,120.05 - \text{Q}38,149.81 = \text{Q}870,970.24\end{aligned}$$

Beneficio=No. de habitantes beneficiados (a futuro)

$$\begin{aligned}\text{Costo/beneficio} &= \frac{\text{Q}870,970.24}{1123 \text{ Hab}} \\ &= \text{Q}775.57/\text{Hab}\end{aligned}$$

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

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 realizará o realizó la construcción de un proyecto, determinando en detalle la situación ambiental actual del medio biótico y abiótico que será impactada directamente por la obra.

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 Pacacay se localiza a una distancia aproximada de 4.5 Km. al norte de la cabecera municipal de Acatenango, Chimaltenango.

Descripción del proyecto: El proyecto consiste en la construcción de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad, para la aldea Pacacay, municipio de Acatenango Chimaltenango

Características generales del proyecto:

Longitud del proyecto: 4,937 metros

Tipo de sistema: por gravedad

Periodo de diseño: 21 años

Aforo: 2.475 lts/seg.

Dotación: 120 lts/hab./día

Población actual: 400 habitantes

Población futura: 824 habitantes

Costo del proyecto: Q 943,436.38

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 milpa y café, hay viviendas en la mayor parte de la red de distribución; no presenta problemas legales debido a que los vecinos son propietarios de los terrenos donde se ubican los nacimientos, paso de tubería y tanque de distribución.

Los trabajos necesarios para la preparación del terreno son: La limpieza y desmonte, la explotación de bancos de material, el manejo y disposición final de los desechos sólidos provenientes de la limpieza, desmonte 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 HG

➤ **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 residuales, desechos sólidos 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 sitio 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 la tubería.

2.3.3 Evaluación de impacto ambiental del proyecto de alcantarillado sanitario

Localización del proyecto: La aldea Pacacay se localiza a una distancia aproximada de 4.5 Km. al norte de la cabecera municipal de Acatenango, Chimaltenango.

Descripción del proyecto: El proyecto consiste en la construcción de una red de alcantarillado sanitario, para la aldea Pacacay, municipio de Acatenango Chimaltenango.

Características generales del proyecto:

Tipo de sistema: Alcantarillado sanitario

Período de diseño: 30 años

Población actual: 400 habitantes

Población futura: 1123 habitantes

Dotación: 120 l/hab./día

Factor de retorno: 0.80

Velocidad de diseño: $0.40 < V \leq 4$ m/s

Evacuación: Por gravedad

Costo del proyecto: Q 909,120.05

Tiempo aproximado de ejecución: 4 meses

Área y situación legal del terreno: El área de influencia del proyecto es de aproximadamente 3.5 km², la mayor parte es montañosa y boscosa, aunque también hay áreas de cultivo de milpa y café, no se presentan problemas legales debido a que los vecinos son propietarios de los terrenos que atravesarán algunos tramos del sistema.

Los trabajos necesarios para la preparación del terreno son: La limpieza y desmonte del área, la explotación de bancos de material, el manejo y disposición final de los desechos sólidos provenientes de la limpieza, desmonte y cortes, la 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:**

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

Emisiones a la atmósfera: El componente atmosférico se verá impactado por las actividades: a) Operación de maquinaria y equipo, debido a la emanación de gases producto de la combustión de derivados del petróleo; b) explotación de bancos de material; c) acarreo de material; durante la realización de estas dos actividades 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. Además se tendrán desechos producto de la maquinaria de excavación como filtros, repuestos usados, neumáticos, depósitos de aceite, basura producto de los trabajadores, cemento, arena, piedra y grava, producto del desperdicio de las construcciones.

Ruidos y/o vibraciones: Los impactos ambientales por ruido se dan principalmente por la utilización de maquinaria y equipo durante la fase de preparación del sitio, explotación de bancos de material y durante la fase de construcción del sistema de alcantarillado sanitario. El ruido puede resultar perjudicial para los trabajadores de la empresa contratista y a los pobladores de la comunidad.

Contaminación visual: Una mala selección del sitio donde se instale el campamento, la explotación de bancos de material, o donde se deposite el material de desperdicio, pueden ocasionar alteraciones al paisaje, además se tendrá actividades propias del proyecto como la remoción de la cobertura vegetal presente a la orilla del tramo y la excavación de zanjas donde se instalaran las tuberías.

2.3.4 Medidas de mitigación

Residuos y/o contaminantes que serán generados: La maquinaria y equipo utilizados deben tener filtros para reducir la emanación de contaminantes; durante el transporte de materiales, los mismos 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, es importante que 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: Para este factor deberá realizarse un reconocimiento y levantamiento de información detallada para determinar la presencia de sitios arqueológicos, o que sean de alto interés cultural, para determinar la presencia de sitios que carácter histórico, esta actividad 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, estos desechos 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 adecuadas condiciones de funcionamiento para minimizar las emisiones sonoras, además deberá de equiparse a todo el personal de campo con el equipo de protección especial. Además 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. Además al finalizar las labores en el área del proyecto, se deberá adecuar el sitio a las condiciones originales, con actividades de reforestación con especies arbóreas nativas.

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 revegetar con especies arbóreas del lugar.

Áreas protegidas: Se deberá evitar la intervención en las áreas cercanas al área boscosa principalmente con actividades como: la explotación de bancos de material y sitios para el depósito de desperdicio, además deberá evitarse la utilización de dinamita para labores de construcción ya que podría afectar a la fauna existente en el lugar.

Es conveniente que las medidas de mitigación propuestas en el estudio sean compatibles con el área en mención, como la reforestación, ya que se deberán sembrar 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 necesarias 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 y requerirán estudios adicionales sobre diseños de ingeniería y estimación de costos.

Las medidas de mitigación de los sistemas de alcantarillado y agua potable incluyen la readaptación, la sustitución, la reparación, la colocación de equipos de respaldo y el mejoramiento del acceso.

CONCLUSIONES

1. La construcción del proyecto de agua potable de la aldea Pacacay, beneficiará a 80 familias con el vital líquido en cantidad suficiente y de mejor calidad, elevando la calidad de vida de los habitantes de esta aldea, durante los próximos 21 años.
2. De acuerdo al resultado del análisis efectuado a la muestra de agua por parte del Ministerio de Salud Pública, debe asegurarse la potabilidad del agua aplicándole un tratamiento de desinfección, razón por la cual dentro del diseño se incorporó un sistema de 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 vendría a resolver dicha problemática de la aldea Pacacay, contribuyendo a elevar el nivel de vida de su población, y cooperará 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 y las establecidas por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales; pues con ellas, su realización serán satisfactorios, sin afectar su entorno.
5. A través del Ejercicio Profesional supervisado, se complementa la formación profesional del estudiante, ya que éste experimenta la confrontación teórica - práctica, y adquiere confianza y madurez para iniciar con mayor eficiencia el desempeño de su profesión.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Acatenango

1. Dar prioridad a la ejecución de los proyectos propuestos, ya 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 incorporado en ambos proyectos, ya que éstas inciden en la duración y buen funcionamiento para el período 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.
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 y especificaciones 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.
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.
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. Civ. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2000.
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.
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.
6. Nilson, Arthur H. y George Winter. **Diseño de estructuras de concreto**. 12ª 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.
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.

APÉNDICE 1

Tabla XV. Libreta topográfica

Sistema de abastecimiento de agua potable aldea Pacacay

1 Línea de conducción

EST.	P.O.	AZIMUT			COTA	CAMINAMINETO
		GRA. (°)	MIN. (')	SEG. (")		
	BM				200,0000	
BM	1	277	7	30	198,3830	0+009.40
1	2	222	8	15	198,5920	0+032.16
2	3	181	28	8	197,3030	0+071.79
3	4	197	16	53	194,4035	0+131.64
4	5	197	16	53	192,5035	0+160.20
5	6	197	16	53	192,4695	0+174.30
6	7	197	39	0	192,0335	0+213.30
7	8	182	7	16	188,3765	0+240,00
8	9	182	7	16	190,5765	0+257.20
9	10	146	33	36	189,4745	0+299.70
10	11	183	34	35	186,6865	0+334.90
11	12	183	34	35	183,0895	0+346.10
12	13	196	55	39	182,9185	0+357.80
13	14	196	55	39	181,5035	0+381.10
14	15	196	55	39	181,5165	0+403.90
15	16	184	23	55	181,5375	0+419.80
16	17	184	23	55	180,0795	0+449.10
17	18	184	23	55	179,6705	0+466.90
18	19	151	37	51	180,1755	0+493.70
19	20	198	8	17	183,8935	0+512.20
20	21	198	8	17	187,3975	0+535.15
21	22	198	8	17	191,1645	0+558.55
22	23	198	8	17	191,2025	0+576.75
23	24	198	8	17	191,5274	0+596.65
24	25	165	47	3	191,7512	0+615.70
25	26	165	47	3	192,1521	0+650.95
26	27	165	47	3	192,7635	0+683.45
27	28	129	28	21	193,1875	0+731.79
28	29	98	21	57	193,3218	0+766.39
29	30	91	50	51	193,5512	0+802.89
30	31	91	50	51	193,7516	0+840.83
31	32	91	50	51	193,9782	0+872.48
32	33	91	50	51	194,4212	0+903.93
33	34	91	50	51	194,8015	0+940.65
34	35	160	50	40	194,2415	0+974.35
35	36	160	50	40	190,8405	1+010.85

.....Continua tabla XIII

EST.	P.O.	AZIMUT			COTA	CAMINAMINETO
		GRA. (°)	MIN. (')	SEG. (")		
36	37	160	50	40	187,0325	1+035.35
37	38	160	50	40	183,3145	1+051.05
38	39	160	50	40	179,5265	1+069.55
39	40	160	50	40	175,6915	1+076.95
40	41	169	49	28	180,2035	1+116.95
41	42	187	32	58	183,6085	1+131.45
42	43	187	32	58	186,4395	1+154.45
43	44	187	32	58	188,6635	1+170.6
44	45	187	32	58	187,5945	1+191.15
45	46	155	39	32	184,3145	1+217.15
46	47	155	39	32	178,3705	1+292.15
47	48	181	25	56	178,8935	1+341.15
48	49	181	25	56	179,8835	1+352.05
49	50	181	25	56	179,7555	1+370.95
50	51	181	25	56	179,3355	1+396.95
51	52	181	25	56	181,8525	1+438.45
52	53	181	25	56	184,3825	1+467.75
53	54	180	0	0	186,9095	1+477.75
54	55	185	54	22	187,9185	1+521.25
55	56	185	6	8	188,2875	1+579.25
56	57	166	25	46	186,9395	1+609.75
57	58	187	15	12	188,1585	1+644.75
58	59	187	15	12	188,4555	1+669.75
59	60	167	44	7	188,5545	1+692.01
60	61	169	52	31	188,4635	1+729.01
61	62	175	9	22	187,1345	1+781.41
62	63	159	43	3	187,1645	1+802.51
63	64	159	43	3	187,8625	1+835.61
64	65	143	7	48	188,4585	1+892.41
65	66	155	41	44	188,1045	1+921.56
66	67	154	39	14	187,2145	1+945.06
67	68	46	58	30	186,7975	1+992.06
68	69	84	17	22	185,7795	2+004.36
69	70	100	37	11	186,3395	2+025.16
70	71	140	42	38	186,9315	2+051.16
71	72	194	2	10	187,4485	2+070.91
72	73	165	15	23	187,2405	2+088.91
73	74	153	26	6	186,9945	2+104.01
74	75	144	27	44	185,8155	2+128.01
75	76	197	49	8	185,3025	2+222.21
76	77	242	30	33	187,1525	2+343.06
77	78	173	7	48	181,3435	2+439.96

.....Continua tabla XIII

EST.	P.O.	AZIMUT			COTA	CAMINAMINETO
		GRA. (°)	MIN. (')	SEG.(")		
78	79	207	38	46	177,5435	2+463.01
79	80	173	59	28	173,6605	2+479.51
80	81	182	43	35	169,9145	2+492.71
81	82	182	43	35	166,0945	2+505.83
82	83	182	43	35	162,3155	2+520.33
83	84	180	0	0	158,4785	2+532.83
84	85	195	56	43	154,5885	2+545.08
85	86	163	36	38	153,3365	2+585.08
86	87	168	41	24	156,9665	2+614.08
87	88	166	51	58	157,5435	2+641.38
88	89	141	20	25	159,3605	2+683.48
89	90	152	44	41	161,3865	2+718.58
90	91	152	6	10	158,6295	2+757.48
91	92	142	41	46	159,3815	2+806.48
92	93	165	57	50	162,9055	2+821.48
93	94	165	57	50	166,6705	2+837.48
94	95	165	57	50	169,7955	2+848.53
95	96	138	14	23	171,7785	2+889.03
96	97	125	21	45	171,4095	2+930.33
97	98	118	53	12	169,5775	2+962.93
98	99	133	40	4	167,1115	2+982.13
99	100	133	40	4	163,6675	2+997.63
100	101	119	3	17	160,1575	3+011.43
101	102	119	3	17	157,5255	3+034.58
102	103	165	57	50	153,8225	3+047.08
103	104	149	2	10	149,8945	3+053.68
104	105	149	2	10	146,1005	3+061.58
105	106	149	2	10	143,2635	3+067.18
106	107	149	2	10	139,4795	3+071.78
107	108	191	0	13	139,6295	3+111.78
108	109	159	37	25	142,3485	3+132.28
109	110	159	37	25	144,0895	3+152.48
110	111	166	24	33	146,7375	3+179.43
111	112	166	24	33	149,2305	3+205.53
112	113	166	24	33	151,2445	3+232.28
113	114	160	33	36	153,4325	3+257.58
114	115	160	33	36	149,9765	3+284.33
115	116	160	33	36	147,8805	3+308.67
116	117	176	16	43	150,8235	3+335.87
117	118	176	16	43	149,8035	3+438.53
118	119	183	21	59	153,6345	3+489.75
119	120	183	21	59	154,3005	3+539.85

.....Continua tabla XIII

EST.	P.O.	AZIMUT			COTA	CAMINAMINETO
		GRA. (°)	MIN. (')	SEG.(")		
120	121	195	45	4	153,0855	3+588.06
121	122	184	5	8	151,9665	3+616.91
122	123	130	4	22	152,0815	3+652.71
123	124	130	4	22	149,7415	3+702.11
124	125	136	0	18	149,5045	3+742.43
125	126	127	0	38	153,1525	3+756.43
126	127	127	0	38	156,7375	3+776.63
127	128	127	0	38	160,2355	3+797.93
128	129	127	0	38	163,5545	3+826.03
129	130	122	9	8	160,6795	3+851.93
130	131	122	9	8	156,9285	3+860.43
131	132	122	9	8	153,0635	3+869.9
132	133	122	9	8	150,2295	3+889.35
133	134	145	5	51	146,4675	3+898.65
134	135	145	5	51	142,7835	3+909.05
135	136	145	5	51	139,0055	3+942.81
136	137	165	17	30	135,0955	3+979.41
137	138	165	17	30	133,5845	4+026.41
138	139	142	15	12	137,4295	4+044.66
139	140	142	15	12	141,3195	4+055.21
140	141	142	15	12	145,1065	4+075.97
141	142	144	27	44	148,9915	4+095.07
142	143	144	27	44	152,7855	4+111.07
143	144	144	27	44	156,6055	4+124.07
144	145	144	27	44	160,4545	4+135.97
145	146	147	43	28	164,3055	4+148.84
146	147	147	43	28	167,9855	4+164.22
147	148	147	43	28	171,1765	4+203.42
148	149	172	46	32	173,1445	4+275.42
149	150	201	15	2	175,7375	4+300.42
150	151	192	15	53	174,5045	4+342.57
151	152	171	24	59	174,4625	4+388.99
152	153	166	23	58	175,5985	4+459.84
153	154	119	51	32	176,9775	4+501.79
154	155	153	26	6	177,4456	4+536.69

.....Continua tabla XIII

2 Red de distribución

EST.	P.O.	AZIMUT			D. H.	Cota	CAMINAMIENTO
		GRA. (°)	MIN. (')	SEG. (")			
	155					177,446	
155	156	294	34	2	33,60	169,352	33,60
156	157	298	4	21	34,00	167,439	67,60
157	158	210	25	33	72,00	164,801	139,60
158	159	205	27	48	56,00	163,130	195,60
159	160	203	52	31	56,00	161,324	251,60
160	161	209	28	33	60,00	158,183	311,60
161	162	206	4	31	51,60	156,511	363,20
162	163	217	48	57	80,00	154,991	443,20
163	164	218	59	28	80,00	154,116	523,20
164	165	214	17	13	60,00	153,896	583,20
165	166	216	58	58	60,00	152,530	643,20
166	167	216	58	58	41,00	151,945	684,20
167	168	282	22	51	40,00	153,060	724,20
168	169	283	23	33	50,60	151,054	774,80
169	170	188	58	21	40,00	150,816	814,80
160	171	117	21	0	40,00	160,639	40,00
171	172	189	27	41	3,50	160,478	43,50
172	173	172	14	5	29,70	158,279	73,20
173	174	176	54	21	29,80	156,252	103,00
174	175	210	15	23	59,00	155,004	162,00
175	176	172	20	58	50,00	153,814	212,00
160	177	305	56	32	50,00	161,639	50,00
177	178	304	59	31	62,00	158,067	112,00
178	179	213	6	41	50,00	155,233	162,00
179	180	308	39	35	50,00	152,257	212,00
180	181	218	8	1	136,03	150,112	348,03
181	182	263	25	5	52,35	147,781	400,38

Tabla XVI. Memoria de cálculo hidráulico del sistema

1 Línea de conducción

Tramo		Dist. m	Longitud de tubería	Q. Dist. (L/s)	Coef. Hazen W.	Presión de tubería PSI	Ø de diseño (Pigs.)	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga (metros) (Hf)	Cota de terreno	Cota piezométrica	Presión hidrodinámica	Presión hidroestática
De	A												
	BM									200,0000	200,00	0,00	
BM	1	9,40	9,40	2,475	100	700	4,263	0,27	0,01	198,3830	199,99	1,60	1,617
1	2	22,76	22,76	2,475	100	700	4,263	0,27	0,04	198,5920	199,95	1,36	1,408
2	3	39,63	39,63	2,475	100	700	4,263	0,27	0,06	197,3030	199,89	2,58	2,697
3	4	59,85	59,85	2,475	100	700	4,263	0,27	0,10	194,4035	199,79	5,39	5,596
4	5	28,56	28,56	2,475	100	700	4,263	0,27	0,05	192,5035	199,74	7,24	7,497
5	6	14,10	14,10	2,475	100	700	4,263	0,27	0,02	192,4695	199,72	7,25	7,530
6	7	39,00	39,00	2,475	100	700	4,263	0,27	0,06	192,0335	199,66	7,63	7,967
7	8	26,70	26,70	2,475	100	700	4,263	0,27	0,04	188,3765	199,62	11,24	11,624
8	9	17,20	17,20	2,475	100	700	4,263	0,27	0,03	190,5765	199,59	9,01	9,423
9	10	42,50	42,50	2,475	100	700	4,263	0,27	0,07	189,4745	199,52	10,05	10,526
10	11	35,20	35,20	2,475	100	700	4,263	0,27	0,06	186,6865	199,47	12,78	13,314
11	12	11,20	11,20	2,475	100	700	4,263	0,27	0,02	183,0895	199,45	16,36	16,911
12	13	11,70	11,70	2,475	100	700	4,263	0,27	0,02	182,9185	199,43	16,51	17,082
13	14	23,30	23,30	2,475	100	700	4,263	0,27	0,04	181,5035	199,39	17,89	18,497
14	15	22,80	22,80	2,475	100	700	4,263	0,27	0,04	181,5165	199,36	17,84	18,484
15	16	15,90	15,90	2,475	100	700	4,263	0,27	0,03	181,5375	199,33	17,79	18,463
16	17	29,30	29,30	2,475	100	700	4,263	0,27	0,05	180,0795	199,28	19,20	19,921
17	18	17,80	17,80	2,475	100	700	4,263	0,27	0,03	179,6705	199,26	19,58	20,330
18	19	26,80	26,80	2,475	100	700	4,263	0,27	0,04	180,1755	199,21	19,04	19,825
19	20	18,50	18,50	2,475	100	700	4,263	0,27	0,03	183,8935	199,18	15,29	16,107
20	21	22,95	22,95	2,475	100	700	4,263	0,27	0,04	187,3975	199,15	11,75	12,603
21	22	23,40	23,40	2,475	100	700	4,263	0,27	0,04	191,1645	199,11	7,94	8,836
22	23	18,20	18,20	2,475	100	700	4,263	0,27	0,03	191,2025	199,08	7,88	8,798
23	24	19,90	19,90	2,475	100	700	4,263	0,27	0,03	191,5274	199,05	7,52	8,473
24	25	19,05	19,05	2,475	100	700	4,263	0,27	0,03	191,7512	199,02	7,27	8,249
25	26	35,25	35,25	2,475	100	700	4,263	0,27	0,06	192,1521	198,96	6,81	7,848
26	27	32,50	32,50	2,475	100	700	4,263	0,27	0,05	192,7635	198,91	6,15	7,237
27	28	48,34	48,34	2,475	100	700	4,263	0,27	0,08	193,1875	198,83	5,64	6,813
28	29	34,60	34,60	2,475	100	700	4,263	0,27	0,06	193,3218	198,78	5,46	6,678
29	30	36,50	36,50	2,475	100	700	4,263	0,27	0,06	193,5512	198,72	5,17	6,449
30	31	37,94	37,94	2,475	100	700	4,263	0,27	0,06	193,7516	198,66	4,91	6,248
31	32	31,65	31,65	2,475	100	700	4,263	0,27	0,05	193,9782	198,61	4,63	6,022
32	33	31,45	31,45	2,475	100	700	4,263	0,27	0,05	194,4212	198,56	4,14	5,579
33	34	36,72	36,72	2,475	100	700	4,263	0,27	0,06	194,8015	198,50	3,70	5,199
34	35	33,70	33,70	2,475	150	160	3,230	0,47	0,10	194,2415	198,40	4,16	5,759
35	36	36,50	36,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,11	190,8405	198,29	7,45	9,160
36	37	24,50	24,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,07	187,0325	198,22	11,19	12,968

.....Continua tabla XIV

Tramo		Dist. m	Longitud de tubería	Q. Dist. (L/s)	Coef. Hazen W.	Presión de tubería PSI	Ø de diseño (Plgs.)	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga (metros) (Hf)	Cota de terreno	Cota piezométrica	Presión hidrodinámica	Presión hidroestática
De	A												
37	38	15,70	15,70	2,475	150	160	3,230	0,47	0,05	183,3145	198,18	14,86	16,686
38	39	18,50	18,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,05	179,5265	198,12	18,60	20,474
39	40	7,40	7,40	2,475	150	160	3,230	0,47	0,02	175,6915	198,10	22,41	24,309
40	41	40,00	40,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,12	180,2035	197,99	17,78	19,797
41	42	14,50	14,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	183,6085	197,94	14,34	16,392
42	43	23,00	23,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,07	186,4395	197,88	11,44	13,561
43	44	16,15	16,15	2,475	150	160	3,230	0,47	0,05	188,6635	197,83	9,17	11,337
44	45	20,55	20,55	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	187,5945	197,77	10,18	12,406
45	46	26,00	26,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	184,3145	197,69	13,38	15,686
46	47	75,00	75,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,22	178,3705	197,48	19,11	21,630
47	48	49,00	49,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,14	178,8935	197,33	18,44	21,107
48	49	10,90	10,90	2,475	150	160	3,230	0,47	0,03	179,8835	197,30	17,42	20,117
49	50	18,90	18,90	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	179,7555	197,25	17,49	20,245
50	51	26,00	26,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	179,3355	197,17	17,84	20,665
51	52	41,50	41,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,12	181,8525	197,05	15,20	18,148
52	53	29,30	29,30	2,475	150	160	3,230	0,47	0,09	184,3825	196,96	12,58	15,618
53	54	10,00	10,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,03	186,9095	196,94	10,03	13,091
54	55	43,50	43,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,13	187,9185	196,81	8,89	12,082
55	56	58,00	58,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,17	188,2875	196,64	8,35	11,713
56	57	30,50	30,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,09	186,9395	196,55	9,61	13,061
57	58	35,00	35,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,10	188,1585	196,45	8,29	11,842
58	59	25,00	25,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,07	188,4555	196,38	7,92	11,545
59	60	22,26	22,26	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	188,5545	196,31	7,76	11,446
60	61	37,00	37,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,11	188,4635	196,20	7,74	11,537
61	62	52,40	52,40	2,475	150	160	3,230	0,47	0,15	187,1345	196,05	8,92	12,866
62	63	21,10	21,10	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	187,1645	195,99	8,83	12,836
63	64	33,10	33,10	2,475	150	160	3,230	0,47	0,10	187,8625	195,89	8,03	12,138
64	65	56,80	56,80	2,475	150	160	3,230	0,47	0,17	188,4585	195,73	7,27	11,542
65	66	29,15	29,15	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	188,1045	195,64	7,54	11,896
66	67	23,50	23,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,07	187,2145	195,58	8,36	12,786
67	68	47,00	47,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,14	186,7975	195,44	8,64	13,203
68	69	12,30	12,30	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	185,7795	195,40	9,62	14,221
69	70	20,80	20,80	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	186,3395	195,34	9,00	13,661
70	71	26,00	26,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	186,9315	195,27	8,34	13,069
71	72	19,75	19,75	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	187,4485	195,21	7,76	12,552
72	73	18,00	18,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,05	187,2405	195,16	7,92	12,760
73	74	15,10	15,10	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	186,9945	195,11	8,12	13,006
74	75	24,00	24,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,07	185,8155	195,04	9,23	14,185
75	76	94,20	94,20	2,475	150	160	3,230	0,47	0,27	185,3025	194,77	9,47	14,698
76	77	120,85	120,85	2,475	150	160	3,230	0,47	0,35	187,1525	194,42	7,26	12,848

.....Continua tabla XIV

Tramo		Dist. m	Longitud de tubería	Q. Dist. (L/s)	Coef. Hazen W.	Presión de tubería PSI	Ø de diseño (Plgs.)	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga (metros) (Hf)	Cota de terreno	Cota piezométrica	Presión hidrodinámica	Presión hidroestática
De	A												
77	78	96,90	96,90	2,475	150	160	3,230	0,47	0,28	181,3435	194,13	12,79	18,657
78	79	23,05	23,05	2,475	150	160	3,230	0,47	0,07	177,5435	194,07	16,52	22,457
79	80	16,50	16,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,05	173,6605	194,02	20,36	26,340
80	81	13,20	13,20	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	169,9145	193,98	24,07	30,086
81	82	13,12	13,12	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	166,0945	193,94	27,85	33,906
82	83	14,50	14,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	162,3155	193,90	31,59	37,685
83	84	12,50	12,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	158,4785	193,86	35,39	41,522
84	85	12,25	12,25	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	154,5885	193,83	39,24	45,412
85	86	40,00	40,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,12	153,3365	193,71	40,38	46,664
86	87	29,00	29,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	156,9665	193,63	36,66	43,034
87	88	27,30	27,30	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	157,5435	193,55	36,01	42,457
88	89	42,10	42,10	2,475	150	160	3,230	0,47	0,12	159,3605	193,43	34,07	40,640
89	90	35,10	35,10	2,475	150	160	3,230	0,47	0,10	161,3865	193,32	31,94	38,614
90	91	38,90	38,90	2,475	150	160	3,230	0,47	0,11	158,6295	193,21	34,58	41,371
91	92	49,00	49,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,14	159,3815	193,07	33,69	40,619
92	93	15,00	15,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	162,9055	193,02	30,12	37,095
93	94	16,00	16,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,05	166,6705	192,98	26,31	33,330
94	95	11,05	11,05	2,475	150	160	3,230	0,47	0,03	169,7955	192,95	23,15	30,205
95	96	40,50	40,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,12	171,7785	192,83	21,05	28,222
96	97	41,30	41,30	2,475	150	160	3,230	0,47	0,12	171,4095	192,71	21,30	28,591
97	98	32,60	32,60	2,475	150	160	3,230	0,47	0,09	169,5775	192,61	23,04	30,423
98	99	19,20	19,20	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	167,1115	192,56	25,45	32,889
99	100	15,50	15,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,05	163,6675	192,51	28,84	36,333
100	101	13,80	13,80	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	160,1575	192,47	32,31	39,843
101	102	23,15	23,15	2,475	150	160	3,230	0,47	0,07	157,5255	192,40	34,88	42,475
102	103	12,50	12,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	153,8225	192,37	38,55	46,178
103	104	6,60	6,60	2,475	150	160	3,230	0,47	0,02	149,8945	192,35	42,45	50,106
104	105	7,90	7,90	2,475	150	160	3,230	0,47	0,02	146,1005	192,33	46,22	53,900
105	106	5,60	5,60	2,475	150	160	3,230	0,47	0,02	143,2635	192,31	49,05	56,737
106	107	4,60	4,60	2,475	150	160	3,230	0,47	0,01	139,4795	192,30	52,82	60,521
107	108	40,00	40,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,12	139,6295	192,18	52,55	60,371
108	109	20,50	20,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	142,3485	192,12	49,77	57,652
109	110	20,20	20,20	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	144,0895	192,06	47,97	55,911
110	111	26,95	26,95	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	146,7375	191,98	45,24	53,263
111	112	26,10	26,10	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	149,2305	191,91	42,68	50,770
112	113	26,75	26,75	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	151,2445	191,83	40,58	48,756
113	114	25,30	25,30	2,475	150	160	3,230	0,47	0,07	153,4325	191,75	38,32	46,568
114	115	26,75	26,75	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	149,9765	191,68	41,70	50,024
115	116	24,34	24,34	2,475	150	160	3,230	0,47	0,07	147,8805	191,61	43,73	52,120
116	117	27,20	27,20	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	150,8235	191,53	40,70	49,177

.....Continua tabla XIV

Tramo		Dist. m	Longitud de tubería	Q. Dist. (L/s)	Coef. Hazen W.	Presión de tubería PSI	Ø de diseño (Plgs.)	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga (metros) (Hf)	Cota de terreno	Cota piezométrica	Presión hidrodinámica	Presión hidroestática
De	A												
117	118	102,66	102,66	2,475	150	160	3,230	0,47	0,30	149,8035	191,23	41,42	50,197
118	119	51,22	51,22	2,475	150	160	3,230	0,47	0,15	153,6345	191,08	37,44	46,366
119	120	50,10	50,10	2,475	150	160	3,230	0,47	0,15	154,3005	190,93	36,63	45,700
120	121	48,21	48,21	2,475	150	160	3,230	0,47	0,14	153,0855	190,79	37,71	46,915
121	122	28,85	28,85	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	151,9665	190,71	38,74	48,034
122	123	35,80	35,80	2,475	150	160	3,230	0,47	0,10	152,0815	190,60	38,52	47,919
123	124	49,40	49,40	2,475	150	160	3,230	0,47	0,14	149,7415	190,46	40,72	50,259
124	125	40,32	40,32	2,475	150	160	3,230	0,47	0,12	149,5045	190,34	40,84	50,496
125	126	14,00	14,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	153,1525	190,30	37,15	46,848
126	127	20,20	20,20	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	156,7375	190,24	33,51	43,263
127	128	21,30	21,30	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	160,2355	190,18	29,95	39,765
128	129	28,10	28,10	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	163,5545	190,10	26,55	36,446
129	130	25,90	25,90	2,475	150	160	3,230	0,47	0,08	160,6795	190,02	29,35	39,321
130	131	8,50	8,50	2,475	150	160	3,230	0,47	0,02	156,9285	190,00	33,07	43,072
131	132	9,47	9,47	2,475	150	160	3,230	0,47	0,03	153,0635	189,97	36,91	46,937
132	133	19,45	19,45	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	150,2295	189,92	39,69	49,771
133	134	9,30	9,30	2,475	150	160	3,230	0,47	0,03	146,4675	189,89	43,42	53,533
134	135	10,40	10,40	2,475	150	160	3,230	0,47	0,03	142,7835	189,86	47,07	57,217
135	136	33,76	33,76	2,475	150	160	3,230	0,47	0,10	139,0055	189,76	50,75	60,995
136	137	36,60	36,60	2,475	150	160	3,230	0,47	0,11	135,0955	189,65	54,56	64,905
137	138	47,00	47,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,14	133,5845	189,52	55,93	66,416
138	139	18,25	18,25	2,475	150	160	3,230	0,47	0,05	137,4295	189,46	52,03	62,571
139	140	10,55	10,55	2,475	150	160	3,230	0,47	0,03	141,3195	189,43	48,11	58,681
140	141	20,76	20,76	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	145,1065	189,37	44,27	54,894
141	142	19,10	19,10	2,475	150	160	3,230	0,47	0,06	148,9915	189,32	40,33	51,009
142	143	16,00	16,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,05	152,7855	189,27	36,48	47,215
143	144	13,00	13,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	156,6055	189,23	32,63	43,395
144	145	11,90	11,90	2,475	150	160	3,230	0,47	0,03	160,4545	189,20	28,74	39,546
145	146	12,87	12,87	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	164,3055	189,16	24,85	35,695
146	147	15,38	15,38	2,475	150	160	3,230	0,47	0,04	167,9855	189,12	21,13	32,015
147	148	39,20	39,20	2,475	150	160	3,230	0,47	0,11	171,1765	189,00	17,83	28,824
148	149	72,00	72,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,21	173,1445	188,79	15,65	26,856
149	150	25,00	25,00	2,475	150	160	3,230	0,47	0,07	175,7375	188,72	12,98	24,263
150	151	42,15	42,15	2,475	150	160	3,230	0,47	0,12	174,5045	188,60	14,09	25,496
151	152	46,42	46,42	2,475	150	160	3,230	0,47	0,14	174,4625	188,46	14,00	25,538
152	153	70,85	70,85	2,475	150	160	3,230	0,47	0,21	175,5985	188,26	12,66	24,402
153	154	41,95	41,95	2,475	150	160	3,230	0,47	0,12	176,9775	188,13	11,16	23,023
154	155	34,90	34,90	2,475	150	160	3,230	0,47	0,10	177,4456	188,03	10,59	22,554

.....Continua tabla XIV

2 Red de distribución

Eje central (E -155 - E-170)

Tramo		Dist. m	Longitud de tubería	Q. Dist. (L/s)	Coef. Hazen W.	Presión de tubería PSI	Ø de diseño (Plgs.)	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga (metros) (Hf)	Cota de terreno	Cota piezométrica	Presión hidrodinámica	Presión hidroestática
De	A												
	155									177,446	177,4456	0,000	0,000
155	156	33,60	33,60	2,766	150	160	3,230	0,52	0,120	169,352	177,3254	7,974	8,094
156	157	34,00	34,00	2,766	150	160	3,230	0,52	0,122	167,439	177,2038	9,765	10,007
157	158	72,00	72,00	2,766	150	160	3,230	0,52	0,258	164,801	176,9463	12,146	12,645
158	159	56,00	56,00	2,766	150	160	3,230	0,52	0,200	163,130	176,7460	13,616	14,316
159	160	56,00	56,00	2,766	150	160	3,230	0,52	0,200	161,324	176,5458	15,222	16,122
160	161	60,00	60,00	0,874	150	160	1,532	0,74	0,963	158,183	175,5831	17,401	19,263
161	162	51,60	51,60	0,874	150	160	1,532	0,74	0,828	156,511	174,7552	18,245	20,935
162	163	80,00	80,00	0,874	150	160	1,532	0,74	1,284	154,991	173,4717	18,481	22,455
163	164	80,00	80,00	0,874	150	160	1,532	0,74	1,284	154,116	172,1882	18,073	23,330
164	165	60,00	60,00	0,450	150	250	1,161	0,66	1,088	153,896	171,1003	17,205	23,550
165	166	60,00	60,00	0,450	150	250	1,161	0,66	1,088	152,530	170,0123	17,483	24,916
166	167	41,00	41,00	0,450	150	250	1,161	0,66	0,743	151,945	169,2689	17,324	25,501
167	168	40,00	40,00	0,450	150	250	1,161	0,66	0,725	153,060	168,5437	15,484	24,386
168	169	50,60	50,60	0,450	150	250	1,161	0,66	0,917	151,054	167,6262	16,573	26,392
169	170	40,00	40,00	0,450	150	250	1,161	0,66	0,725	150,816	166,9009	16,085	26,630

Ramal 1 (E -160 - E-176)

Tramo		Dist. m	Longitud de tubería	Q. Dist. (L/s)	Coef. Hazen W.	Presión de tubería PSI	Ø de diseño (Plgs.)	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga (metros) (Hf)	Cota de terreno	Cota piezométrica	Presión hidrodinámica	Presión hidroestática
De	A												
	160									161,324	176,5458	15,222	16,122
160	171	40,00	40,00	0,984	150	160	1,532	0,83	0,799	160,639	175,7466	15,108	16,807
171	172	3,50	3,50	0,984	150	160	1,532	0,83	0,070	160,478	175,6767	15,199	16,968
172	173	29,70	29,70	0,984	150	160	1,532	0,83	0,593	158,279	175,0833	16,805	19,167
173	174	29,80	29,80	0,984	150	160	1,532	0,83	0,595	156,252	174,4880	18,236	21,194
174	175	59,00	59,00	0,450	150	160	1,195	0,62	0,929	155,004	173,5585	18,555	22,442
175	176	50,00	50,00	0,450	150	160	1,195	0,62	0,788	153,814	172,7708	18,957	23,632

Ramal 2 (E -160 - E-182)

Tramo		Dist. m	Longitud de tubería	Q. Dist. (L/s)	Coef. Hazen W.	Presión de tubería PSI	Ø de diseño (Plgs.)	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga (metros) (Hf)	Cota de terreno	Cota piezométrica	Presión hidrodinámica	Presión hidroestática
De	A												
	160									161,324	176,5458	15,222	16,122
160	177	50,00	50,00	0,446	150	250	1,161	0,65	0,890	161,639	175,6555	14,017	15,807
177	178	62,00	62,00	0,446	150	250	1,161	0,65	1,104	158,067	174,5516	16,485	19,379
178	179	50,00	50,00	0,446	150	250	1,161	0,65	0,890	155,233	173,6613	18,429	22,213
179	180	50,00	50,00	0,446	150	250	1,161	0,65	0,890	152,257	172,7711	20,514	25,189
180	181	136,03	136,03	0,260	150	250	0,926	0,60	2,689	150,112	170,0816	19,970	27,334
181	182	52,35	52,35	0,260	150	250	0,926	0,60	1,035	147,781	169,0466	21,266	29,665



LIBRETA TOPOGRÁFICA

LINEA DE CONDUCCIÓN AGUA POTABLE ALDEA PACACAY

EST.	P.O.	GRA. (°)	AZIMUT	COTA	CAMINAMINETO	
SM		MIN. (°)	SEG. (")			
BM	1	277	7	30	198.3830	0+000.40
2	222	3	15	198.3820	0+032.16	
3	191	28	8	197.3030	0+071.79	
4	197	16	53	194.4035	0+131.64	
5	197	18	53	192.2035	0+180.2	
6	197	16	53	192.2035	0+176.3	
7	197	39	0	192.0335	0+213.1	
8	182	7	16	188.3785	0+240.	
9	182	7	16	190.3165	0+272.2	
10	148	33	36	189.4745	0+298.7	
11	183	34	35	186.6885	0+334.9	
12	183	34	35	183.8985	0+366.1	
13	196	55	39	182.9185	0+357.8	
14	196	55	39	181.5168	0+381.1	
15	184	23	55	181.5375	0+419.8	
16	174	23	55	180.0795	0+448.1	
17	154	23	55	179.6105	0+466.9	
18	151	37	31	180.1795	0+493.7	
19	158	8	17	183.8935	0+512.2	
20	158	8	17	187.3915	0+531.3	
21	158	8	17	191.1845	0+558.55	
22	158	8	17	191.2025	0+576.78	
23	158	8	17	191.5274	0+596.65	
24	158	47	3	191.717	0+617.3	
25	165	47	3	192.1521	0+650.95	
26	165	47	3	192.7635	0+683.45	
27	129	26	21	193.1975	0+711.79	
28	98	21	57	193.3218	0+768.39	
29	91	50	51	193.5512	0+802.89	
30	91	50	51	193.5168	0+830.83	
31	91	50	51	193.9782	0+872.48	
32	91	50	51	194.4212	0+903.33	
33	91	50	51	194.8015	0+940.85	
34	160	50	40	194.2415	0+974.35	
35	160	50	40	190.8405	1+010.85	
36	160	50	40	187.6325	1+035.35	
37	160	50	40	183.3145	1+081.05	
38	160	50	40	178.5265	1+069.55	
39	160	50	40	175.8915	1+076.95	
40	159	49	28	180.2035	1+116.95	
41	187	32	58	183.6085	1+131.45	
42	187	32	58	188.4395	1+154.45	
43	187	32	58	188.6635	1+170.1	
44	187	32	58	187.5045	1+191.15	
45	187	32	58	184.3145	1+217.15	
46	187	32	58	178.3005	1+292.15	
47	181	25	56	178.8935	1+341.15	
48	181	25	56	178.8835	1+352.05	
49	181	25	56	178.7955	1+370.85	
50	181	25	56	179.3355	1+396.95	
51	181	25	56	181.8625	1+438.45	
52	181	25	56	184.3625	1+487.75	
53	180	0	0	186.9095	1+477.75	
54	185	54	22	187.9185	1+521.25	
55	185	54	22	188.2975	1+579.25	
56	185	54	22	188.5085	1+599.75	
57	187	15	12	188.1585	1+644.75	
58	187	15	12	188.4555	1+689.75	
59	187	44	7	188.6645	1+692.01	
60	181	25	56	188.4835	1+729.01	
61	187	8	31	187.1345	1+781.41	
62	189	43	3	187.1045	1+802.51	
63	189	43	3	187.8025	1+835.81	
64	185	143	7	188.4585	1+892.41	
65	185	143	7	188.1085	1+921.86	
66	187	154	39	187.2145	1+945.06	
67	88	46	58	186.7975	1+982.06	
68	84	17	22	185.7955	2+004.86	
69	70	100	37	186.3395	2+025.16	
70	71	140	42	186.9315	2+051.16	
71	72	184	2	187.4485	2+070.91	

EST.	P.O.	GRA. (°)	AZIMUT	COTA	CAMINAMINETO	
		MIN. (°)	SEG. (")			
77	78	173	2	45	181.3435	2+439.96
78	79	207	38	46	177.5435	2+463.01
79	80	173	59	28	173.8605	2+479.51
80	81	182	43	38	169.8145	2+492.71
81	82	182	43	35	166.0845	2+505.83
82	83	182	43	35	162.3155	2+520.33
83	84	183	0	0	158.4765	2+532.83
84	85	195	59	43	154.5885	2+545.08
85	86	163	38	38	153.3365	2+585.08
86	87	168	41	24	156.9695	2+614.08
87	88	166	51	58	157.5435	2+641.38
88	89	141	20	25	159.3605	2+683.48
89	90	152	44	41	161.3865	2+718.58
90	91	152	8	10	158.8295	2+747.68
91	92	142	41	46	159.3815	2+806.48
92	93	165	57	50	162.3055	2+821.48
93	94	165	57	50	166.8705	2+837.48
94	95	165	57	50	169.7965	2+848.53
95	96	138	14	23	171.7785	2+889.03
96	97	125	21	48	171.4095	2+930.33
97	98	118	53	12	169.5775	2+962.93
98	99	133	40	4	167.1115	2+982.13
99	100	133	40	4	163.6675	2+997.63
100	101	119	3	17	160.1375	3+011.43
101	102	119	3	17	157.5255	3+034.58
102	103	165	57	50	153.8225	3+047.08
103	104	149	2	10	149.8985	3+053.58
104	105	149	2	10	146.7005	3+061.58
105	106	149	2	10	143.2635	3+067.18
106	107	149	2	10	139.8795	3+071.78
107	108	191	0	13	139.8295	3+111.78
108	109	159	37	25	142.3485	3+132.28
109	110	159	37	25	144.8895	3+152.48
110	111	165	24	33	146.2175	3+179.53
111	112	166	24	33	149.2305	3+205.53
112	113	166	24	33	151.2445	3+232.28
113	114	166	33	38	153.3255	3+257.98
114	115	160	33	36	149.9765	3+284.33
115	116	160	33	36	147.8805	3+308.67
116	117	176	16	43	150.8235	3+335.67
117	118	176	16	43	149.8035	3+348.53
118	119	183	21	59	153.8345	3+389.75
119	120	183	21	59	154.3065	3+438.65
120	121	195	45	4	153.8955	3+458.06
121	122	184	5	8	151.8665	3+416.91
122	123	130	4	22	152.0815	3+462.71
123	124	130	4	22	149.7415	3+502.11
124	125	136	0	18	149.5045	3+542.43
125	126	127	0	38	153.1525	3+576.43
126	127	0	38	156.3175	3+576.63	
127	128	127	0	38	160.2365	3+597.93
128	129	127	0	38	163.5545	3+626.03
129	130	122	9	8	160.6795	3+651.93
130	131	122	9	8	156.9265	3+690.43
131	132	122	9	8	153.0835	3+689.9
132	133	122	9	8	150.2295	3+689.35
133	134	145	5	51	146.4675	3+698.65
134	135	145	5	51	142.7635	3+909.05
135	136	145	5	51	139.0055	3+942.81
136	137	165	17	39	138.8955	3+979.81
137	138	165	17	39	133.5845	4+026.41
138	139	142	15	12	137.4295	4+044.66
139	140	142	15	12	141.5165	4+055.21
140	141	142	15	12	145.1065	4+075.97
141	142	144	27	44	148.9915	4+095.07
142	143	144	27	44	152.7655	4+111.07
143	144	144	27	44	156.6025	4+124.07
144	145	144	27	44	160.4545	4+135.97
145	146	147	43	28	164.3055	4+148.84
146	147	147	43	28	167.8855	4+164.22
147	148	147	43	28	171.1765	4+203.42
148	149	172	46	32	173.1445	4+275.42
149	150	201	15	2	175.7375	4+300.42

LIBRETA TOPOGRÁFICA

EST.	P.O.	GRA. (°)	AZIMUT	COTA	CAMINAMINETO		
		MIN. (°)	SEG. (")				
155	156	294	34	2	33.60	177.446	
156	157	298	4	21	34.00	167.439	33.60
157	158	210	25	33	72.00	164.801	139.60
158	159	205	27	48	56.00	163.130	195.60
159	160	203	52	31	56.00	161.324	251.60
160	161	209	28	33	60.00	158.183	311.60
161	162	206	4	31	51.60	156.511	363.20
162	163	217	48	57	80.00	154.991	443.20
163	164	218	59	28	80.00	154.116	523.20
164	165	214	17	13	60.00	153.886	583.20
165	166	216	58	58	60.00	152.530	643.20
166	167	216	58	58	41.00	151.945	694.20
167	168	282	22	51	40.00	153.060	724.20
168	169	283	23	33	50.60	151.064	774.80
169	170	188	58	21	40.00	150.816	814.80
170	171	117	21	0	40.00	160.639	40.00
171	172	189	27	41	3.50	160.478	43.50
172	173	172	14	5	29.70	168.279	73.20
173	174	176	54	21	29.80	166.252	103.00
174	175	210	15	23	59.00	155.004	162.00
175	176	172	20	58	50.00	153.814	212.00
180	177	305	56	32	50.00	161.639	50.00
177	178	304	59	31	62.00	158.067	112.00
178	179	213	6	41	50.00	155.233	162.00
179	180	308	39	36	50.00	152.257	212.00
180	181	218	8	1	136.03	150.112	348.03
181	182	263	25	5	52.36	147.781	400.36

PLANTA DE CONJUNTO

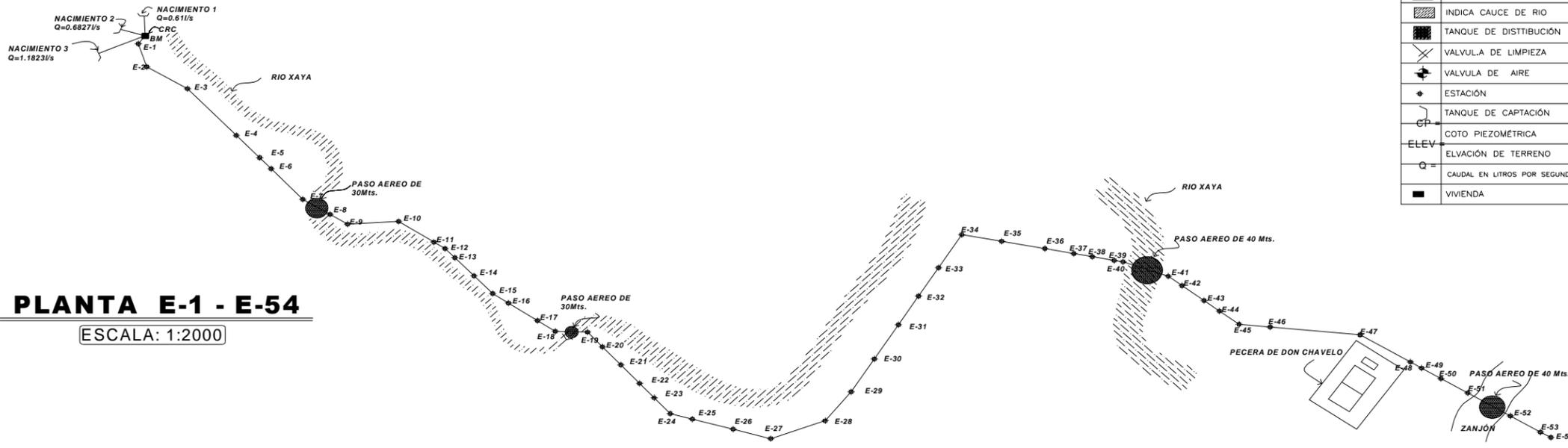
ESCALA 1:5000

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
●	PASO AEREO
■	PASO ZANJÓN TIPO C
▨	INDICA CAUCE DE RIO
■	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
✕	VALVULA DE LIMPIEZA
+	VALVULA DE AIRE
●	ESTACIÓN
CP	



PLANTA PERFIL DE E-1 A E-54



PLANTA E-1 - E-54

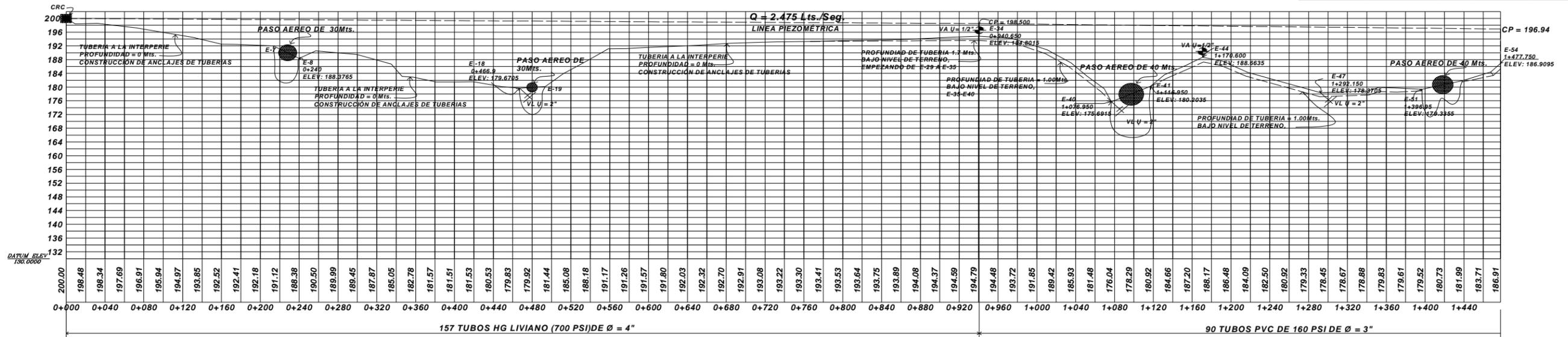
ESCALA: 1:2000

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	PASO AEREO
	PASO ZANJÓN TIPO C
	INDICA CAUCE DE RIO
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VALVULA DE LIMPIEZA
	VALVULA DE AIRE
	ESTACION
	TANQUE DE CAPTACIÓN
	COTO PIEZOMÉTRICA
	ELEVACIÓN DE TERRENO
	CAUDAL EN LITROS POR SEGUNDO
	VIVIENDA

LIBRETA TOPOGRAFICA

EST.	P.O.	AZIMUT			COTA	CAMINAMINETO
		GRA. (°)	MIN. (")	SEG. (")		
BM	BM				200.0000	
1	2	277	7	30	198.3830	0+009.40
2	3	222	8	15	198.5920	0+032.16
3	4	181	28	8	197.3030	0+071.78
4	5	197	16	53	194.4035	0+131.64
5	6	197	16	53	192.5035	0+160.2
6	7	197	39	0	192.4695	0+174.3
7	8	182	7	18	192.0335	0+213.3
8	9	182	7	18	188.3765	0+240
9	10	146	33	36	190.5765	0+257.2
10	11	183	34	35	189.4745	0+299.7
11	12	183	34	35	186.8865	0+334.9
12	13	196	55	39	183.0895	0+346.1
13	14	196	55	39	182.9185	0+357.8
14	15	196	55	39	181.5035	0+381.1
15	16	184	23	55	181.5165	0+403.9
16	17	184	23	55	180.0795	0+449.1
17	18	184	23	55	179.6705	0+466.9
18	19	151	37	51	180.755	0+493.7
19	20	198	8	17	183.8935	0+512.2
20	21	198	8	17	187.3975	0+535.15
21	22	198	8	17	191.1645	0+558.55
22	23	198	8	17	191.2025	0+576.75
23	24	198	8	17	191.5274	0+596.85
24	25	165	47	3	191.7512	0+615.7
25	26	165	47	3	192.1521	0+650.95
26	27	165	47	3	192.7635	0+683.45
27	28	129	28	21	193.1875	0+731.79
28	29	98	21	57	193.3218	0+766.39
29	30	91	50	51	193.5512	0+802.89
30	31	91	50	51	193.7516	0+840.83
31	32	91	50	51	193.9782	0+872.48
32	33	91	50	51	194.4212	0+903.93
33	34	91	50	51	194.8015	0+940.65
34	35	160	50	40	194.2415	0+974.35
35	36	160	50	40	190.8405	1+010.85
36	37	160	50	40	187.0325	1+035.35
37	38	160	50	40	183.3145	1+051.05
38	39	160	50	40	179.5265	1+069.55
39	40	160	50	40	175.6915	1+076.95
40	41	169	49	28	180.2035	1+116.95
41	42	187	32	58	183.6085	1+131.45
42	43	187	32	58	186.4395	1+154.45
43	44	187	32	58	188.6635	1+170.6
44	45	187	32	58	187.5945	1+191.15
45	46	155	39	32	184.3465	1+217.15
46	47	155	39	32	178.3705	1+292.15
47	48	181	25	56	178.8935	1+341.15
48	49	181	25	56	179.8835	1+352.05
49	50	181	25	56	179.7555	1+370.95
50	51	181	25	56	179.3355	1+396.95
51	52	181	25	56	181.8255	1+438.45
52	53	181	25	56	184.3825	1+467.75
53	54	180	0	0	186.9095	1+477.75



PERFIL E-1 - E-54

ESCALA HORIZONTAL 1:2000
ESCALA VERTICAL 1:500



PROYECTO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO

CONTENIDO:
PLANTA PERFIL

ESTUDIANTE:
JORGE SANDOVAL RAMIREZ

FECHA:
ENERO 2006

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR

PROF. GERARDO MONTUFAR
ALCALDE MUNICIPAL



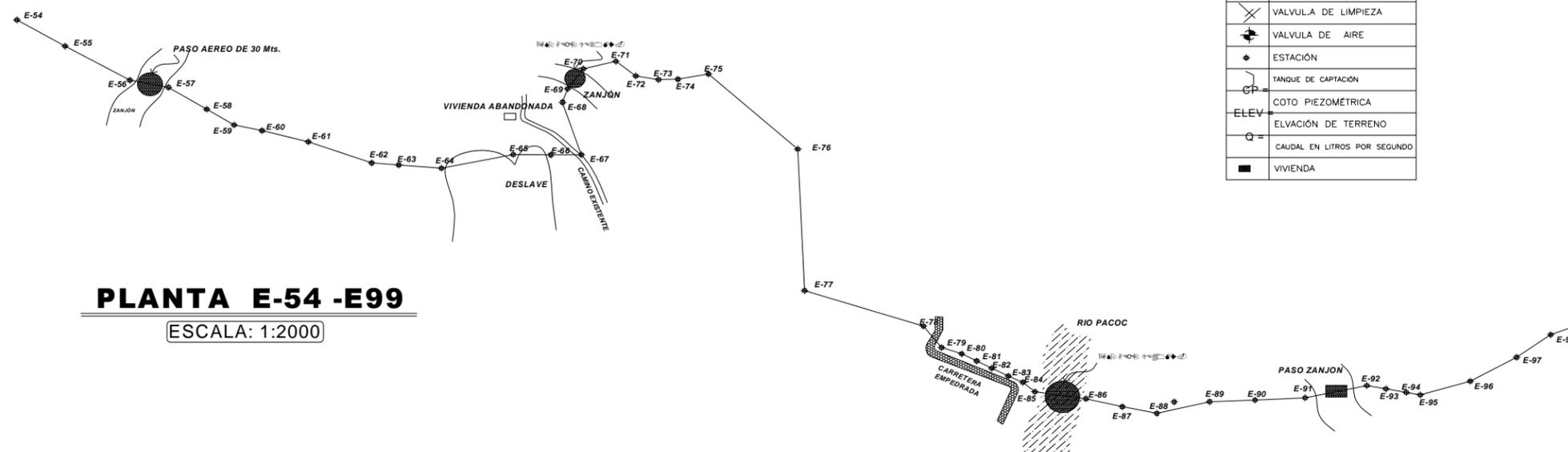
PLANTA PERFIL DE E-54 A E-99

NOMENCLATURA

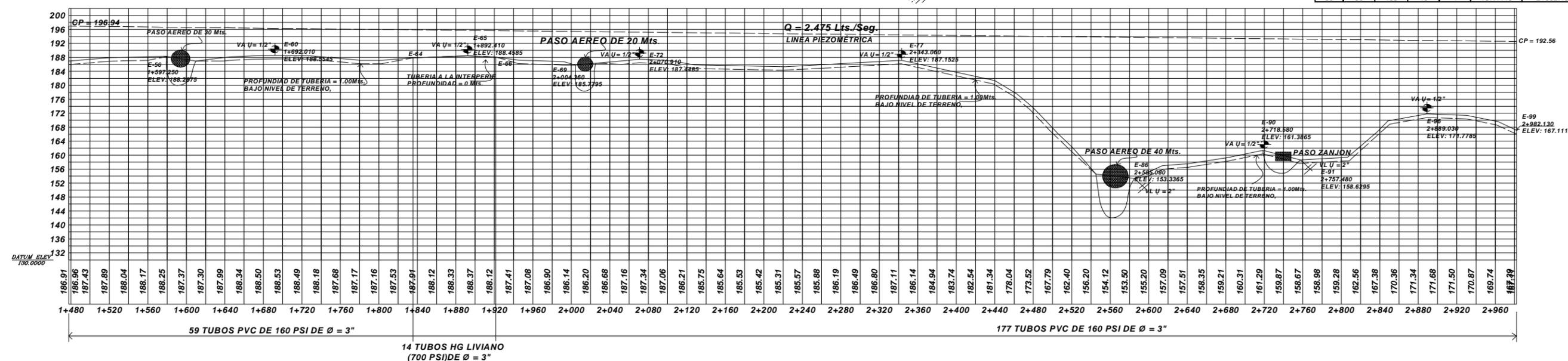
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	PASO AEREO
	PASO ZANJÓN TIPO C
	INDICA CAUCE DE RIO
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VALVULA DE LIMPIEZA
	VALVULA DE AIRE
	ESTACIÓN
	TANQUE DE CAPTACIÓN
	COTO PIEZOMÉTRICA
	ELEVACIÓN DE TERRENO
	CAUDAL EN LITROS POR SEGUNDO
	VIVIENDA

LIBRETA TOPOGRÁFICA

EST.	P.O.	GRA. (°)	MIN. (")	SEG. (")	COTA	CAMINAMINETO
54	55	185	54	22	187.9185	1+521.25
55	56	185	6	8	188.2875	1+579.25
56	57	166	25	46	186.3395	1+609.75
57	58	187	15	12	188.1585	1+644.75
58	59	187	15	12	188.4555	1+669.75
59	60	167	44	7	188.5545	1+692.01
60	61	169	52	31	188.4635	1+729.01
61	62	175	9	22	187.1345	1+781.41
62	63	159	43	3	187.1645	1+802.51
63	64	159	43	3	187.8625	1+835.61
64	65	143	7	48	188.4585	1+892.41
65	66	155	41	44	188.1045	1+921.56
66	67	154	39	14	187.2145	1+945.06
67	68	46	58	30	186.7975	1+992.06
68	69	84	17	22	185.7795	2+004.36
69	70	100	37	11	186.3395	2+025.16
70	71	140	42	38	186.9315	2+051.16
71	72	194	2	10	187.4485	2+070.91
72	73	165	15	23	187.2405	2+088.91
73	74	153	26	6	186.9945	2+104.01
74	75	144	27	44	185.8155	2+128.01
75	76	197	49	8	185.3025	2+222.21
76	77	242	30	33	187.1525	2+343.06
77	78	173	7	48	181.3435	2+439.96
78	79	207	38	46	177.5435	2+463.01
79	80	173	59	28	173.6605	2+479.51
80	81	182	43	35	169.9145	2+492.71
81	82	182	43	35	166.0945	2+505.83
82	83	182	43	35	162.3155	2+520.33
83	84	180	0	0	158.4785	2+532.83
84	85	195	56	43	154.5885	2+545.08
85	86	163	36	38	153.3365	2+585.08
86	87	168	41	24	156.9665	2+614.08
87	88	166	51	58	157.5435	2+641.38
88	89	141	20	25	159.3605	2+683.48
89	90	152	44	41	161.3865	2+718.58
90	91	152	6	10	158.6295	2+757.48
91	92	142	41	46	159.5815	2+806.48
92	93	165	57	50	162.9055	2+821.48
93	94	165	57	50	166.6705	2+837.48
94	95	165	57	50	169.7955	2+848.53
95	96	138	14	23	171.7785	2+889.03
96	97	125	21	45	171.4095	2+930.33
97	98	118	53	12	169.5775	2+962.93
98	99	133	40	4	167.1115	2+982.13



PLANTA E-54 - E99
ESCALA: 1:2000



PERFIL E-54 - E-99
ESCALA HORIZONTAL 1:2000
ESCALA VERTICAL 1:500

PROYECTO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO

CONTENIDO:
PLANTA PERFIL

ESTUDIANTE:
JORGE J SANDOVAL RAMÍREZ

CARNET:
2000-11015

FECHA:
ENERO 2006

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR

PROP. GERARDO MONTUFAR
ALCALDE MUNICIPAL



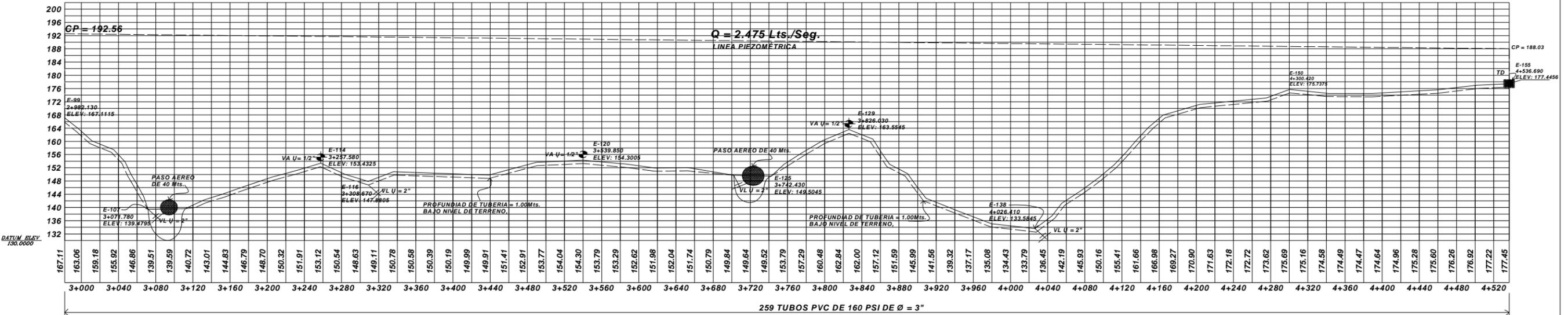
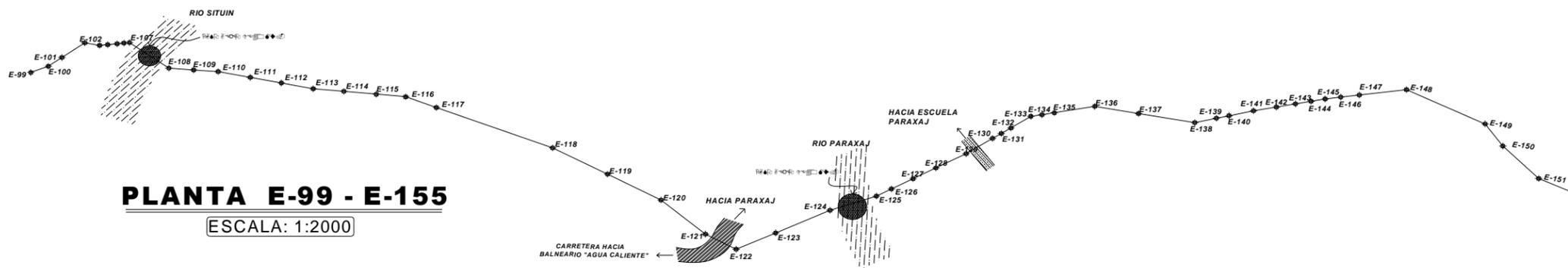
PLANTA PERFIL DE E-1 A E-16

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
●	PASO AEREO
■	PASO ZANJÓN TIPO C
▨	INDICA CAUCE DE RIO
□	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
⊗	VALVULA DE LIMPIEZA
⊕	VALVULA DE AIRE
⬤	ESTACIÓN
⊖	TANQUE DE CAPTACIÓN
○	COTO PIEZOMÉTRICA
—	ELVACION DE TERRENO
○	CAUDAL EN LITROS POR SEGUNDO
■	VIVIENDA

LIBRETA TOPOGRAFICA

EST.	P.O.	GRA. (°)	MIN. (")	SEG. (")	COTA	CAMINIMETRO
99	100	133	40	4	163.6675	2+997.63
100	101	119	3	17	160.1575	3+011.43
101	102	119	3	17	157.5255	3+034.58
102	103	165	57	50	153.8225	3+047.08
103	104	149	2	10	149.8945	3+053.68
104	105	149	2	10	146.0005	3+065.38
105	106	149	2	10	143.2635	3+067.18
106	107	149	2	10	139.4795	3+071.78
107	108	181	0	13	138.5485	3+111.78
108	109	159	37	25	143.5485	3+132.28
109	110	159	37	25	144.0895	3+152.48
110	111	168	24	33	146.7375	3+179.43
111	112	112	24	33	149.2305	3+205.53
112	113	166	24	33	151.2445	3+232.28
113	114	160	33	36	153.4325	3+257.58
114	115	160	33	36	149.9765	3+284.33
115	116	160	33	36	147.8805	3+308.67
116	117	176	16	43	150.8235	3+335.87
117	118	178	16	43	149.8035	3+438.53
118	119	183	21	59	153.6345	3+489.75
119	120	183	21	59	154.3005	3+539.85
120	121	195	45	4	153.0855	3+588.06
121	122	184	5	8	151.9665	3+616.91
122	123	130	4	22	152.0815	3+652.71
123	124	130	4	22	149.7415	3+702.11
124	125	138	0	18	149.5045	3+742.43
125	126	127	0	38	153.1525	3+756.43
126	127	127	0	38	156.7375	3+776.63
127	128	127	0	38	160.2355	3+797.93
128	129	127	0	38	163.5445	3+826.03
129	130	122	9	8	160.8795	3+851.93
130	131	122	9	8	156.9285	3+860.43
131	132	122	9	8	153.0635	3+889.9
132	133	122	9	8	150.2795	3+893.35
133	134	145	5	51	146.4675	3+898.65
134	135	145	5	51	142.7835	3+909.05
135	136	145	5	51	139.0055	3+942.31
136	137	165	17	30	135.0955	3+979.41
137	138	165	17	30	133.5845	4+026.41
138	139	142	15	12	137.4295	4+044.66
139	140	142	15	12	141.3195	4+055.21
140	141	142	15	12	145.1065	4+075.97
141	142	144	27	44	148.9915	4+095.07
142	143	144	27	44	152.7855	4+111.07
143	144	144	27	44	156.6055	4+124.07
144	145	144	27	44	160.4545	4+135.97
145	146	147	43	28	164.3055	4+148.84
146	147	147	43	28	167.9555	4+164.22
147	148	147	43	28	171.1765	4+203.42
148	149	172	46	32	173.1445	4+275.42
149	150	201	15	2	175.3725	4+300.42
150	151	192	15	53	174.5045	4+342.57
151	152	171	24	59	174.4625	4+388.99
152	153	168	23	58	175.5985	4+459.84
153	154	119	51	32	178.9775	4+501.75
154	155	153	26	6	177.4456	4+536.69



PERFIL E-99 - E-155

ESCALA HORIZONTAL 1:2000
ESCALA VERTICAL 1:500

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO

CONTENIDO: PLANTA PERFIL

ESTUDIANTE: JORGE SANDOVAL RAMÍREZ CARNET: 2000-11015

vs. No. HOJA

ING. JUAN MERCK COS ASESOR PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL

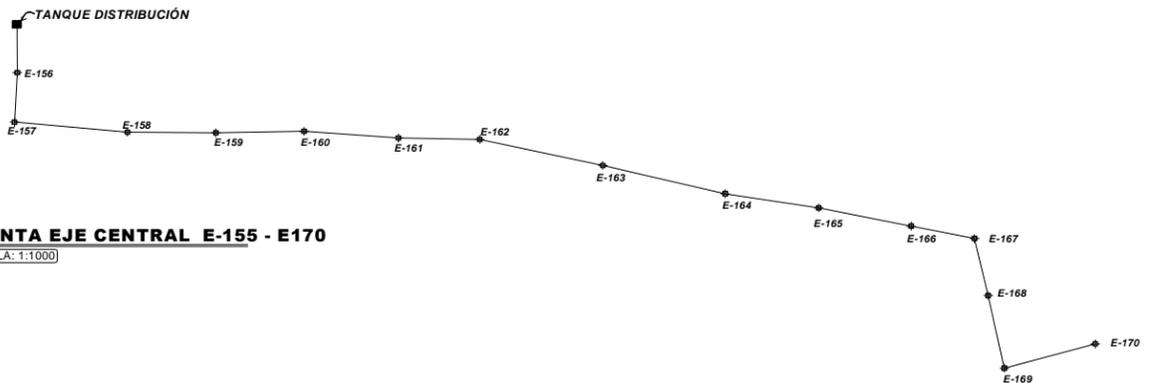
DISEÑO: J.J.S.R

CALCULO: J.J.S.R

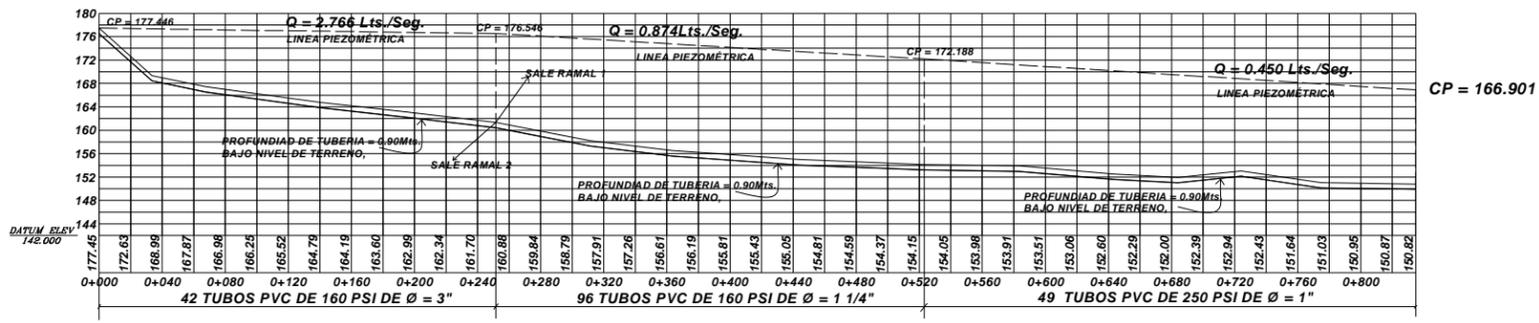
DIBUJO: J.J.S.R

ESCALA: INDICADA

FECHA: ENERO 2006

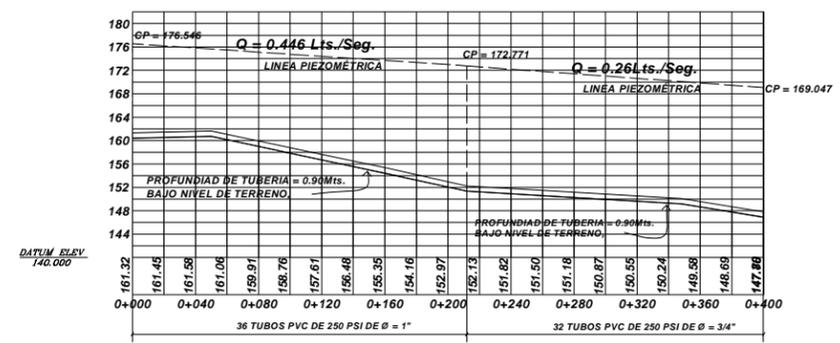
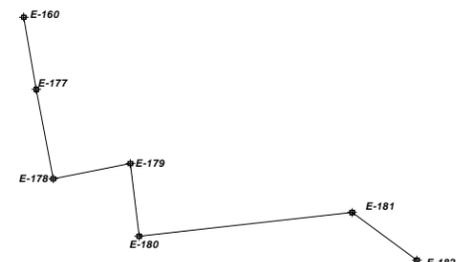


PLANTA EJE CENTRAL E-155 - E170
ESCALA: 1:1000



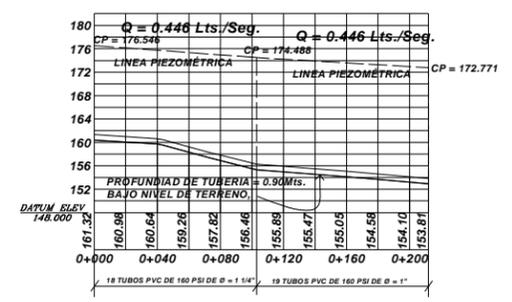
PERFIL E-155 - E-170
ESCALA HORIZONTAL 1:2000
ESCALA VERTICAL 1:500

PLANTA RAMAL 2 E-160 - E-182
ESCALA: 1:1000



PERFIL E-160 - E-182
ESCALA HORIZONTAL 1:2000
ESCALA VERTICAL 1:500

PLANTA RAMAL 1 E-160 - E-176
ESCALA: 1:1000



PERFIL E-160 - E-176
ESCALA HORIZONTAL 1:2000
ESCALA VERTICAL 1:500

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	PASO AEREO
	PASO ZANJÓN TIPO C
	INDICA CAUCE DE RIO
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VALVULA DE LIMPIEZA
	VALVULA DE AIRE
	ESTACION
	TANQUE DE CAPTACIÓN
	COTO PIEZOMÉTRICA
	ELEVACIÓN DE TERRENO
	CAUDAL EN LITROS POR SEGUNDO
	VIVIENDA



PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO

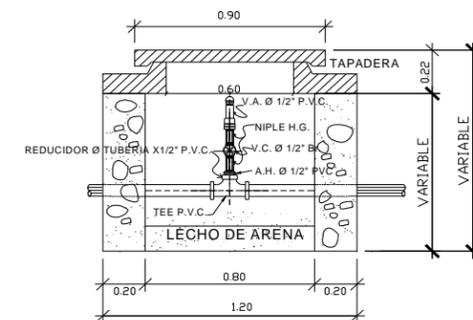
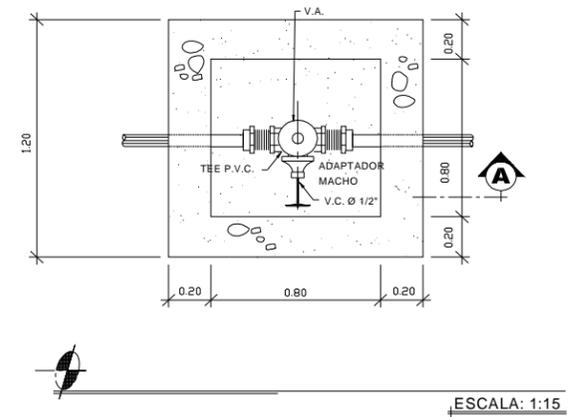
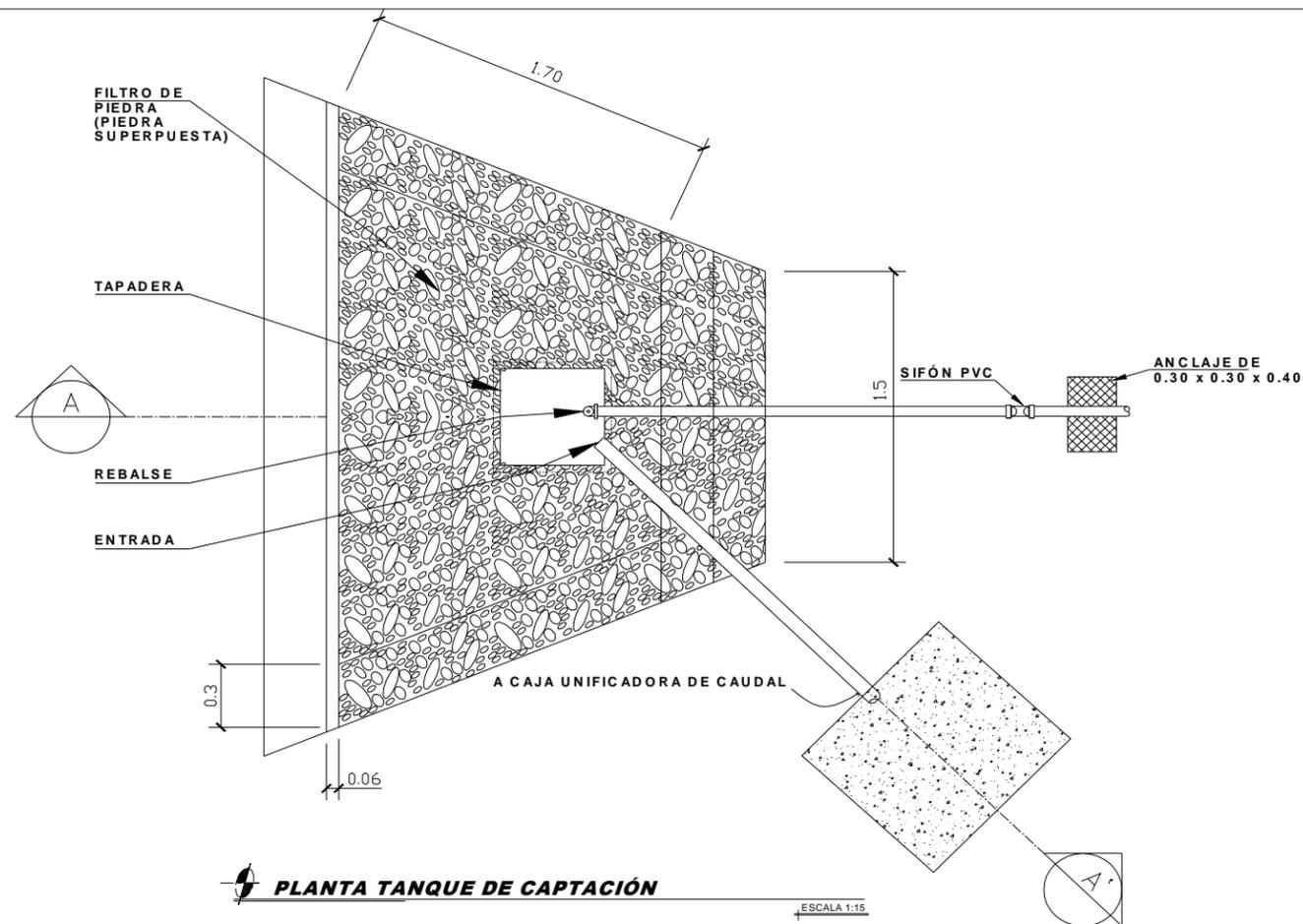
CONTENIDO: PLANTA PERFIL LINE DE DISTRIBUCIÓN

ESTUDIANTE: JORGE J SANDOVAL RAMIREZ CARNET: 2000-11015

ING. JUAN MERCK ASESOR PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL

FECHA: ENERO 2006

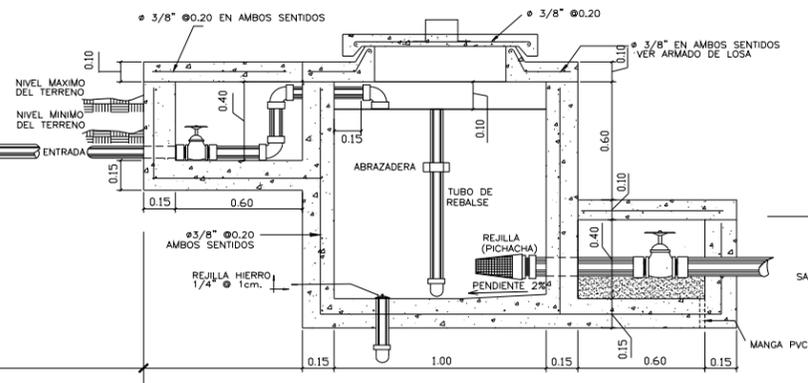
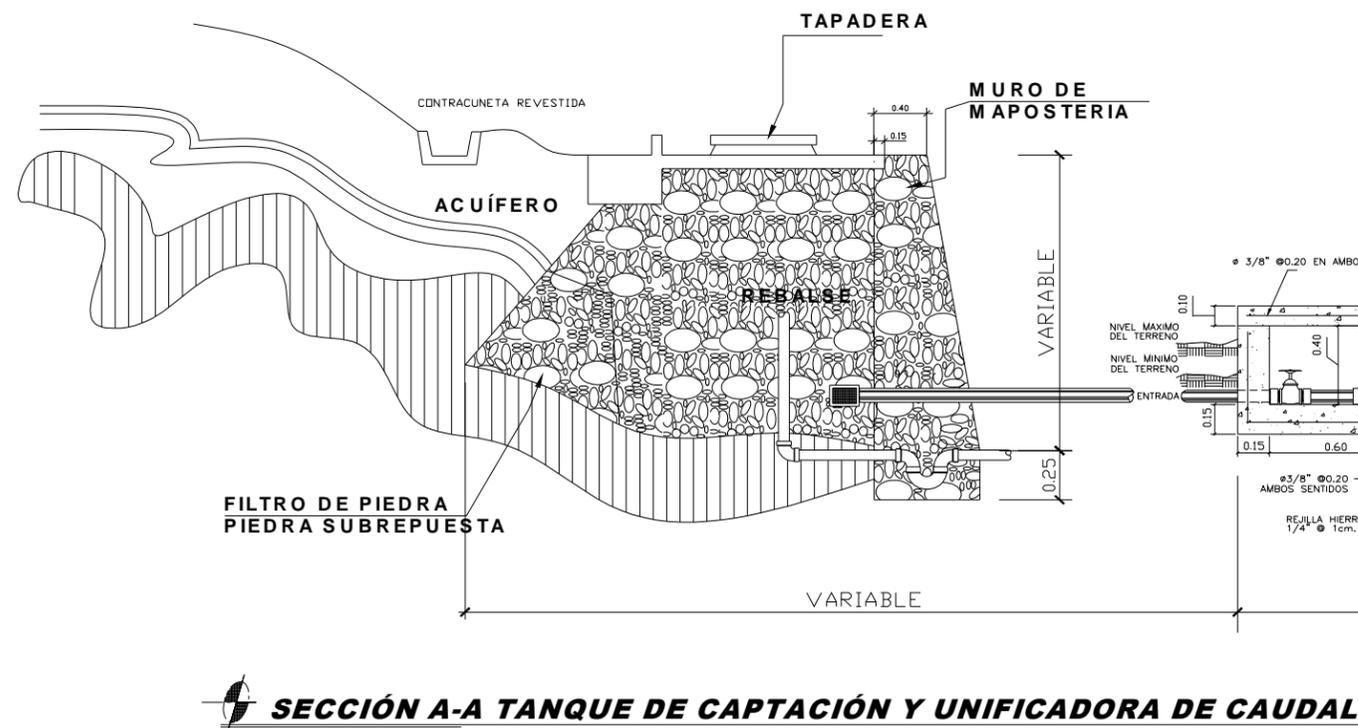
HOJA



SECCIÓN A - A
ESCALA 1:15

ESPECIFICACIONES

- MAMPOSTERÍA DE PIEDRA: PIEDRA BDLA 67% MORTERO 33% EL MORTERO A UTILIZAR SABIETA PROPORCIÓN DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA(1:2)
 - CONCRETO: $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$ 3000 Lbs/plg² PROPORCIÓN DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA-PIEDRIN (1:2:3)
 - MURDS DE TANQUE DE CAPTACION: LOS MURDS DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE PROPORCIÓN CEMENTO-ARENA (1:2) DEBIDAMENTE ALISADA CON ESPESOR MÍNIMO DE 1.5 Cms
 - MURDS DE TANQUE UNIDOR DE CAUDAL: LOS MURDS DE CONCRETO REFORZADO DEBERAN IMPERMEABILIZADO POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE PROPORCIÓN CEMENTO- ARENA (1:1) DEBIDAMENTE ALIZADA CON ESPESOR MÍNIMO DE 1.5 Cms
 - LOSAS: LA LOSA DE CONCRETO DEBE DARSELE UN DESNIVEL DE 1% HACIA LOS LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERNIDA CON CEMENTO-ARENA EN PROPORCIÓN (1:2)
 - REFUERZO: $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$
- NOTA 1: EL DESFOQUE DEL REBALSE DEBE ESTAR PROTEGIDO CON REJILLA DE AGUJEROS $\phi = 1/4"$



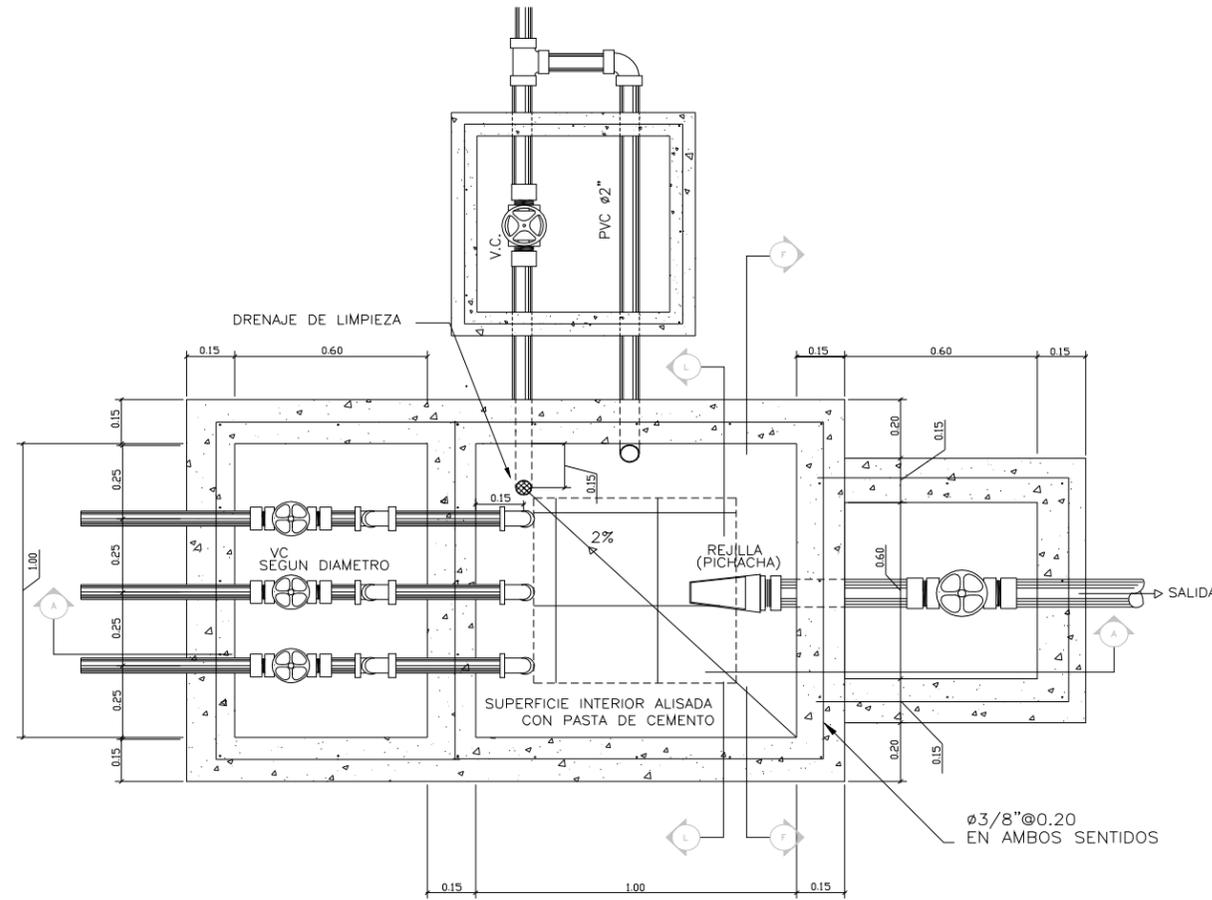
ESCALA 1:15



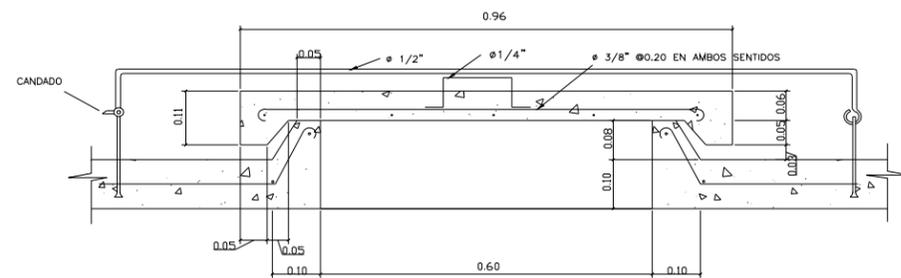
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO

DISEÑO: J.J.S.R
CALCULO: J.J.S.R
DIBUJO: J.J.S.R
ESCALA: INDICADA
FECHA: ENERO 2006

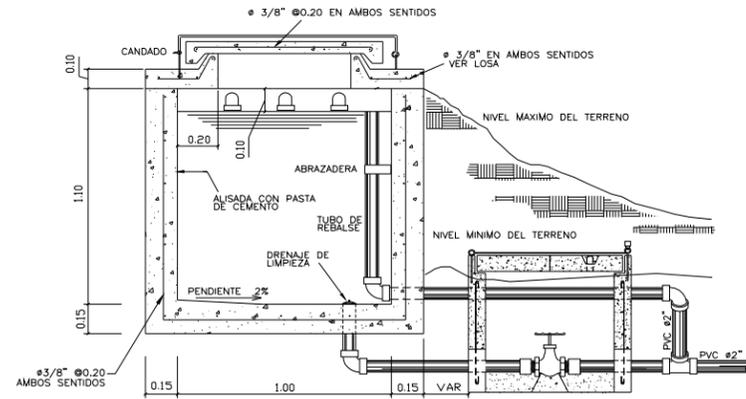
CONTENIDO: TANQUE DE CAPTACION Y UNIFICADORA DE CAUDAL DE 1M3
ESTUDIANTE: JORGE SANDOVAL RAMÍREZ
CARNET: 2000-11015
ING. JUAN MERCK ASESOR
PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL



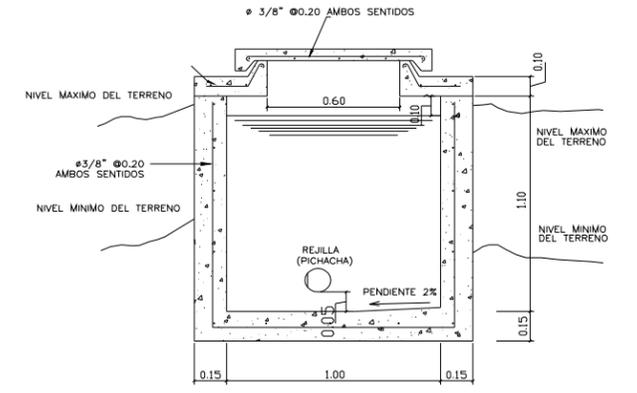
PLANTA TANQUE UNIFICADORA DE CAUDAL DE CONCRETO REFORZADO
 ESCALA 1:10



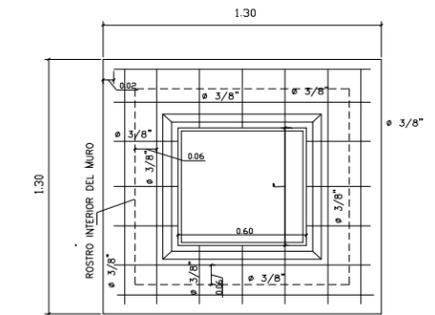
DETALLE DE TAPADERA
 ESCALA 1:15



SECCION L-L
 ESCALA 1:15



SECCION F-F'
 ESCALA 1:15



DETALLE DE LOSA
 ESCALA 1:15

ESPECIFICACIONES

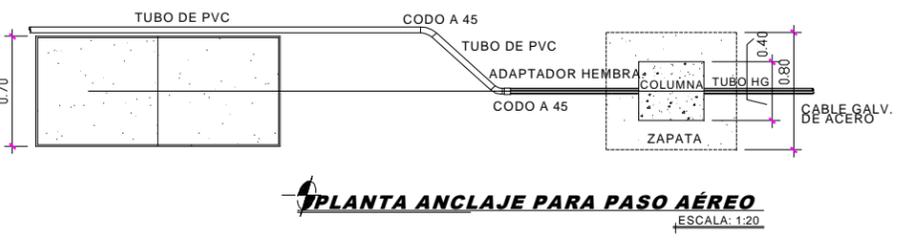
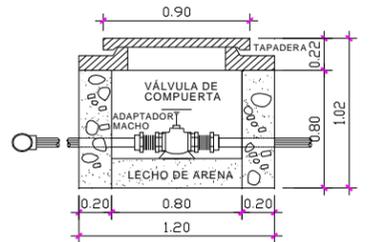
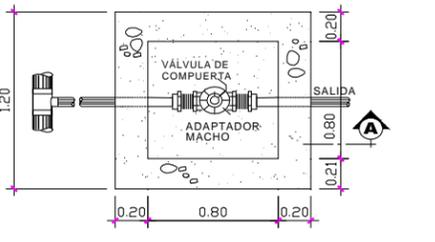
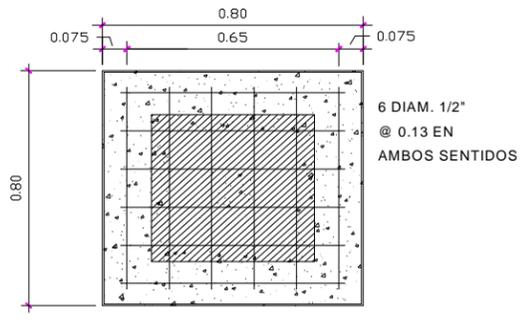
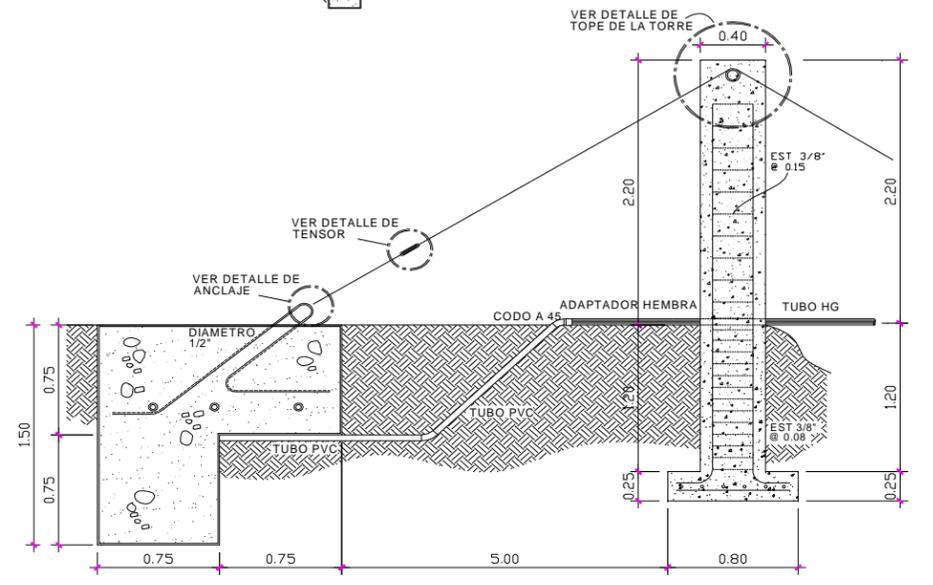
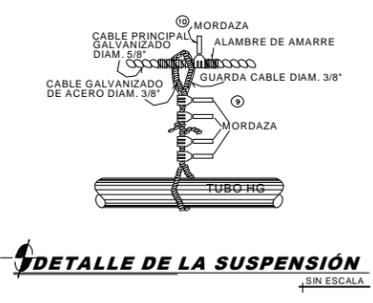
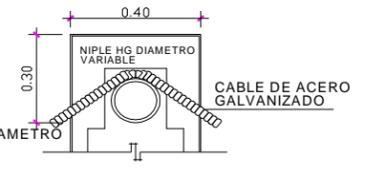
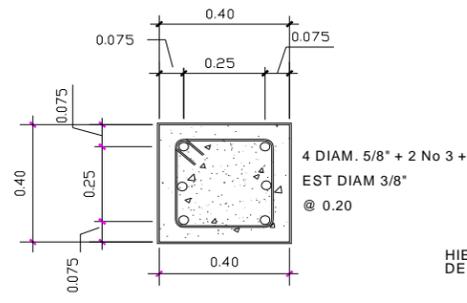
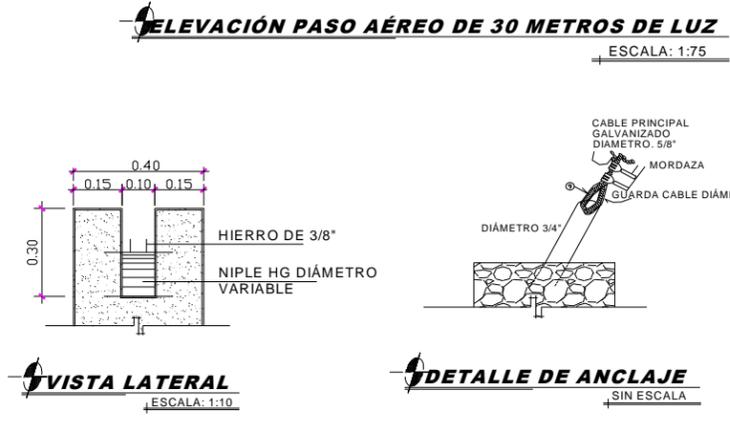
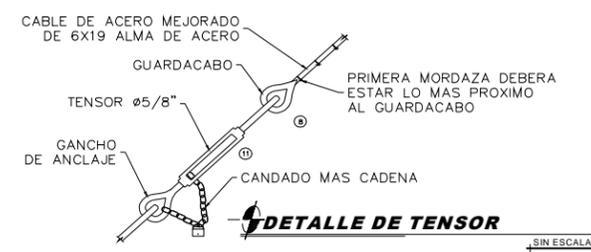
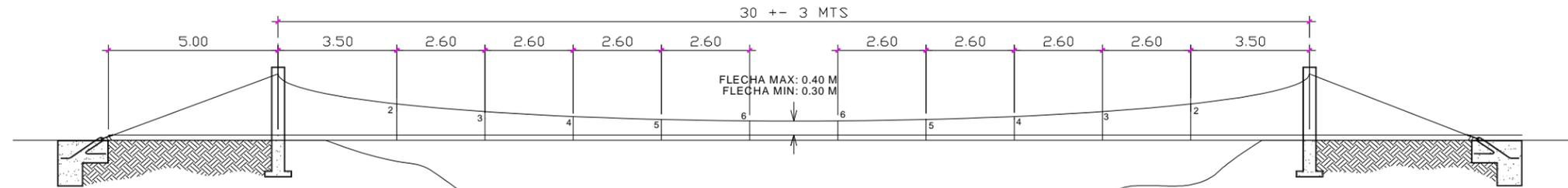
- MAMPISTERIA DE PIEDRA:
 - PIEDRA BOLA 67%
 - MORTERO 33%
 - EL MORTERO A UTILIZAR SABIETA
 - PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA(1:2)
- CONCRETÓ:
 - $F_c = 210 \text{ Kg./cm}^2$ 3000 Lbs./plg²
 - PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA-PIEDRIN (1:2:3)
- MUROS DE TANQUE DE CAPTACION:
 - LOS MUROS DE MAMPISTERIA DE PIEDRA DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE PROPORCION CEMENTO-ARENA (1:2) DEBIDAMENTE ALISADA CON ESPESOR MINIMO DE 15 Cms
- MUROS DE TANQUE UNIDOR DE CAUDAL:
 - LOS MUROS DE CONCRETO REFORZADO DEBERAN IMPERMEABILIZADO POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE PROPORCION CEMENTO- ARENA (1:1) DEBIDAMENTE ALISADA CON ESPESOR MINIMO DE 15 Cms
- LOSAS:
 - LA LOSA DE CONCRETO DEBE DARSELE UN DESNIVEL DE 1% HACIA LOS LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERNIDA CON CEMENTO-ARENA EN PROPORCION (1:2)
- REFUERZO:
 - $F_y = 2810 \text{ Kg./cm}^2$

NOTA 1:
 EL DESFOQUE DEL REBALSE DEBE ESTAR PROTEGIDO CON REJILLA DE AGUJEROS $\phi = 1/4"$

	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO	
	CONTENIDO: TANQUE DE CAPTACION Y UNIFICADORA DE CAUDAL DE 1M3	
DISEÑO: J.J.S.R. CALCULO: J.J.S.R. DIBUJO: J.J.S.R. ESCALA: INDICADA FECHA: ENERO 2006	ESTUDIANTE: JORGE SANDOVAL RAMIREZ	CARNET: 2000-11015
ING. JUAN MERCK ASESOR		PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL

ESPECIFICACIONES

No.	CANTIDAD	DESCRIPCION	LONGITUD (M)
01	1	CABLE TIRANTE Ø 5/8"	48
02	2	CABLE DE SUSPENSION Ø 3/8"	2.45
03	2	CABLE DE SUSPENSION Ø 3/8"	2.00
04	2	CABLE DE SUSPENSION Ø 3/8"	1.75
05	2	CABLE DE SUSPENSION Ø 3/8"	1.55
06	1	CABLE DE SUSPENSION Ø 3/8"	1.50
07	6	TUBOS DE HG SEGUN DIAMETRO	
08	2	GUARDACABO	
09	54	MORDAZA DE 3/8"	
10	15	MORDAZA Ø TIRANTE	
11	1	TENSOR 5/8"	
12	2	UNION DRESSER	



PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA PACACAT, ACATENANGO CHIMALTENANGO

CONTENIDO: PASO AÉREO DE 30 Mts. + DETALLE DE VÁLVULA DE LIMPIEZA

DISEÑO: J.J.S.R

CALCULO: J.J.S.R

DIBUJO: J.J.S.R

ESCALA: INDICADA

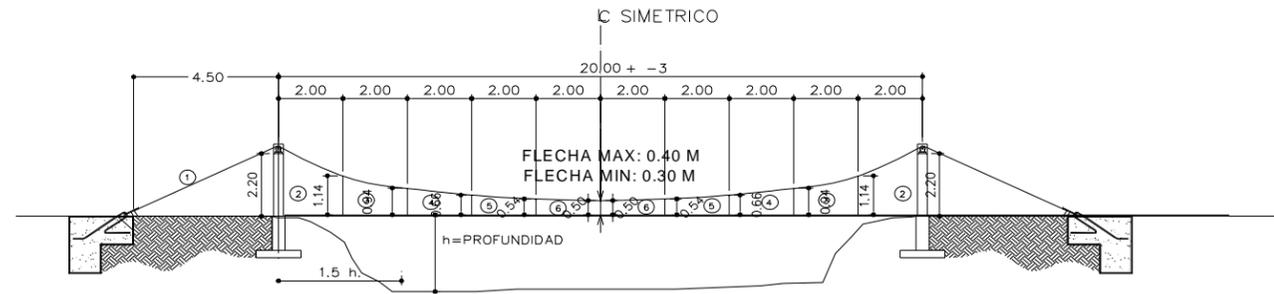
FECHA: ENERO 2006

ESTUDIANTE: JORGE SANDOVAL RAMIREZ

CARNET: 2000-11015

ING. JUAN HERRICK ASESOR

PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL



ELEVACIÓN PASO AÉREO DE 20 METROS DE LUZ

ESCALA: 1:100

ESPECIFICACIONES

No.	CANTIDAD	DESCRIPCION	LONGITUD (M)
01	1	CABLE TIRANTE Ø 3/8"	35
02	2	CABLE DE SUSPENCIÓN Ø 3/8"	2.15
03	2	CABLE DE SUSPENCIÓN Ø 3/8"	1.85
04	2	CABLE DE SUSPENCIÓN Ø 3/8"	1.65
05	2	CABLE DE SUSPENCIÓN Ø 3/8"	1.55
06	1	CABLE DE SUSPENCIÓN Ø 3/8"	1.50
07	4	TUBOS DE HG SEGUN DIAMETRO	
08	2	GUARDACABO	
09	54	MORDAZA DE 3/8"	
10	15	MORDAZA Ø TIRANTE	
11	1	TENSOR 5/8"	
12	2	UNION DRESSER	

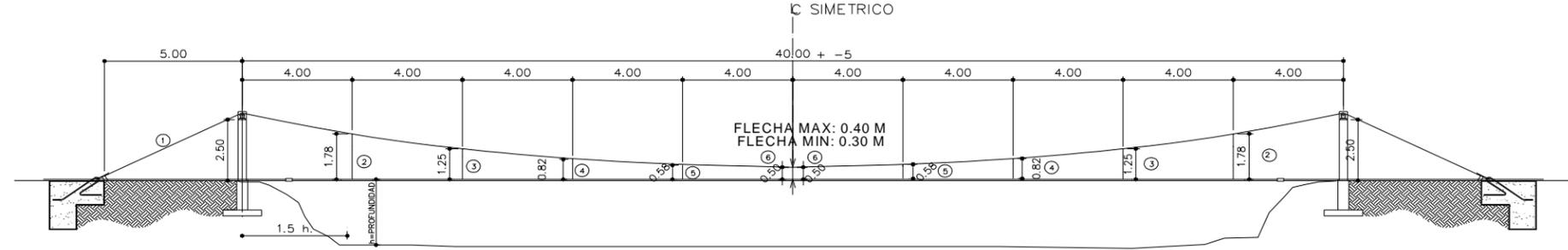
NOTAS GENERALES

A. MATERIALES

- CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A AL COMPRESION DE 210 kg/cm². (3000 lbs/pulg²) A LOS 28 DIAS PARA LA FUNDICION DE LAS COLUMNAS Y ZAPATAS.
- MAMPOSTERIA DE PIEDRA: PIEDRA BOLA 67% MORTERO 33%. EL MORTERO A UTILIZAR SABIETA PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA(1:2)
- ACERO DE REFUERZO: SE USARA REFUERZO GRADO 40 Ksi.
- CABLE DE ALAMBRE: SE USARA CABLE DE ACERO DE ARADO MEJORADO COMPUESTO DE 6 CORDONES DE 19 ALAMBRES POR CORDON CON ALMA DE ACERO CON UN DIAMETRO SEGUN PARA CADA USO.

B. VARIOS

- EL NIVEL DE CIMENTACION DE LAS ZAPATAS DEBERA SER EL MISMO PARA AMBAS COLUMNAS Y ESTAS ULTIMAS QUEDARAN PERFECTAMENTE ALINEADAS CON LOS MUERTOS RESPECTIVOS.
- LA ESTRUCTURA HA SIDO CALCULADA PARA UN SUELO CUYA CAPACIDAD SOPORTE NO SEA MENOR DE 15.0 TONELADAS POR METRO CUADRADO.
- EL RECUBRIMIENTO EN LAS COLUMNAS Y ZAPATAS SERA DE 4.0 Y 7.5 CM. RESPECTIVAMENTE Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL POSTO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
- LAS MORDAZAS DE EMPALME SE DEBERAN COLOCAR DE MODO QUE LA BASE DE LA MORDAZA SE HALLA EN CONTACTO CON LA PROLONGACION DEL CABLE.
- EL PUENTE HA SIDO DISEÑADO PARA EL USO EXCLUSIVO DEL PASO DE LA TUBERIA.
- A LOS GANCHOS DE ANCLAJE SE LES DEBERAN APLICAR DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA.
- TODAS LAS DIMENSIONES DADAS EN METROS.
- TODOS LOS EXTREMOS DEL CABLE DEBERAN PROTEGERSE CON 8 A 10 VUELTAS DE ALAMBRE GALVANIZADO.
- SI EL TERRENO TIENE PENDIENTE, LA LOCALIZACION DEL MUERTO ESTARA DEFINIDA CONSIDERANDO QUE EL CABLE TIENE UNA INCLINACION CON RELACION 1 VERTICAL 2 HORIZONTAL.
- PARA LA UBICACION DE TODO LOS PASOS AEREO VER PLANOS DE PLANTA PERFIL.

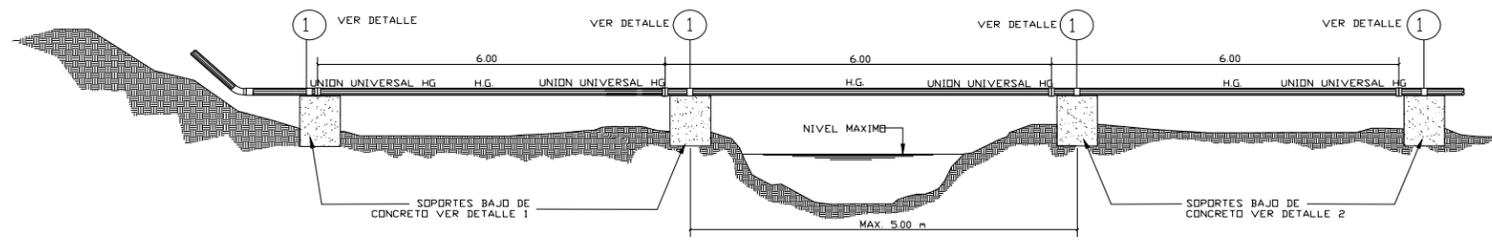


ELEVACIÓN PASO AÉREO DE 40 METROS DE LUZ

ESCALA: 1:100

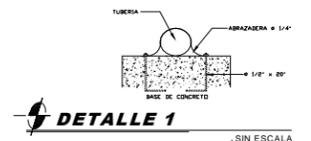
ESPECIFICACIONES

No.	CANTIDAD	DESCRIPCION	LONGITUD (M)
01	1	CABLE TIRANTE Ø 5/8"	60
02	2	CABLE DE SUSPENCIÓN Ø 3/8"	2.80
03	2	CABLE DE SUSPENCIÓN Ø 3/8"	2.20
04	2	CABLE DE SUSPENCIÓN Ø 3/8"	1.80
05	2	CABLE DE SUSPENCIÓN Ø 3/8"	1.60
06	1	CABLE DE SUSPENCIÓN Ø 3/8"	1.50
07	7	TUBOS DE HG SEGUN DIAMETRO	
08	2	GUARDACABO	
09	54	MORDAZA DE 3/8"	
10	15	MORDAZA Ø TIRANTE	
11	1	TENSOR 5/8"	
12	2	UNION DRESSER	

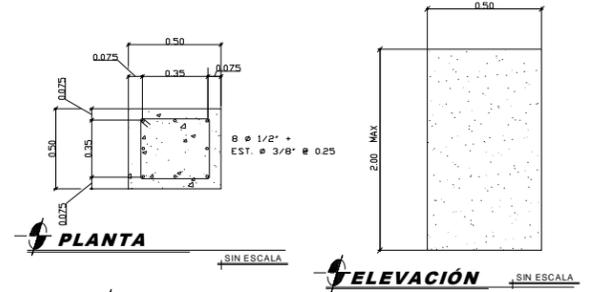


ELEVACIÓN PASO ZANJÓN TIPO C

ESCALA: 1:50

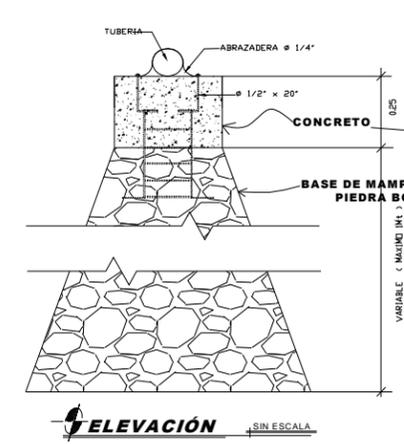


DETALLE 1

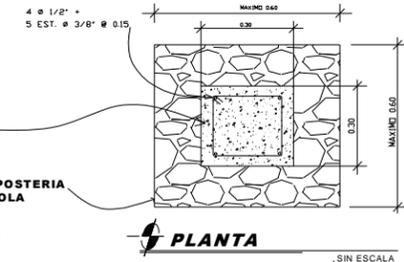


PLANTA

DETALLE 2



ELEVACIÓN



PLANTA

ESPECIFICACIONES ESPECIALES UBICACIÓN DE ANCLAJES

CANTIDAD	RANGO
23	E3 - E7
38	E8 - E18
74	E19 - E34
14	E64 - E66

VER PLANOS DE PLANTA PERFIL PARA LOCALIZAR LOS RANGOS DE ESTACIONES

ELEVACIÓN ANCLAJE DE TUBERIA A LA INTERPERIE

ESCALA: 1:50

DETALLE A (ANCLAJE DE TUBERIA)

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO

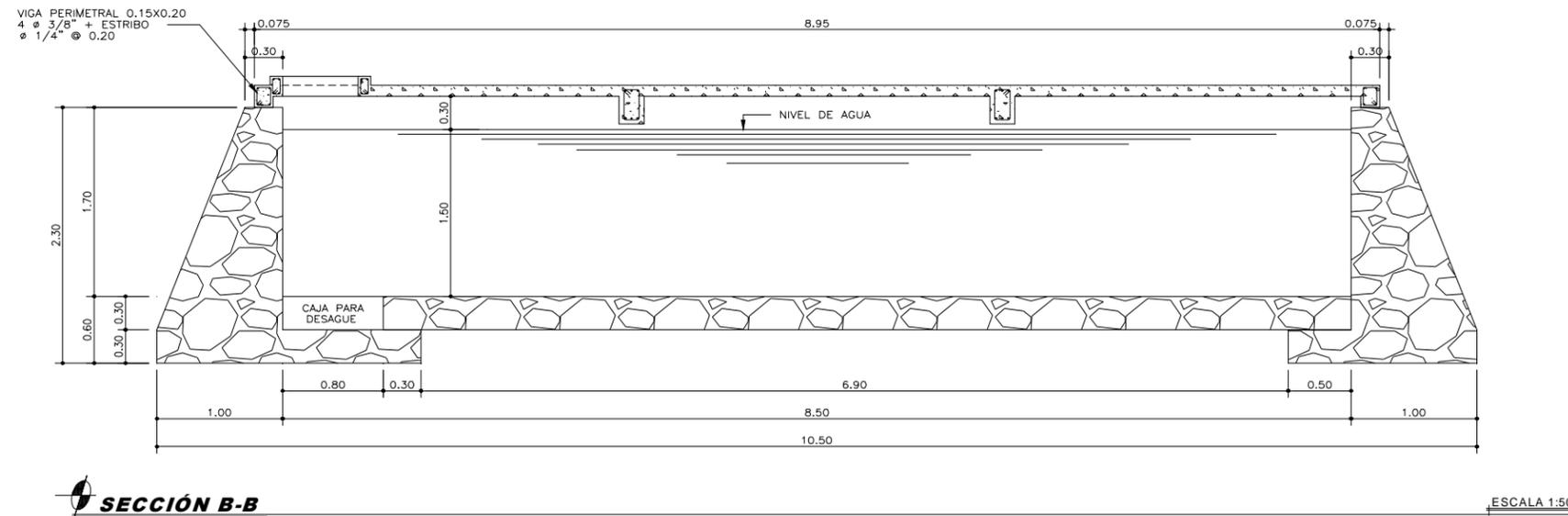
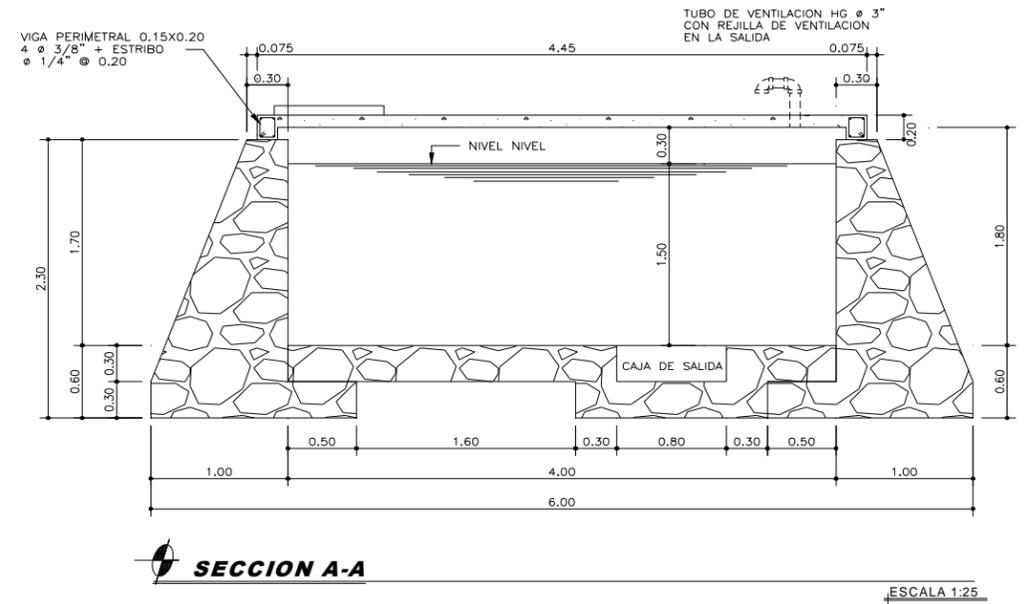
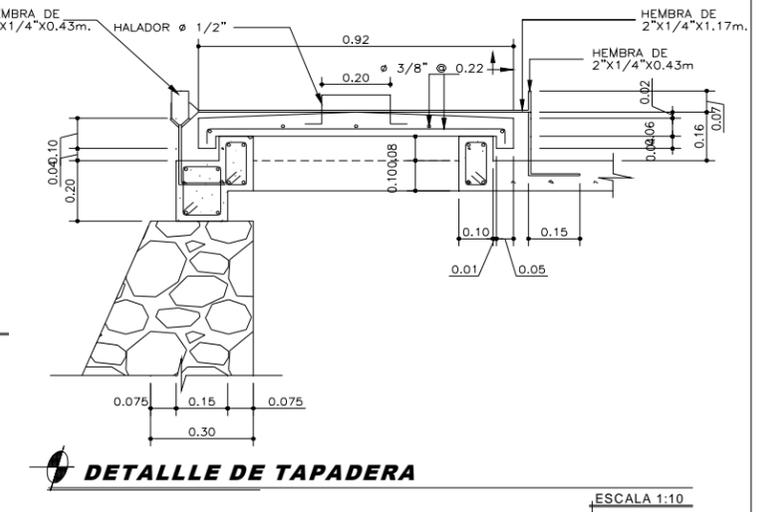
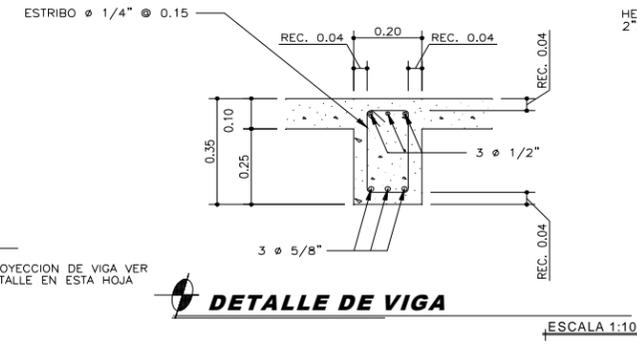
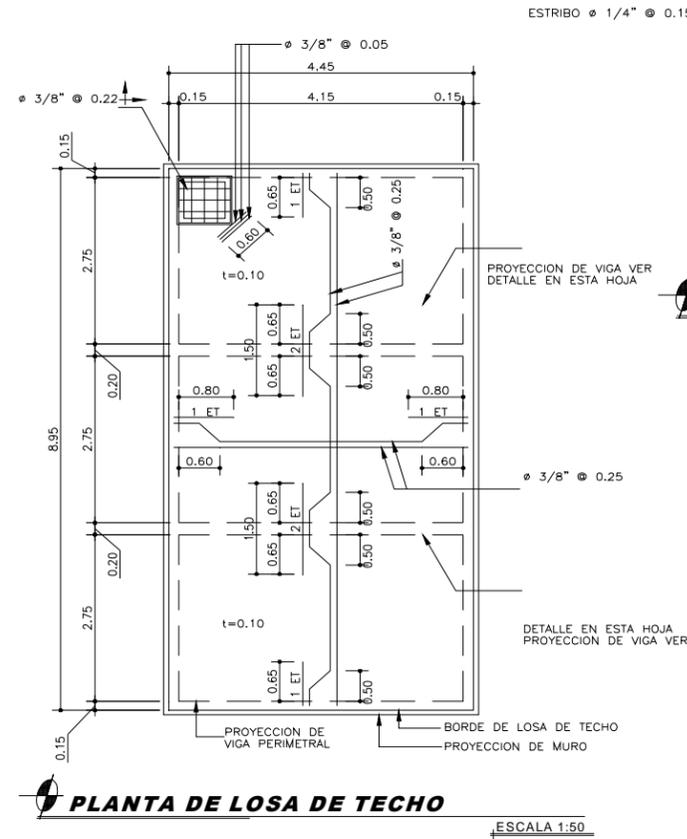
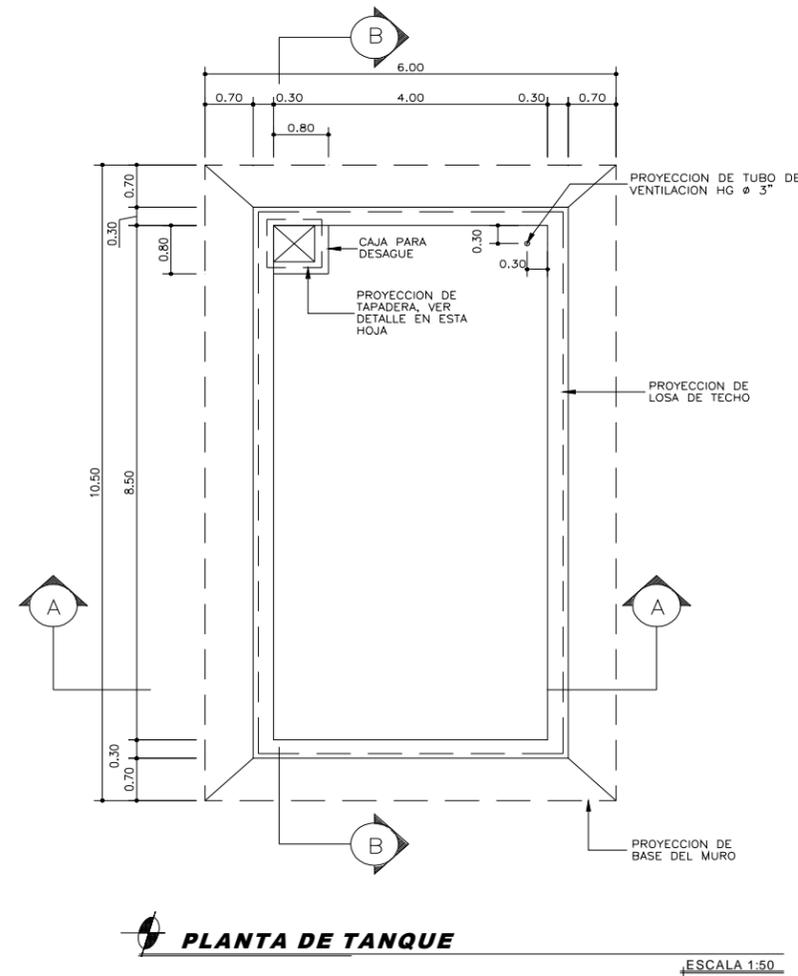
CONTENIDO: PASO AEREO DE 20 Y 40 Mts + PAZO ZANJÓN TIPO C + DETALLE DE ANCLAJE DE TUBERIA A LA INTERPERIE

ESTUDIANTE: JORGE SANDOVAL RAMIREZ **CARNET:** 2000-11015

Vo.Bo. **HQJA**

ING. JUAN MERCK ASESOR **PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL**

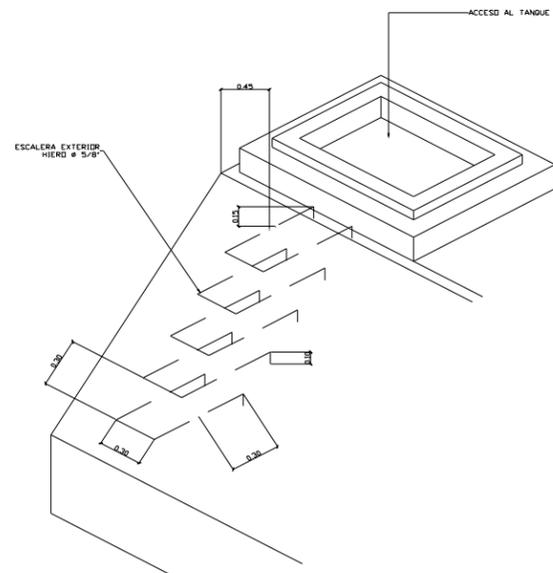
FECHA: ENERO 2006



NOTAS GENERALES

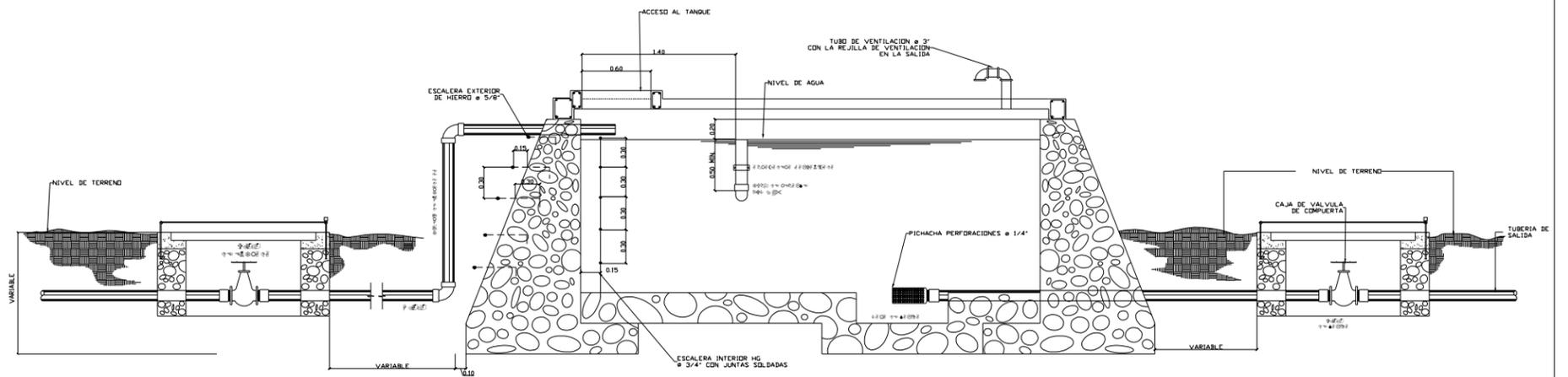
- MATERIALES**
- 1° CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 Kg/cm² (3000 lb/Pig²) A LOS 28 DIAS DDD.
 - 2° ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE fy = 2810 Kg/cm² (GRADO 40 KSI) ESPECIFICACION ASTM A615 DDD.
 - 3° VARIOS: LOS MUROS ESTAN DISENADOS PARA TRABAJAR TANTO SOBRE COMO BAJO TIERRA.
 - 4° TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
 - 5° LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 3cm, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 - 6° EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO.
 - 7° LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.
 - 8° LOS MUROS DE PIEDRA DEBERAN IMPERMEZABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE CEMENTO ARENA PROPORCION (1:2), DEBIDAMENTE ALISADA.
 - 9° LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE CONCRETO DEBERAN QUEDAR CERNIDAS CON CEMENTO ARENA.
 - 10° LOS MUROS DEL TANQUE SERAN DE MAMPOSTERIA: 67% PIEDRA BOLA 33% SABIETA-CEMENTO-ARENA 1:2
 - 11° EL RECUBRIMIENTO EN LA LOSA SERA DE 0.03m.

	<p>PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA PACACAY, ACATANANGO CHIMALTENANGO</p>	
	<p>CONTENIDO: TANQUE DE DISTRIBUCION DE 60M³ DE MAMPOSTERIA DETALLES ESTRUCTURALES</p>	
<p>DISEÑO: J.J.S.R</p>	<p>ESTUDIANTE: JORGE J SANDOVAL RAMIREZ</p>	<p>CARNET: 2000-11015</p>
<p>CALCULO: J.J.S.R</p>	<p>Vo.Bo.</p>	<p>H O J A</p>
<p>DIBUJO: J.J.S.R</p>	<p>ING. JUAN MERCK ASESOR</p>	
<p>ESCALA: INDICADA</p>	<p>PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL</p>	
<p>FECHA: ENERO 2006</p>	<p>ALCALDE MUNICIPAL</p>	



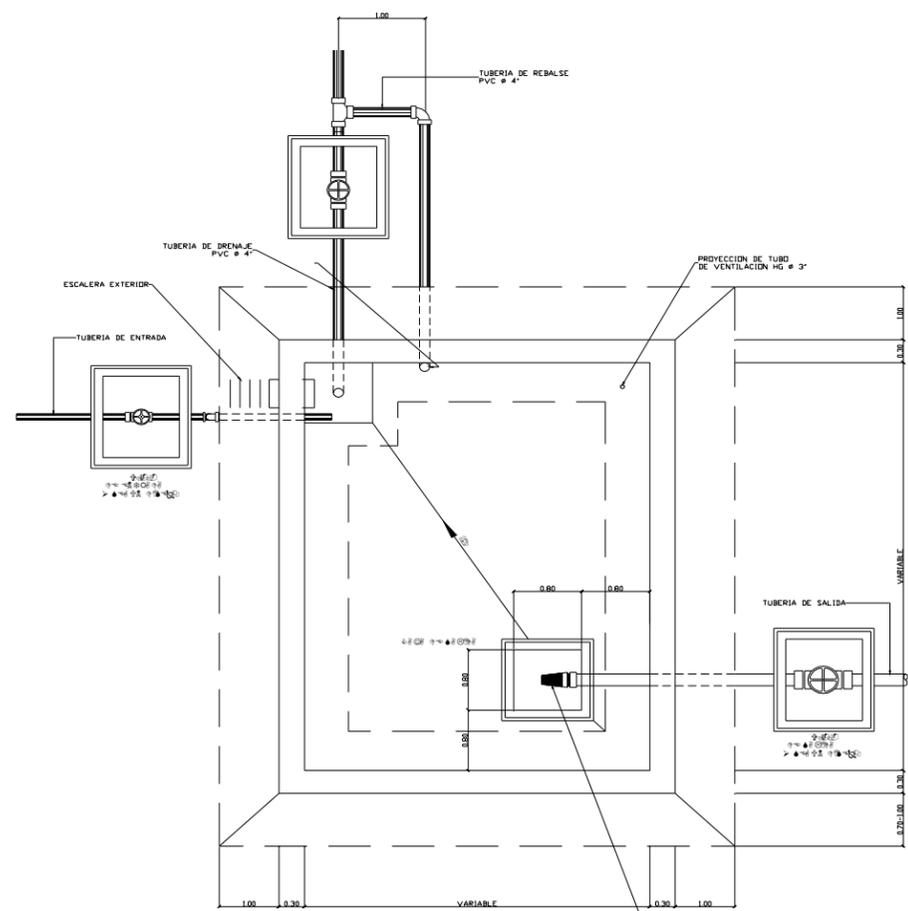
ISOMETRICO DE ESCALERA EXTERIOR

SIN ESCALA



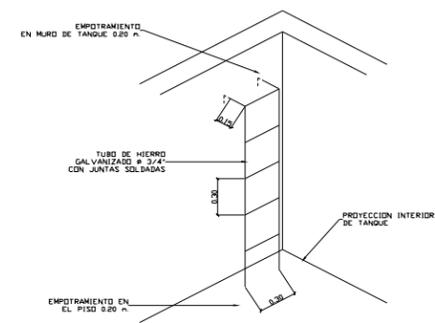
SECCION A-A

ESCALA 1:10



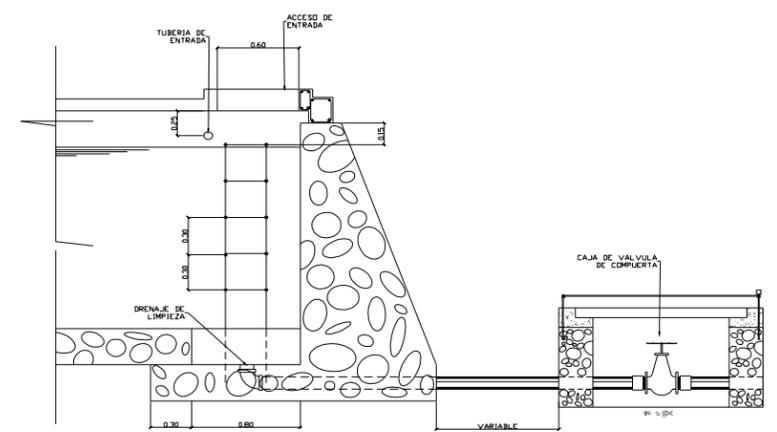
PLANTA TIPICA DE TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

SIN ESCALA



ISOMETRICO DE ESCALERA INTERIOR

SIN ESCALA



SECCION B-B

ESCALA 1:10



PROYECTO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDE
PACACAY, ACETENANGO CHIMALTENANGO

CONTENIDO: TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DE 50M³ DE MAMPOSTERIA
DETALLES GENERALES

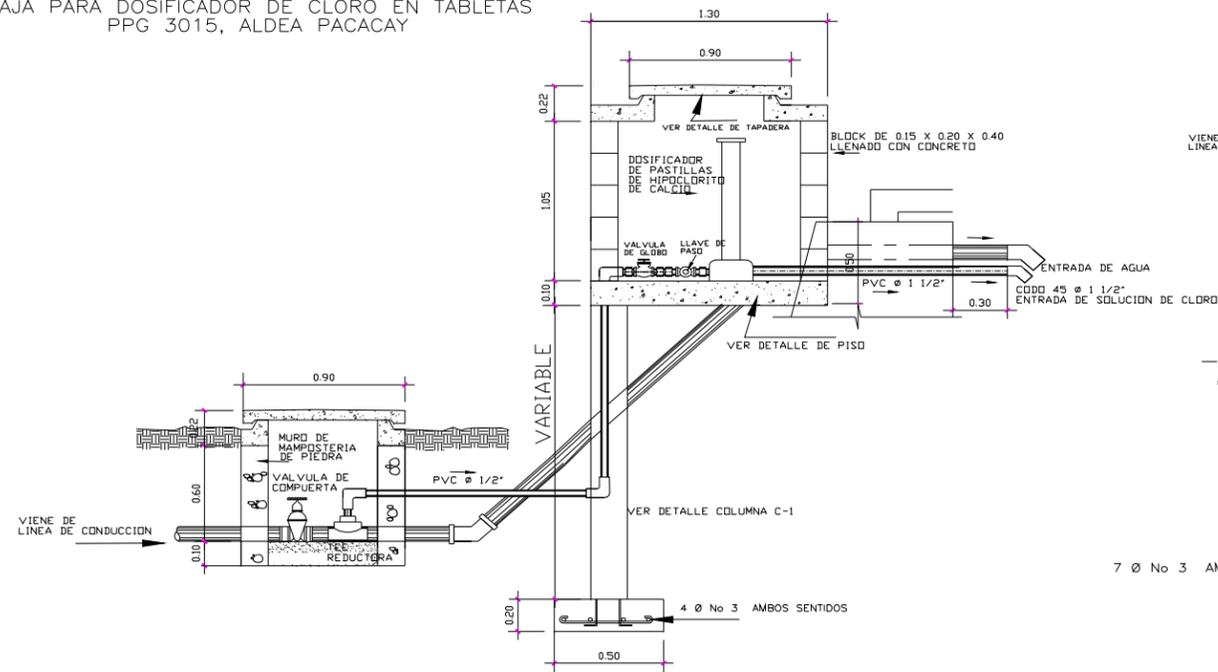
ESTUDIANTE: JORGE J SANDOVAL RAMÍREZ CARNET: 2000-11015

Vo.Bo. HOJA

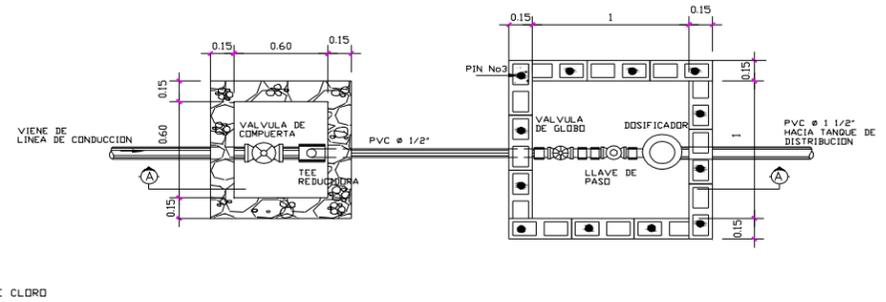
DISEÑO: J.J.S.R
CALCULO: J.J.S.R
DIBUJO: J.J.S.R
ESCALA: INDICADA
FECHA: ENERO 2006

ING. JUAN MERCK ASESOR PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL

CAJA PARA DOSIFICADOR DE CLORO EN TABLETAS
PPG 3015, ALDEA PACACAY



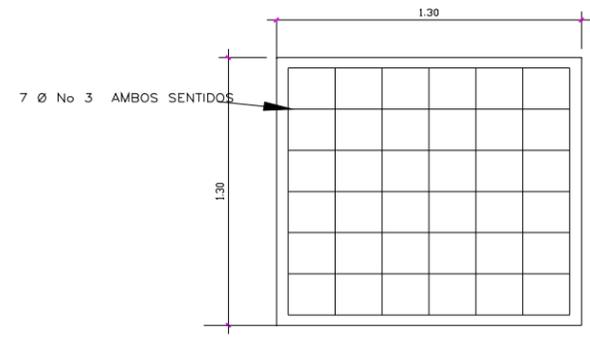
DETALLE DE ENTRADA AL TANQUE Y CAJA DE VALVULA A-A
SIN ESCALA



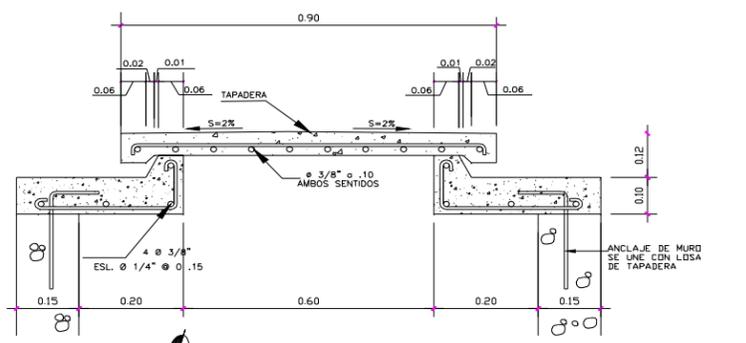
PLANTA DE ENTRADA AL TANQUE Y CAJA DE VALVULA
SIN ESCALA



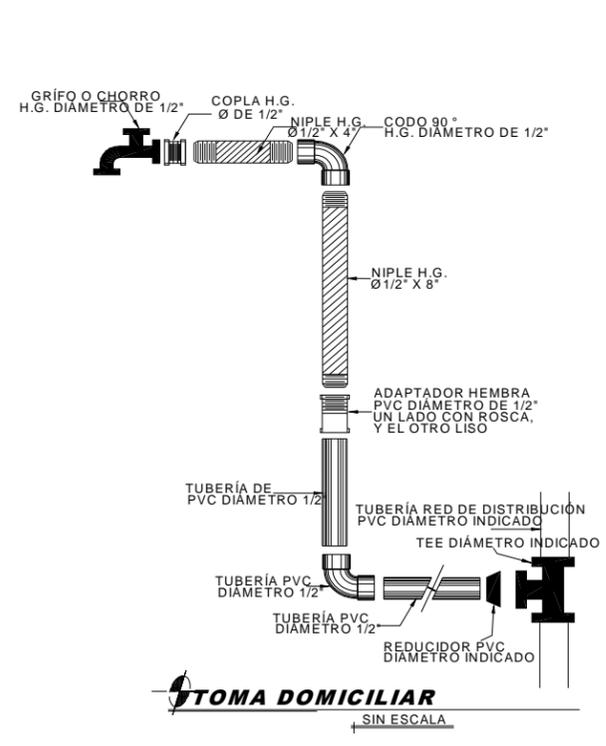
PLANTA DE ENTRADA AL TANQUE
SIN ESCALA



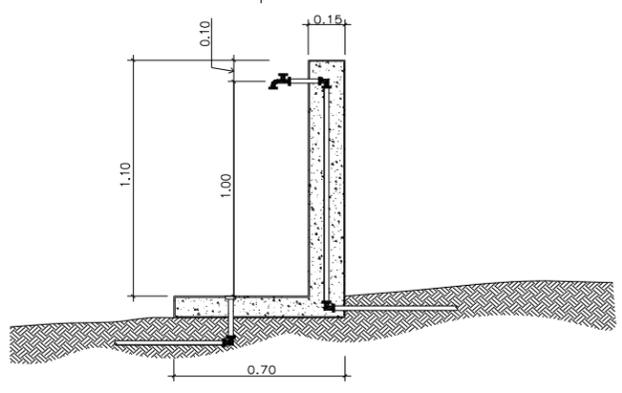
DETALLE DE PISO
SIN ESCALA



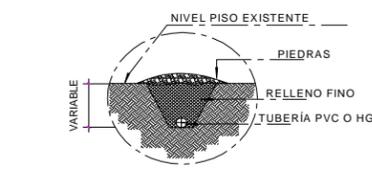
DETALLE DE TAPADERA
SIN ESCALA



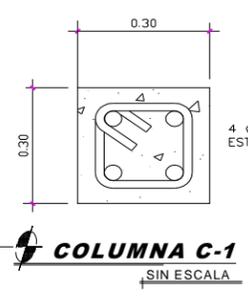
TOMA DOMICILIAR
SIN ESCALA



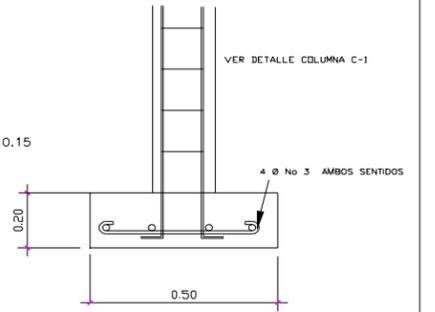
DETALLE DE TOMA DOMICILIAR
ESCALA: 1:20



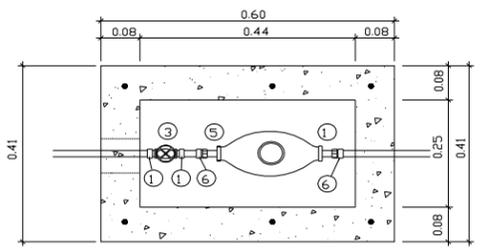
RELLENO DE TUBERÍA
CUANDO NO ES POSIBLE PROFUNDIZAR LA ZANJA
SIN ESCALA



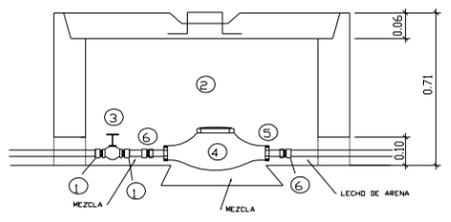
COLUMNA C-1
SIN ESCALA



DETALLE DE MURO
SIN ESCALA



DETALLE CAJA Y DECONTADOR DE AGUA
ESCALA: 1:20



1. ADAPTADOR MACHO PVC Ø 3/4"
2. CAJA DE CONCRETO PARA CONTADOR
3. LLAVE DE COMPUERTA DE Ø 3/4" Br.
4. CONTADOR Ø 3/4" BRONCE
5. NIPLE CONECTOR DE CONTADOR Ø 3/4"
6. ADAPTADOR HEMBRA PVC Ø 3/4"



PROYECTO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO

CONTENIDO:
DETALLE DEL HIPOCLORADOR +
TOMA DOMICILIAR

ESTUDIANTE:
JORGE J SANDOVAL RAMÍREZ

CARNET:
2000-11015

Vo.Bo. _____

ING. JUAN MERCK ASESOR

PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL

HQJA

APÈNDICE 2

Tabla XVII. Libreta topográfica

Sistema de alcantarillado sanitario aldea Pacacay

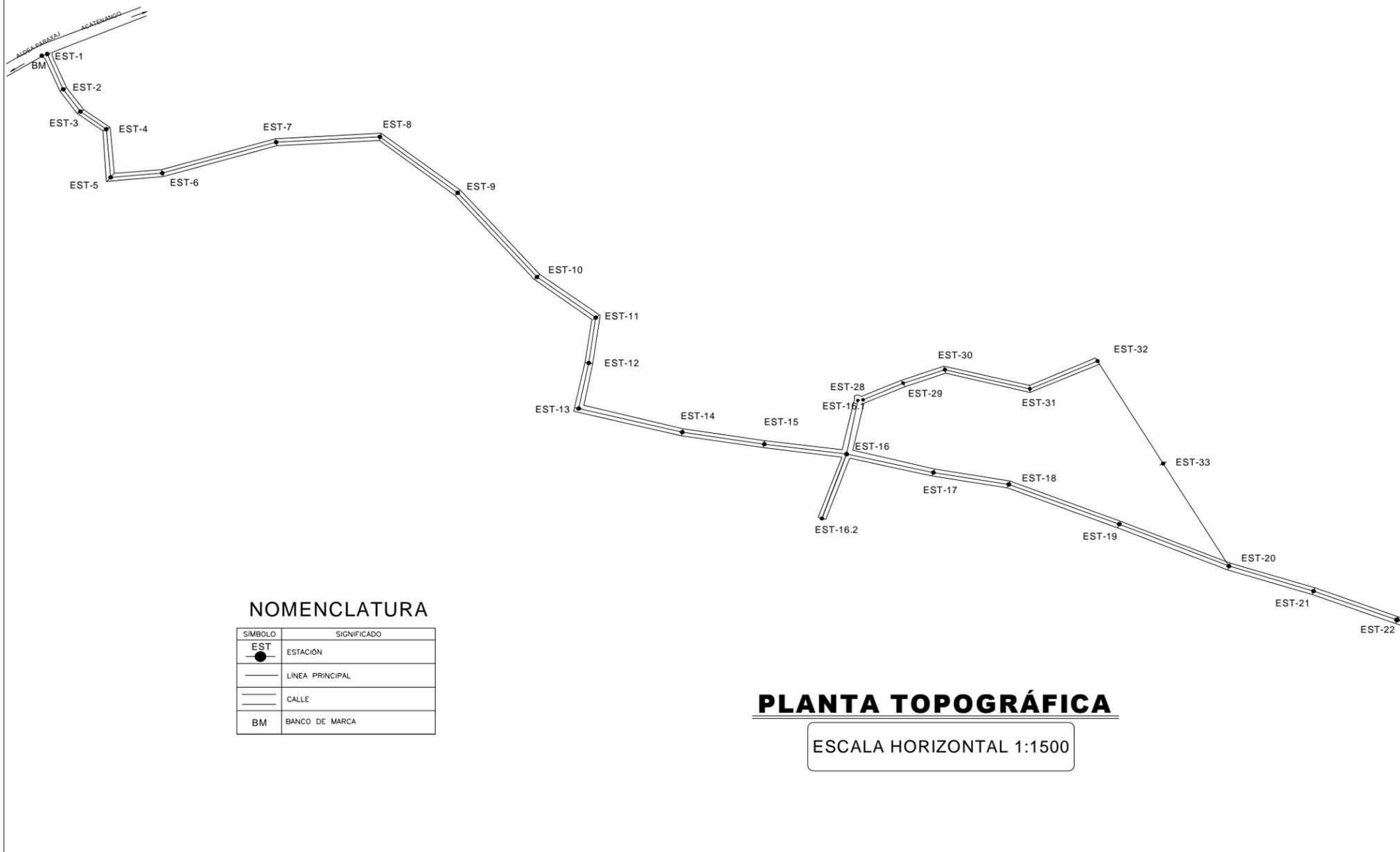
EST.	P.O.	AZIMUT			D. H.(m)	Cota	Caminamiento
		GRA. (°)	MIN. (')	SEG.(")			
	BM					999,839	
EST-1	EST-2	263	49	47	28,00	995,192	28,00
EST-2	EST-3	250	54	23	20,00	993,214	48,00
EST-3	EST-4	233	7	48	21,75	990,721	69,75
EST-4	EST-5	281	41	22	35,40	987,738	105,15
EST-5	EST-6	191	18	36	35,00	987,493	140,15
EST-6	EST-7	180	0	0	80,00	987,493	220,15
EST-7	EST-8	193	11	26	70,00	989,029	290,15
EST-8	EST-9	234	27	44	66,65	987,223	356,80
EST-9	EST-10	245	29	33	81,60	983,348	438,40
EST-10	EST-11	233	20	38	49,60	976,791	488,00
EST-11	EST-12	294	34	2	33,60	970,696	521,60
EST-12	EST-13	298	4	21	34,00	968,783	555,60
EST-13	EST-14	210	25	33	72,00	966,145	627,60
EST-14	EST-15	205	27	48	56,00	964,474	683,60
EST-15	EST-16	203	52	31	56,00	962,668	739,60
EST-16	EST-17	209	28	33	60,00	959,527	799,60
EST-17	EST-18	206	4	31	51,60	957,855	851,20
EST-18	EST-19	217	48	57	80,00	956,335	931,20
EST-19	EST-20	218	59	28	80,00	955,460	1011,20
EST-20	EST-21	214	17	13	60,00	955,240	1071,20
EST-21	EST-22	216	58	58	60,00	953,874	1131,20
EST-22	EST-23	216	58	58	41,00	953,289	1172,20
EST-23	EST-24	282	22	51	40,00	954,404	1212,20
EST-24	EST-25	283	23	33	50,60	952,398	1262,80
EST-25	EST-27	271	7	35	60,00	950,000	1322,80
EST-25	EST-26	188	58	21	40,00	952,160	1362,80
EST-16	EST-16.2	305	56	32	50,00	962,983	1412,80
EST-16	EST-16.1	117	21	0	40,00	961,983	1452,80
EST-16.1	EST-28	189	27	41	3,50	961,822	1456,30
EST-28	EST-29	172	14	5	29,70	959,623	1486,00
EST-29	EST-30	176	54	21	29,80	957,596	1515,80
EST-30	EST-31	210	15	23	59,00	956,348	1574,80
EST-31	EST-32	172	20	58	50,00	955,158	1624,80
EST-32	EST-33	255	54	51	87,17	955,310	1711,97
EST-33	EST-20	255	54	51	87,17	955,460	1799,14

Tabla XVIII. Memoria de cálculo hidráulico del sistema

De	A	Cotas terreno		DH (M)	S (%) TERR.	Casas		Hab. a Servir		Fact. Harmond		Fqm l/s/hab	qdis. (L/s)	
		Inicio	Final			LOC	ACU	ACT.	FUT.	ACT.	FUT.		ACT.	FUT.
PV 1	PV 2	999,839	995,192	28,000	16,596	2	2	8	22	4,42	4,37	0,003	0,106	0,29
PV 2	PV 3	995,192	993,214	20,000	9,890	3	5	20	56	4,38	4,30	0,003	0,263	0,72
PV 3	PV 4	993,214	990,721	21,750	11,462	1	6	24	67	4,37	4,29	0,003	0,315	0,87
PV 4	PV 5	992,003	987,738	35,400	12,048	2	8	32	90	4,35	4,26	0,003	0,418	1,15
PV 5	PV 6	987,738	987,493	35,000	0,700	2	10	40	112	4,33	4,23	0,003	0,52	1,42
PV 6	PV 7	987,493	987,493	80,000	0,000	6	16	64	180	4,29	4,16	0,003	0,824	2,24
PV 7	PV 8	987,493	989,029	70,000	-2,194	4	20	80	225	4,27	4,13	0,003	1,025	2,78
PV 8	PV 9	989,029	987,223	66,650	2,710	3	23	92	258	4,25	4,11	0,003	1,174	3,18
PV 9	PV 10	987,223	983,348	81,600	4,749	8	31	124	348	4,22	4,05	0,003	1,569	4,23
PV 10	PV 11	983,348	976,791	49,600	13,220	3	34	136	382	4,20	4,03	0,003	1,715	4,62
PV 11	PV 12	976,791	970,696	33,600	18,140	0	34	136	382	4,20	4,03	0,003	1,715	4,62
PV 12	PV13	970,696	968,783	34,000	5,626	0	34	136	382	4,20	4,03	0,003	1,715	4,62
PV13	PV14	968,783	966,145	72,000	3,664	3	37	148	415	4,19	4,01	0,003	1,862	5
PV14	PV15	966,145	964,474	56,000	2,984	4	41	164	460	4,18	3,99	0,003	2,056	5,51
PV15	PV16	964,474	962,668	56,000	3,225	6	47	188	528	4,16	3,96	0,003	2,345	6,27
PV16.1	PV16	961,983	962,668	40,000	-1,713	5	5	20	56	4,38	4,30	0,003	0,263	0,72
PV16.2	PV16	962,983	962,668	50,000	0,630	2	2	8	22	4,42	4,37	0,003	0,106	0,29
PV16	PV17	962,668	959,527	60,000	5,235	5	59	236	662	4,12	3,91	0,003	2,918	7,77
PV17	PV18	959,527	957,855	51,600	3,240	5	64	256	719	4,11	3,89	0,003	3,154	8,38
PV18	PV19	957,855	956,335	80,000	1,900	3	67	268	752	4,10	3,88	0,003	3,296	8,75
PV19	PV20	956,335	955,460	80,000	1,094	1	68	272	763	4,10	3,87	0,003	3,343	8,87
PV28	PV29	961,822	959,623	29,700	7,404	5	5	20	56	4,38	4,30	0,003	0,263	0,72
PV29	PV30	959,623	957,596	29,800	6,802	7	12	48	135	4,32	4,21	0,003	0,622	1,7
PV30	PV31	957,596	956,348	59,000	2,115	8	20	80	225	4,27	4,13	0,003	1,025	2,78
PV31	PV32	956,348	955,158	50,000	2,380	2	22	88	247	4,26	4,11	0,003	1,124	3,05
PV32	PV33	955,158	955,310	87,168	-0,174	0	22	88	247	4,26	4,11	0,003	1,124	3,05
PV33	PV20	955,310	955,460	87,168	-0,172	0	22	88	247	4,26	4,11	0,003	1,124	3,05
PV20	PV21	955,460	955,240	60,000	0,367	1	91	364	1022	4,04	3,79	0,003	4,413	11,6
PV21	PV22	955,240	953,874	60,000	2,277	0	91	364	1022	4,04	3,79	0,003	4,413	11,6
PV22	PV23	953,874	953,289	41,000	1,427	0	91	364	1022	4,04	3,79	0,003	4,413	11,6
PV23	PV24	953,289	954,404	40,000	-2,788	2	93	372	1044	4,04	3,79	0,003	4,505	11,9
PV24	PV25	954,404	952,398	50,600	3,964	2	95	380	1067	4,03	3,78	0,003	4,597	12,1
PV26	PV25	952,160	952,398	40,000	-0,595	5	5	20	56	4,38	4,30	0,003	0,263	0,72
PV25	PV27	952,398	950,000	60,000	3,997	0	100	400	1123	4,02	3,77	0,003	4,827	12,7

.....Continua tabla XVI

DIAM. (Plg)	S (%) TUBO	Sección Llena		Rel. d / D		v= 0.3 - 3.0		Cota Invert		Prof. de PV		Diámetro de PV	
		Vel. (m/s)	Q (l/s)	ACT.	FUT.	ACT.	FUT.	SALIDA	ENTRADA	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
6	15,00	3,79	69,12	0,029	0,047	0,68	0,93	998,39	994,19	1,45	1,15	1,66	1,66
6	9,75	3,05	55,73	0,049	0,079	0,77	1,05	994,16	992,21	1,18	1,16	1,66	1,66
6	11,40	3,30	60,26	0,052	0,083	0,87	1,18	992,18	989,70	1,19	1,17	1,66	1,66
6	9,00	2,94	53,54	0,062	0,101	0,87	1,18	989,67	986,48	2,48	1,40	1,96	1,66
6	2,00	1,38	25,24	0,099	0,161	0,55	0,75	986,45	985,75	1,43	1,89	1,66	1,66
6	1,00	0,98	17,85	0,146	0,239	0,50	0,67	985,72	984,92	1,92	2,72	1,66	1,96
6	1,00	0,98	17,85	0,162	0,266	0,53	0,71	984,89	984,19	2,75	4,99	1,96	2,21
6	1,00	0,98	17,85	0,173	0,285	0,55	0,74	984,16	983,50	5,02	3,88	2,21	1,96
6	2,00	1,38	25,24	0,169	0,276	0,77	1,03	983,47	981,84	3,91	1,66	1,96	1,66
6	12,30	3,43	62,59	0,113	0,183	1,49	2,00	981,81	975,70	1,69	1,24	1,66	1,66
6	18,00	4,15	75,72	0,103	0,167	1,70	2,29	975,67	969,63	1,27	1,22	1,66	1,66
6	5,60	2,32	42,23	0,137	0,223	1,13	1,52	969,60	967,69	1,25	1,24	1,66	1,66
6	3,70	1,88	34,33	0,158	0,257	1,00	1,34	967,66	965,00	1,27	1,30	1,66	1,66
6	3,50	1,83	33,39	0,168	0,274	1,01	1,35	964,97	963,01	1,33	1,62	1,66	1,66
6	3,50	1,83	33,39	0,179	0,293	1,05	1,40	962,98	961,02	1,65	1,80	1,66	1,66
6	1,60	1,24	22,57	0,075	0,122	0,41	0,56	960,63	959,99	1,35	2,83	1,66	1,96
6	3,20	1,75	31,92	0,042	0,067	0,40	0,54	961,63	960,03	1,35	2,79	1,66	1,96
6	4,00	1,96	35,69	0,193	0,316	1,18	1,56	959,81	957,41	2,86	2,26	1,96	1,96
6	3,00	1,69	30,91	0,215	0,355	1,09	1,44	957,38	955,84	2,29	2,17	1,96	1,96
6	2,00	1,38	25,24	0,244	0,406	0,96	1,26	955,81	954,21	2,20	2,28	1,96	1,96
6	1,50	1,20	21,86	0,264	0,443	0,87	1,14	954,18	952,98	2,31	2,64	1,96	1,96
6	5,00	2,19	39,91	0,057	0,093	0,61	0,84	959,97	958,49	1,85	1,29	1,66	1,66
6	6,50	2,49	45,50	0,081	0,132	0,87	1,19	958,46	956,52	1,32	1,23	1,66	1,66
6	2,20	1,45	26,47	0,134	0,218	0,70	0,94	956,49	955,19	1,26	1,31	1,66	1,66
6	2,20	1,45	26,47	0,14	0,229	0,72	0,97	955,16	954,06	1,34	1,25	1,66	1,66
6	1,00	0,98	17,85	0,17	0,279	0,55	0,73	954,03	953,16	1,28	2,30	1,66	1,96
6	1,00	0,98	17,85	0,17	0,279	0,55	0,73	953,13	952,26	2,33	3,35	1,96	1,96
6	1,00	0,98	17,85	0,338	0,588	0,81	1,04	952,08	951,48	3,38	3,91	1,96	1,96
6	1,00	0,98	17,85	0,338	0,588	0,81	1,04	951,45	950,85	3,94	3,18	1,96	1,96
6	1,00	0,98	17,85	0,338	0,588	0,81	1,04	950,82	950,41	3,21	3,03	1,96	1,96
6	1,00	0,98	17,85	0,342	0,595	0,81	1,05	950,38	949,98	3,06	4,58	1,96	2,21
6	1,00	0,98	17,85	0,346	0,603	0,82	1,05	949,95	949,44	4,61	3,11	2,21	1,96
6	2,00	1,38	25,24	0,071	0,116	0,45	0,61	950,81	950,01	1,35	2,54	1,66	1,96
6	3,80	1,91	34,79	0,251	0,417	1,34	1,76	949,26	946,98	3,14	3,17	1,96	1,96



LIBRETA TOPOGRÁFICA

EST.	P.O.	AZIMUT			D. H.(Mts)	Cota	Caminamiento
		GRA. (°)	MIN. (")	SEG. (")			
	BM				999.839		
EST-1	EST-2	263	49	47	28.00	995.192	28.00
EST-2	EST-3	250	54	23	20.00	993.214	48.00
EST-3	EST-4	233	7	48	21.75	990.721	69.75
EST-4	EST-5	281	41	22	35.40	987.738	105.15
EST-5	EST-6	191	18	36	35.00	987.493	140.15
EST-6	EST-7	180	0	0	80.00	987.493	220.15
EST-7	EST-8	193	11	26	70.00	989.029	290.15
EST-8	EST-9	234	27	44	66.65	987.223	356.80
EST-9	EST-10	245	29	33	81.60	983.348	438.40
EST-10	EST-11	233	20	38	49.60	976.791	488.00
EST-11	EST-12	294	34	2	33.60	970.696	521.60
EST-12	EST-13	298	4	21	34.00	968.783	555.60
EST-13	EST-14	210	25	33	72.00	966.145	627.60
EST-14	EST-15	205	27	48	56.00	964.474	683.60
EST-15	EST-16	203	52	31	56.00	962.668	739.60
EST-16	EST-17	209	28	33	60.00	959.527	799.60
EST-17	EST-18	206	4	31	51.60	957.855	851.20
EST-18	EST-19	217	48	57	80.00	956.335	931.20
EST-19	EST-20	218	59	28	80.00	955.460	1011.20
EST-20	EST-21	214	17	13	60.00	955.240	1071.20
EST-21	EST-22	216	58	58	60.00	953.874	1131.20
EST-22	EST-23	216	58	58	41.00	953.289	1172.20
EST-23	EST-24	282	22	51	40.00	954.404	1212.20
EST-24	EST-25	283	23	33	50.60	952.398	1262.80
EST-25	EST-27	271	7	35	60.00	950.000	1322.80
EST-25	EST-26	188	58	21	40.00	952.160	1362.80
EST-16	EST-16.2	305	56	32	50.00	962.983	1412.80
EST-16	EST-16.1	117	21	0	40.00	961.983	1452.80
EST-16.1	EST-28	189	27	41	3.50	961.822	1456.30
EST-28	EST-29	172	14	5	29.70	959.623	1486.00
EST-29	EST-30	176	54	21	29.80	957.596	1515.80
EST-30	EST-31	210	15	23	59.00	956.348	1574.80
EST-31	EST-32	172	20	58	50.00	955.158	1624.80
EST-32	EST-33	255	54	51	87.17	955.310	1711.97
EST-33	EST-20	255	54	51	87.17	955.460	1799.14

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
EST	ESTACION
—	LÍNEA PRINCIPAL
—	CALLE
BM	BANCO DE MARCA

PLANTA TOPOGRÁFICA

ESCALA HORIZONTAL 1:1500



PROYECTO:
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA PACACAY,
ACATENANGO CHIMALTENANGO

DISEÑO: J.J.S.R
CALCULO: J.J.S.R
DIBUJO: J.J.S.R
ESCALA: INDICADA
FECHA: ENERO 2006

CONTENIDO:
PLANO TOPOGRÁFICO

ESTUDIANTE:
JORGE J SANDOVAL RAMÍREZ
CARNET: 2000-11015

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR
PROF. GERARDO MONTUFAR
ALCALDE MUNICIPAL



NOMENCLATURA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	VIVIENDA
	IGLESIA
	ESCUELA
	LÍNEA PRINCIPAL
	CALLE

DENSIDAD DE VIVIENDA

ESCALA HORIZONTAL 1:1500

LIBRETA TOPOGRÁFICA

EST.	P.O.	AZIMUT			D. H.(Ms)	Cota	Caminamiento
		GRA (°)	MIN (")	SEG (")			
	BM				999.839		
EST-1	EST-2	263	49	47	28.00	995.192	28.00
EST-2	EST-3	230	54	23	20.00	993.214	48.00
EST-3	EST-4	233	7	48	21.75	990.721	69.75
EST-4	EST-5	281	41	22	35.40	987.738	105.15
EST-5	EST-6	191	18	36	35.00	987.493	140.15
EST-6	EST-7	180	0	0	80.00	987.493	220.15
EST-7	EST-8	193	11	26	70.00	989.029	290.15
EST-8	EST-9	234	27	44	66.65	987.223	356.80
EST-9	EST-10	245	29	33	81.60	983.348	438.40
EST-10	EST-11	233	20	38	49.60	976.791	488.00
EST-11	EST-12	294	34	2	33.60	970.696	521.60
EST-12	EST-13	298	4	21	34.00	968.783	555.60
EST-13	EST-14	210	25	33	72.00	966.145	627.60
EST-14	EST-15	205	27	48	56.00	964.474	683.60
EST-15	EST-16	203	52	31	56.00	962.668	739.60
EST-16	EST-17	209	28	33	60.00	959.527	799.60
EST-17	EST-18	206	4	31	51.80	957.855	851.20
EST-18	EST-19	217	48	57	80.00	956.335	931.20
EST-19	EST-20	218	59	28	80.00	955.460	1011.20
EST-20	EST-21	214	17	13	60.00	955.240	1071.20
EST-21	EST-22	216	58	58	60.00	953.874	1131.20
EST-22	EST-23	216	58	58	41.00	953.289	1172.20
EST-23	EST-24	282	22	51	40.00	954.404	1212.20
EST-24	EST-25	283	23	33	50.60	952.398	1262.80
EST-25	EST-27	271	7	35	60.00	950.000	1322.80
EST-25	EST-26	188	58	21	40.00	952.160	1362.80
EST-16	EST-16.2	305	56	32	50.00	952.983	1412.80
EST-16	EST-16.1	117	21	0	40.00	951.983	1452.80
EST-16.1	EST-28	189	27	41	3.50	951.822	1456.30
EST-28	EST-29	172	14	5	29.70	959.623	1486.00
EST-29	EST-30	176	54	21	29.80	957.596	1515.80
EST-30	EST-31	210	15	23	59.00	956.348	1574.80
EST-31	EST-32	172	20	58	50.00	955.158	1624.80
EST-32	EST-33	255	54	51	87.17	955.310	1711.97
EST-33	EST-20	255	54	51	87.17	955.460	1799.14

DISEÑO: J.J.S.R
CALCULO: J.J.S.R
DIBUJO: J.J.S.R
ESCALA: INDICADA
FECHA: ENERO 2006

PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO

 CONTENIDO: PLANO DE DENSIDAD DE VIVIENDA

 ESTUDIANTE: JORGE J SANDOVAL RAMÍREZ CARNET: 2000-11015

 ING. JUAN MERCK COS ASESOR PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL



NOMENCLATURA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
●	POZO DE VISITA EN PLANTA
⊥	POZO DE VISITA EN PERFIL
≡	COLECTOR PRICIPAL
S=	PENDIENTE DE COLECTOR
L=	LONGITUD DEL COLECTOR
Ø=	DIÁMETRO DEL COLECTOR
CT=	COTA DE TERRENO
INVER SAL	COTA INVERT DE SALIDA
INVER ENT	COTA INVERT DE ENTRADA
HP	ALTURA DE POZO
PVS	INDICA POZO DE VISITA
→	DIRECCIÓN DEL FLUJO

PLANTA GENERAL RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

ESCALA HORIZONTAL 1:1500



1. OBJETIVO
 2. ALCANTARILLADO
 3. ALCANTARILLADO
 4. ALCANTARILLADO

PROYECTO:
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO

CONTENIDO:
PLANTA GENERAL DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

ESTUDIANTE:
JORGE J SANDOVAL RAMÍREZ

FECHA:
ENERO 2006

CARNET:
2000-11015

PROF. GERARDO MONTUFAR
ALCALDE MUNICIPAL

DISEÑO: J.J.S.R

CALCULO: J.J.S.R

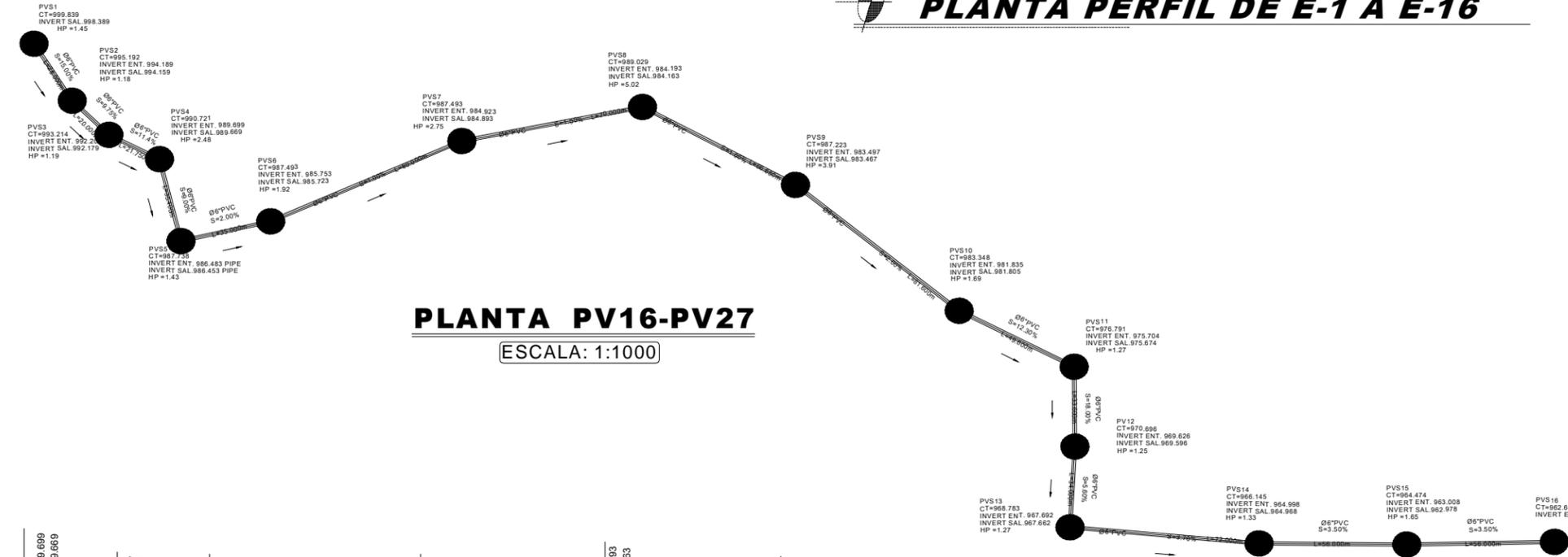
DIBUJO: J.J.S.R

ESCALA: INDICADA

HOJA



PLANTA PERFIL DE E-1 A E-16

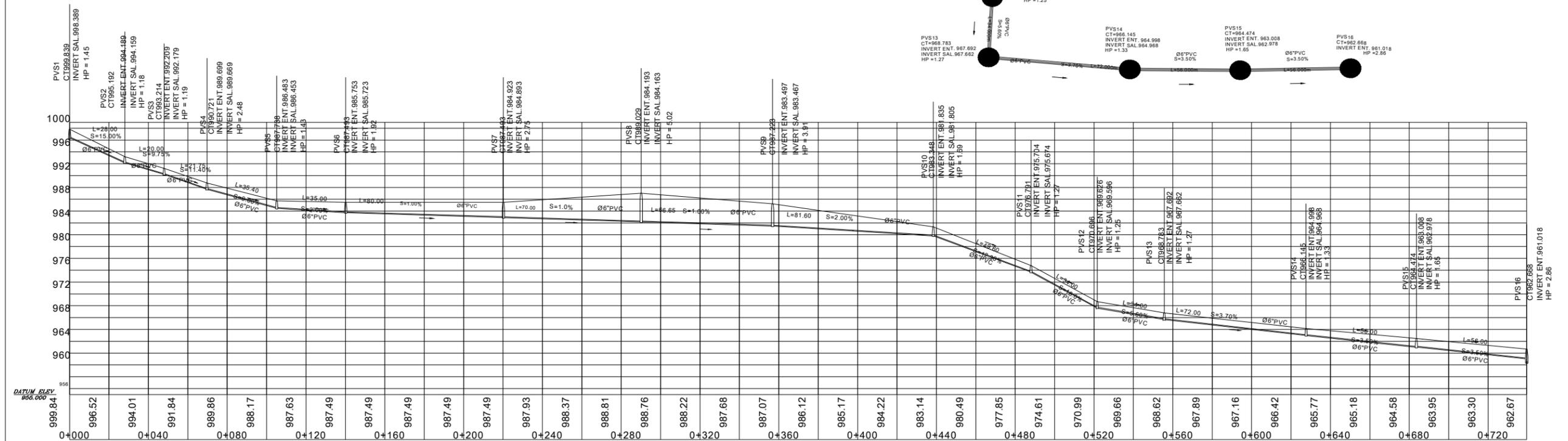


PLANTA PV16-PV27

ESCALA: 1:1000

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
●	POZO DE VISITA EN PLANTA
○	POZO DE VISITA EN PERFIL
≡	COLECTOR PRICIPAL
S	PENDIENTE DE COLECTOR
L	LONGITUD DEL COLECTOR
Ø	DIÁMETRO DEL COLECTOR
CT	COTA DE TERRENO
INVER SAL	COTA INVERT DE SALIDA
INVER ENT	COTA INVERT DE ENTRADA
HP	ALTURA DE POZO
PVS	INDICA POZO DE VISITA
→	DIRECCIÓN DEL FLUJO



PERFIL E-1 - E-16

ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:300



PROYECTO:
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA PACACAY,
ACATENANGO CHIMALTENANGO

CONTENIDO:
PLANTA PERFIL

ESTUDIANTE:
JORGE J SANDOVAL RAMÍREZ

CARNET:
2000-11015

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR

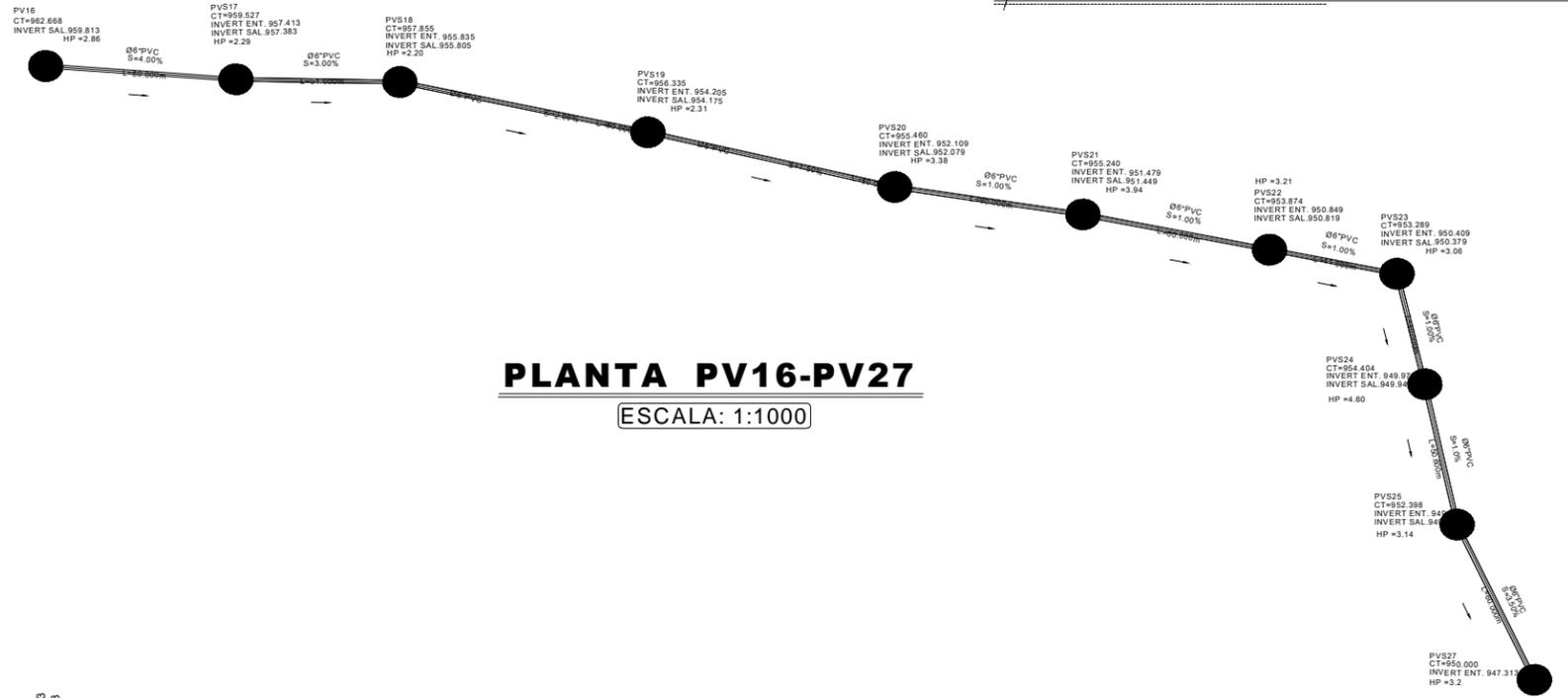
PROF. GERARDO MONTUFAR
ALCALDE MUNICIPAL

DISERNO:	J.J.S.R
CALCULO:	J.J.S.R
DIBUJO:	J.J.S.R
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	ENERO 2006





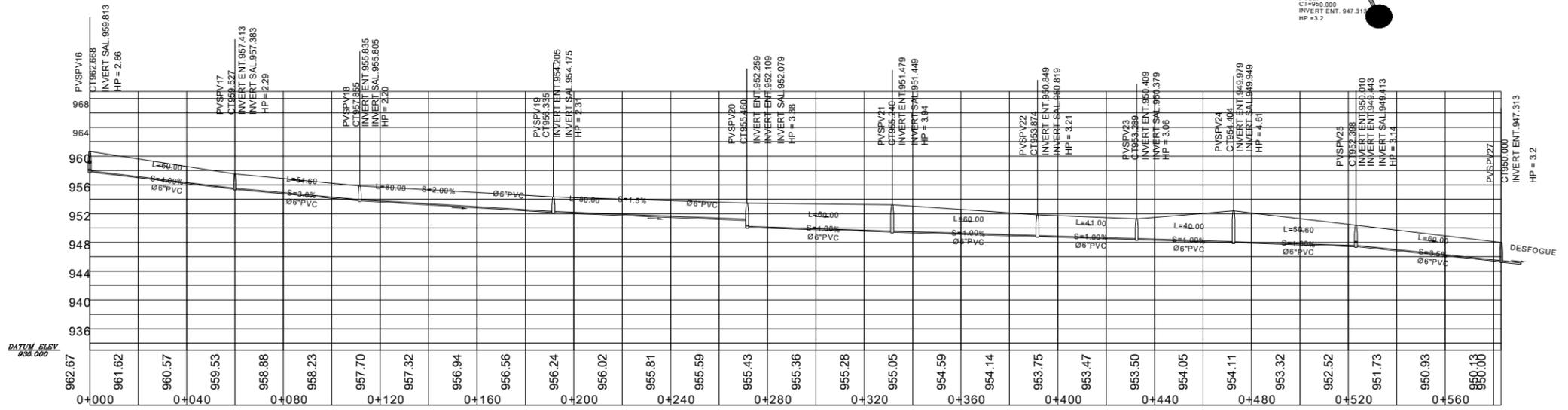
PLANTA PERFIL DE E-16 A E-27



PLANTA PV16-PV27
ESCALA: 1:1000

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
●	POZO DE VISITA EN PLANTA
○	POZO DE VISITA EN PERFIL
≡	COLECTOR PRICIPAL
S	PENDIENTE DE COLECTOR
L	LONGITUD DEL COLECTOR
Ø	DIÁMETRO DEL COLECTOR
CT	COTA DE TERRENO
INVER SAL	COTA INVERT DE SALIDA
INVER ENT	COTA INVERT DE ENTRADA
HP	ALTURA DE POZO
PVS	INDICA POZO DE VISITA
→	DIRECCIÓN DEL FLUJO



PERFIL E-16 - E-27
ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:300

PROYECTO:
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA PACACAY,
ACATENANGO CHIMALTENANGO

CONTENIDO:
PLANTA PERFIL

ESTUDIANTE:
JORGE J SANDOVAL RAMIREZ

CARNET:
2000-11015

DISEÑO: J.J.S.R

CALCULO: J.J.S.R

DIBUJO: J.J.S.R

ESCALA: INDICADA

FECHA: ENERO 2006

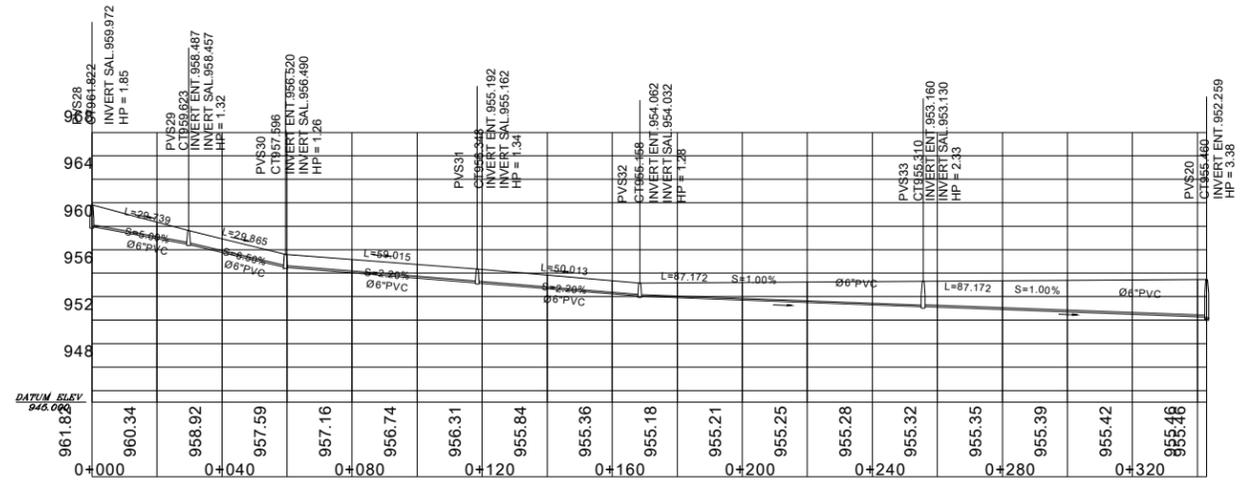
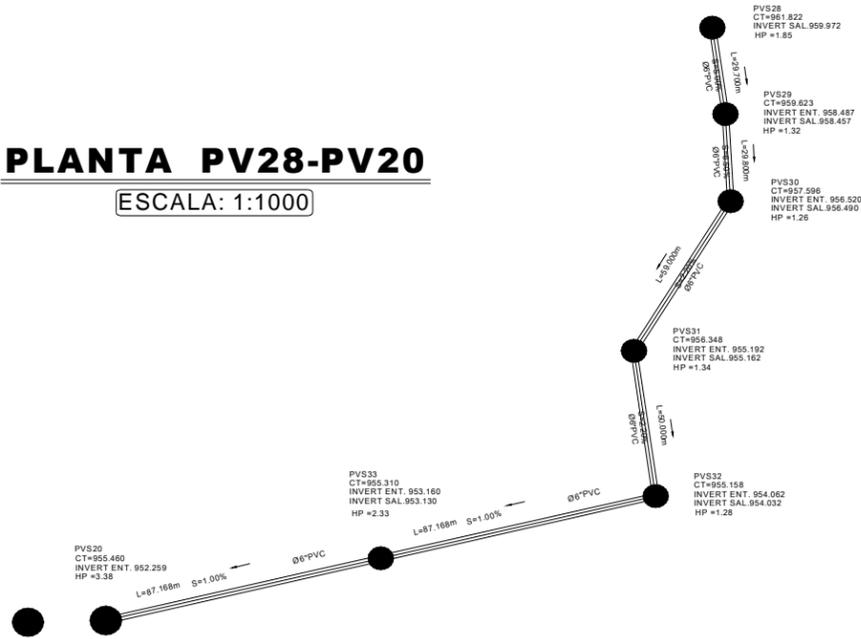
ING. JUAN MERCK COS ASESOR

PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL



PLANTA PV28-PV20

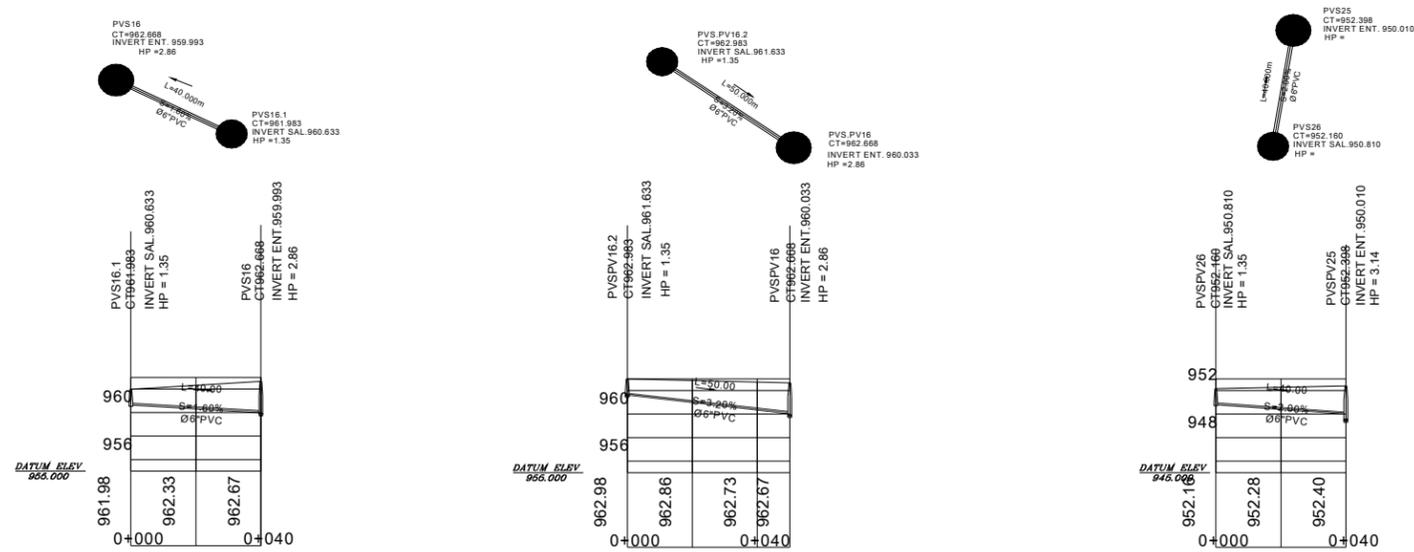
ESCALA: 1:1000



PERFIL E-28 - E-20
 ESCALA HORIZONTAL 1:1000
 ESCALA VERTICAL 1:300

PLANTA PV16.1-PV16, PV16.2-PV16, PV26-PV25

ESCALA: 1:1000



PERFIL E-16.1 - E-16, E-16.2 - E-16, E-26 - E-25
 ESCALA HORIZONTAL 1:1000
 ESCALA VERTICAL 1:250

NOMENCLATURA

SIMBOLO	SIGNIFICADO
●	POZO DE VISITA EN PLANTA
○	POZO DE VISITA EN PERFIL
≡	COLECTOR PRICIPAL
S=	PENDIENTE DE COLECTOR
L=	LONGITUD DEL COLECTOR
Ø=	DIÁMETRO DEL COLECTOR
CT=	COTA DE TERRENO
INVER SAL	COTA INVERT DE SALIDA
INVER ENT	COTA INVERT DE ENTRADA
HP	ALTURA DE POZO
PVS	INDICA POZO DE VISITA
→	DIRECCIÓN DEL FLUJO



PROYECTO:
 SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA PACACAY,
 ACATENANGO CHIMALTENANGO

CONTENIDO:
 PLANTA PERFIL

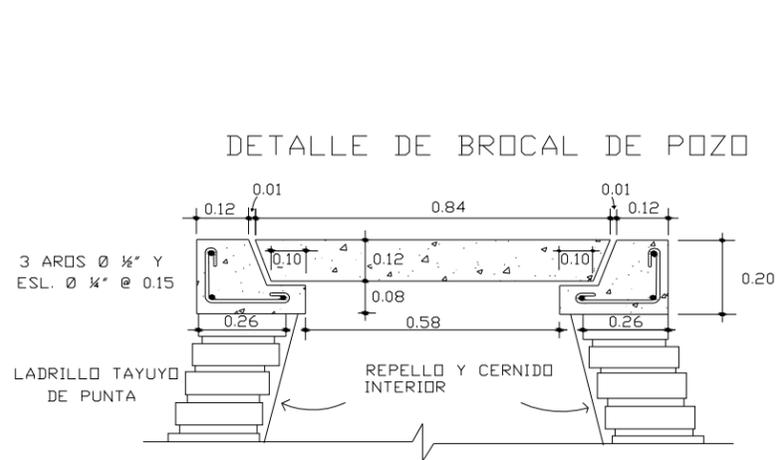
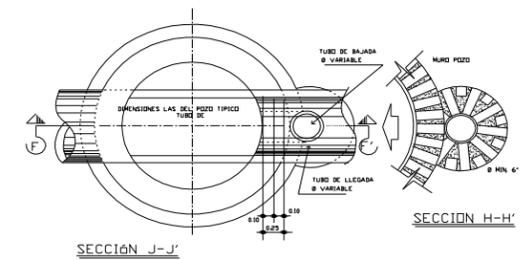
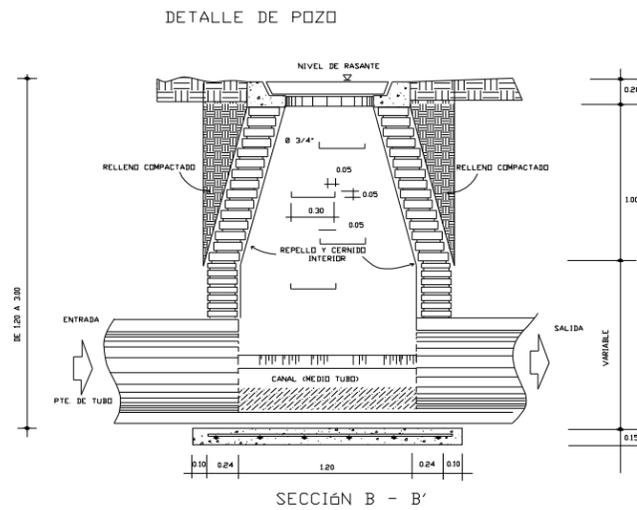
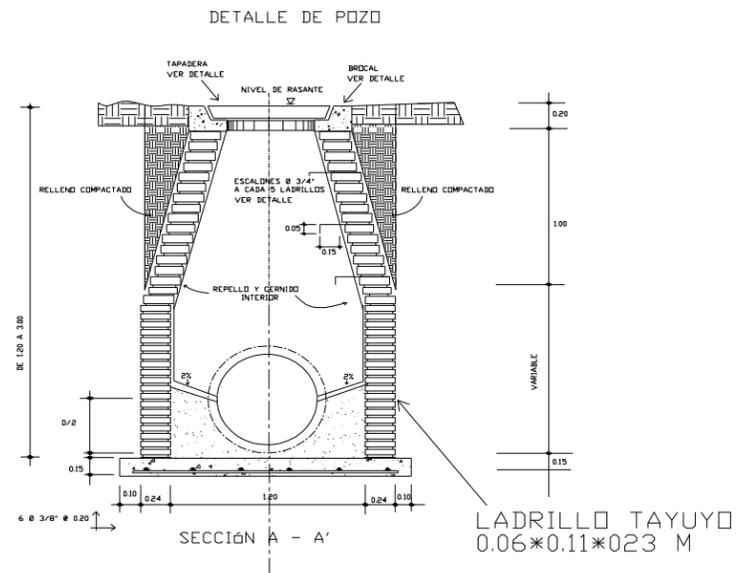
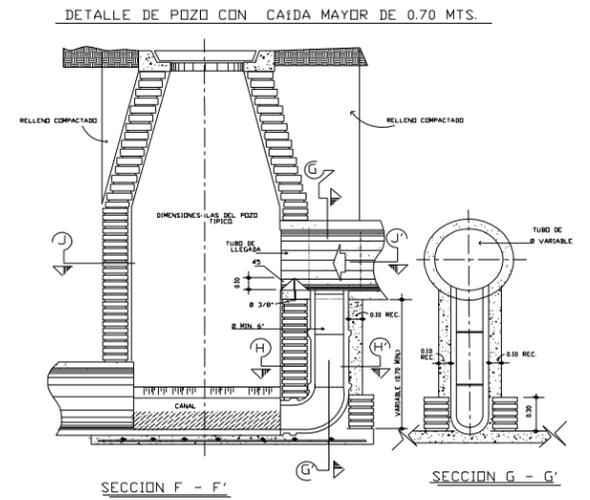
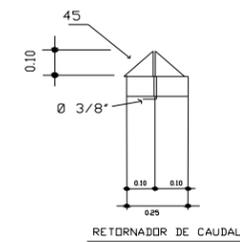
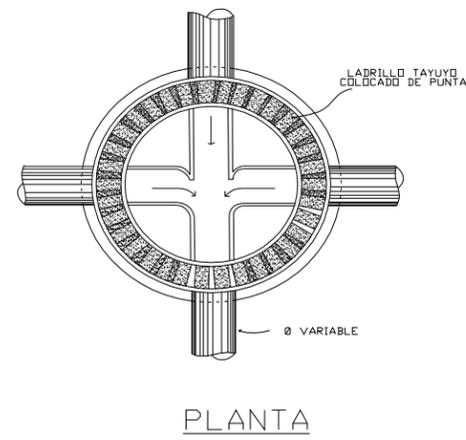
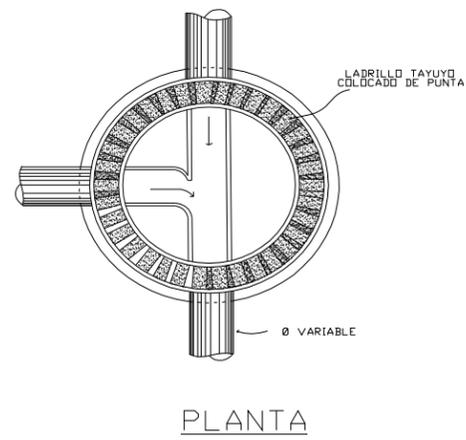
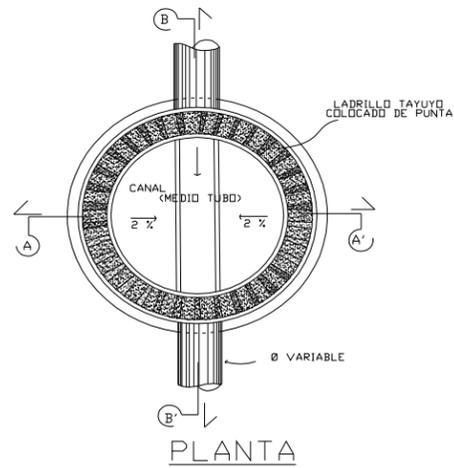
ESTUDIANTE:
 JORGE J SANDOVAL RAMIREZ

CARNET:
 2000-11015

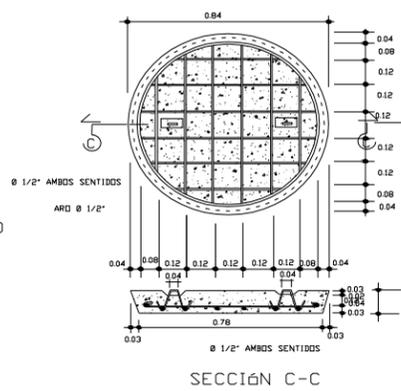
ING. JUAN MERCK COS
 ASESOR

PROF. GERARDO MONTUFAR
 ALCALDE MUNICIPAL

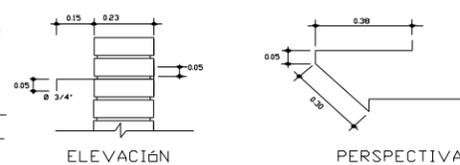
DISEÑO: J.J.S.R
 CALCULO: J.J.S.R
 DIBUJO: J.J.S.R
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: ENERO 2006



TAPADERA



DETALLE DE ESCALÓN



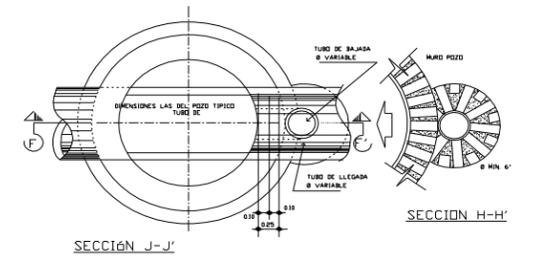
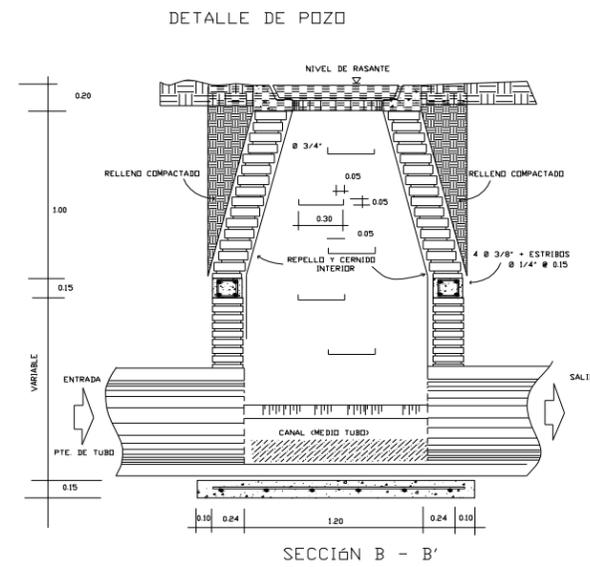
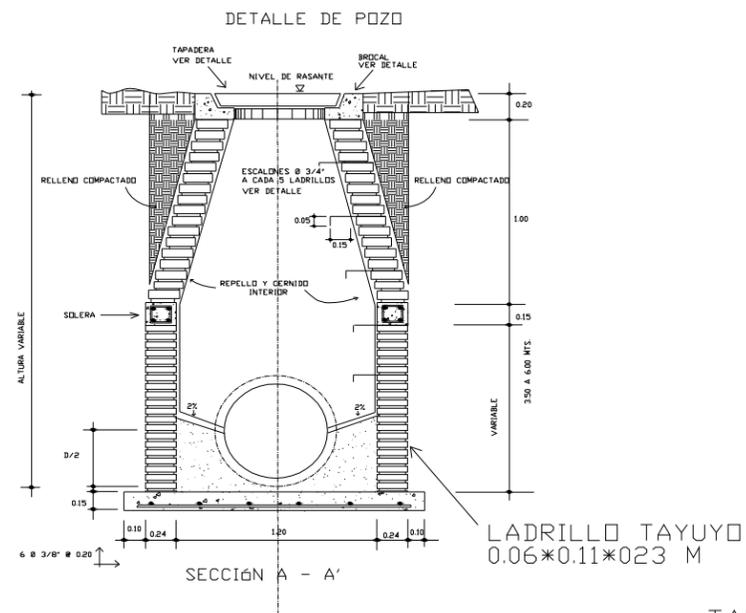
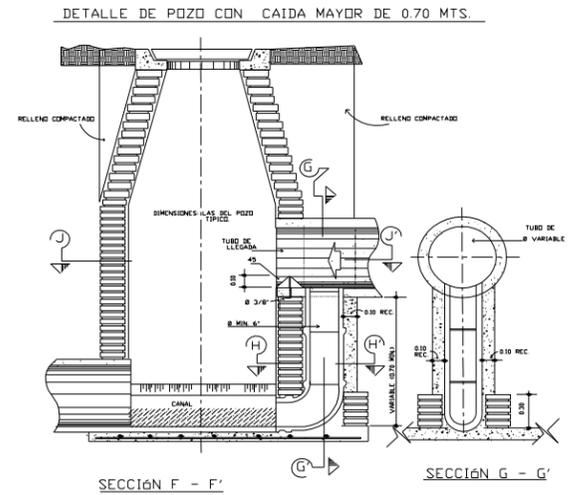
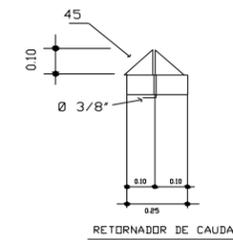
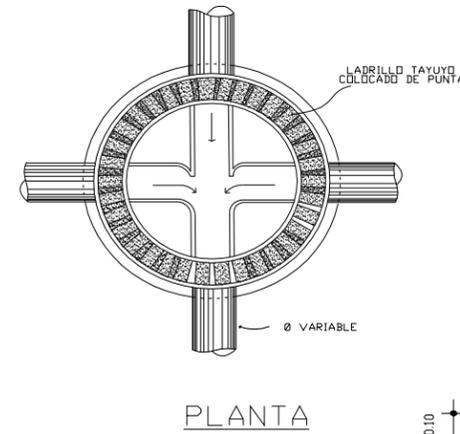
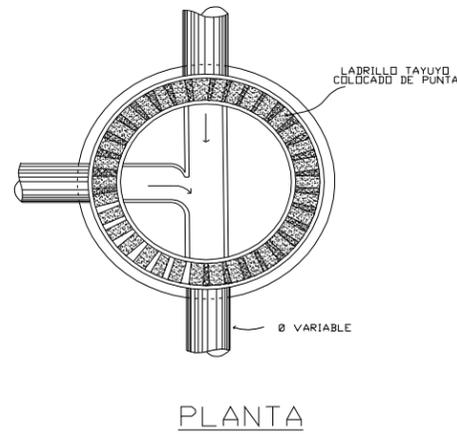
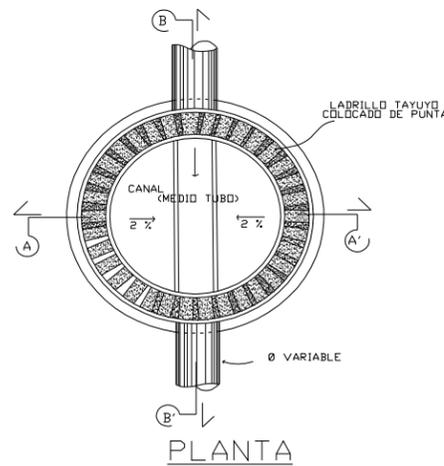
POZO DE VISITA DE 1.20 A 3.00 mt. SIN ESCALA

NOTA 1:
EL CONCRETO SERÁ CON LA PROPORCIÓN EN VOLUMEN 1:2:2. CEMENTO, ARENA DE RÍO PIEDRÍN DE 1/2" PARA 10 SACO DE CEMENTO SE NECESITAN 7 CARRETIILLAS DE ARENA Y 7 CARRETIILLAS DE PIEDRÍN.

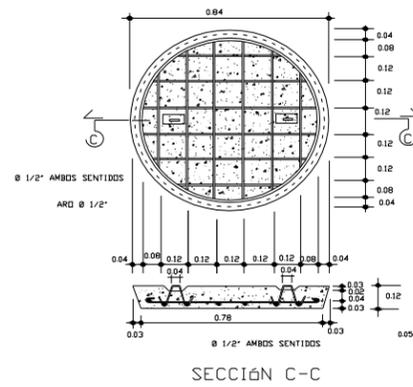
NOTA 2:
PARA EL ALISADO SE UTILIZARÁ UNA MEZCLA CON PROPORCIONES DE 1:2, ESTO QUIERE DECIR QUE SE UTILIZARÁ 1 SACO DE CEMENTO Y 2 CARRETIILLAS DE ARENA CERNIDA O BIEN POR CADA BOTE DE CEMENTO DOS BOTES DE ARENA CERNIDA

NOTA 3:
ACERO DE REFUERZO GRADO 40

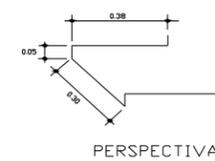
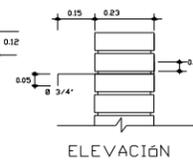
	<p>PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO</p>	
	<p>CONTENIDO: DETALLE DE POZOS DE VISITA</p>	<p>CARNET: 2000-11015</p>
<p>ESTUDIANTE: JORGE SANDOVAL RAMÍREZ</p>	<p>HOJA</p>	
<p>ING. JUAN MERCK COS ASESOR</p>	<p>PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL</p>	



TAPADERA



DETALLE DE ESCALÓN

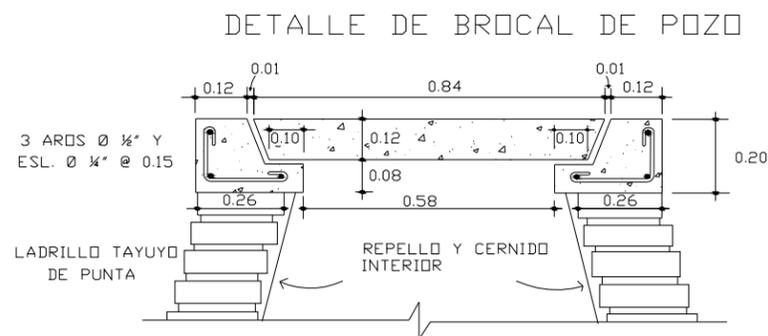


POZO DE VISITA DE 4.00 mts. EN ADELANTE SIN ESCALA

NOTA 1:
EL CONCRETO SERÁ CON LA PROPORCIÓN EN VOLUMEN 1:2:2.
CEMENTO, ARENA DE RÍO PIEDRÍN DE 1/2"
PARA 10 SACO DE CEMENTO SE NECESITAN
7 CARRETIILLAS DE ARENA Y 7 CARRETIILLAS DE PIEDRÍN.

NOTA 2:
PARA EL ALISADO SE UTILIZARÁ UNA MEZCLA CON
PROPORCIONES DE 1:2, ESTO QUIERE DECIR QUE SE
UTILIZARÁ 1 SACO DE CEMENTO Y 2 CARRETIILLAS DE
ARENA CERNIDA O BIEN POR CADA BOTE DE CEMENTO
DOS BOTES DE ARENA CERNIDA

NOTA 3:
ACERO DE REFUERZO GRADO 40



DISEÑO: J.J.S.R
CALCULO: J.J.S.R
DIBUJO: J.J.S.R
ESCALA: INDICADA
FECHA: ENERO 2006

PROYECTO:
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA PACACAY,
ACATENANGO CHIMALTENANGO

CONTENIDO:
DETALLE DE POZOS DE VISITA

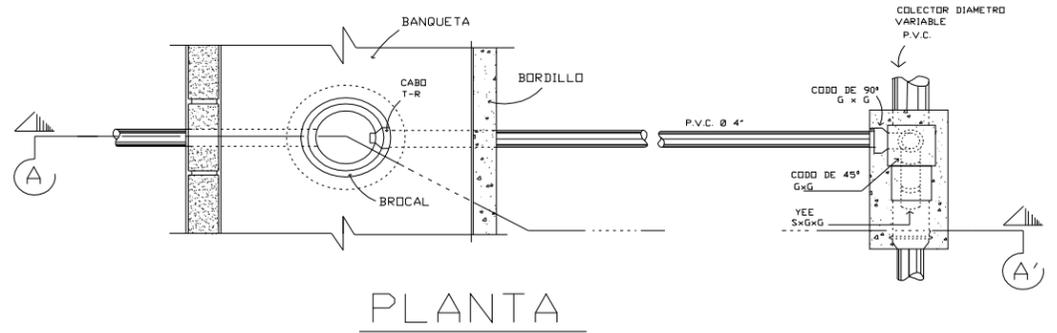
ESTUDIANTE:
JORGE J SANDOVAL RAMIREZ

CARNET:
2000-11015

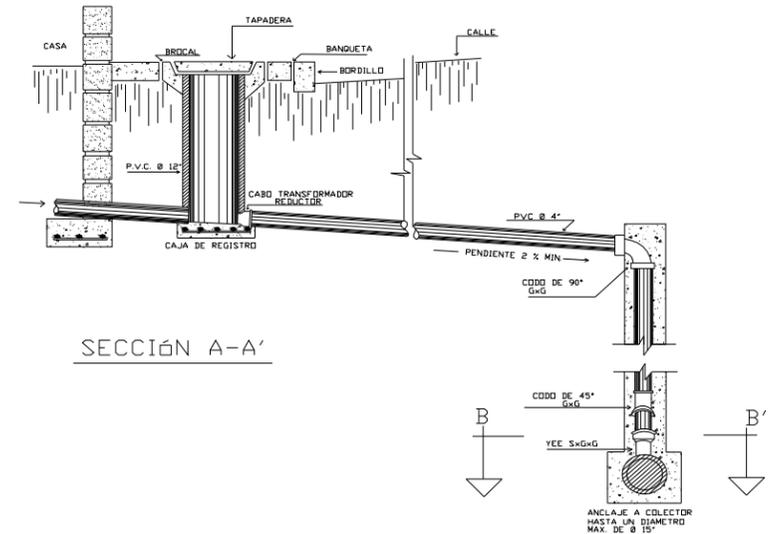
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR

PROF. GERARDO MONTUFAR
ALCALDE MUNICIPAL

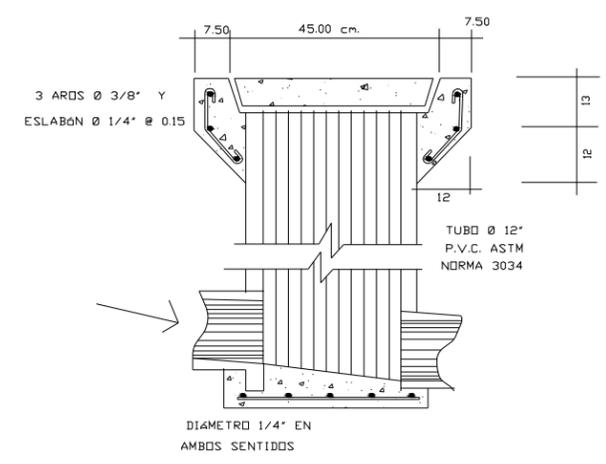
HOJA



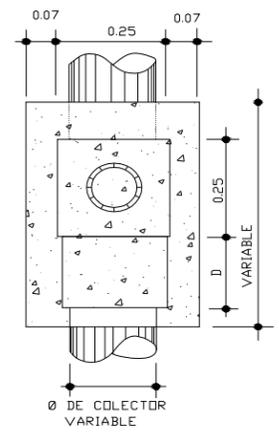
PLANTA



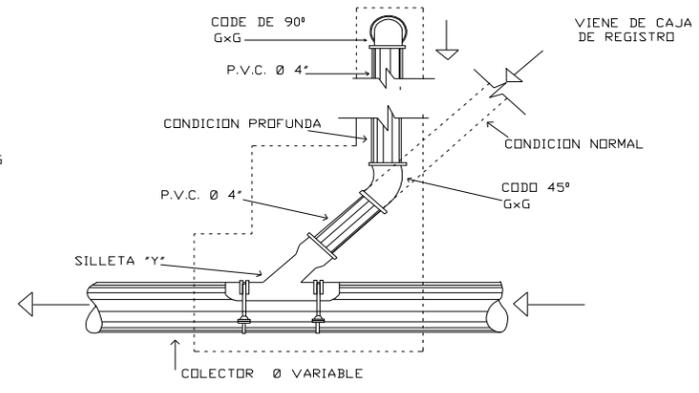
SECCIÓN A-A'



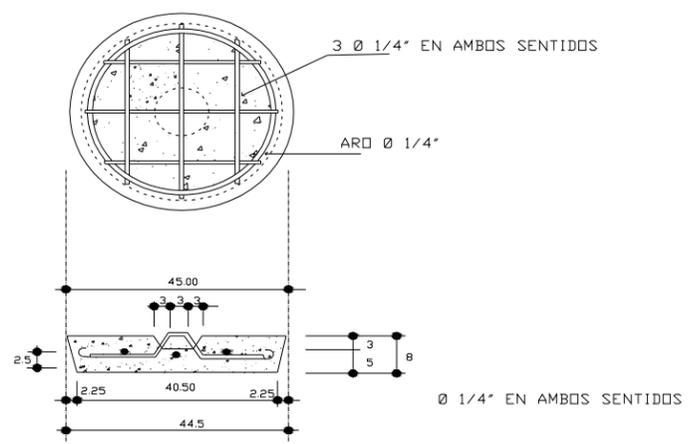
DETALLE DE CANDELA DOMICILIAR



SECCIÓN B-B'



PARA COLECTOR EXISTENTE COLOCACIÓN DE SILLETA *Y* Ø" DE COLECTOR x 4" (EN CONDICIONES NORMALES O PROFUNDAS)



DETALLE DE TAPADERA

REFERENCIAS:
 PARA COLECTOR CON PROFUNDIDAD MAYOR DE 3.00 METROS A LA COTA DE CORONAMIENTO

ACCESORIOS:
 A._ CABO TRANSFORMADOR / REDUCTOR
 B._ TUBERÍA P.V.C. Ø 4"
 C._ CODO DE 90 ° 4" GxG
 D._ CODO DE 45 ° 4" GxG
 E._ YEE SxGxG (Ø COLECTOR x 4")

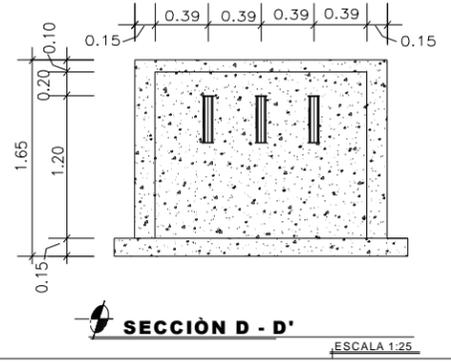
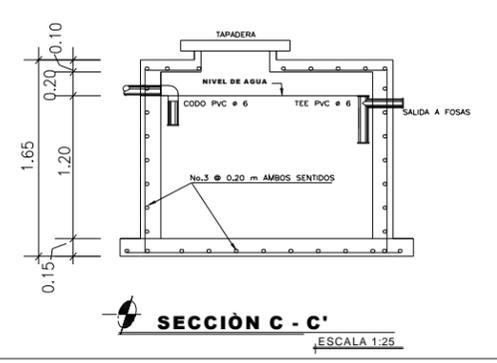
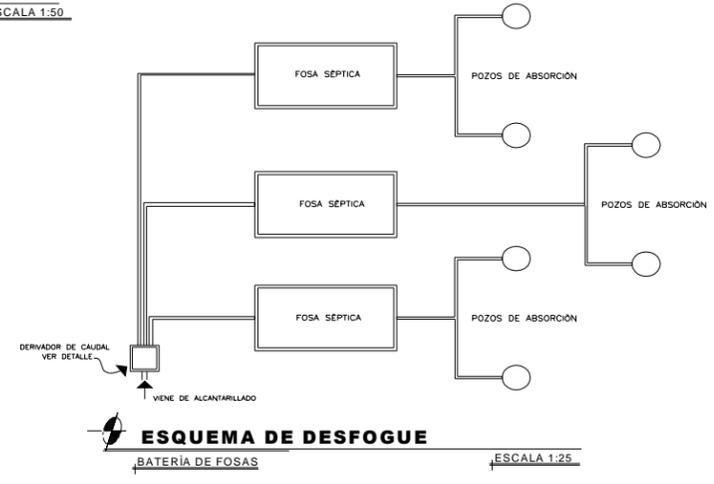
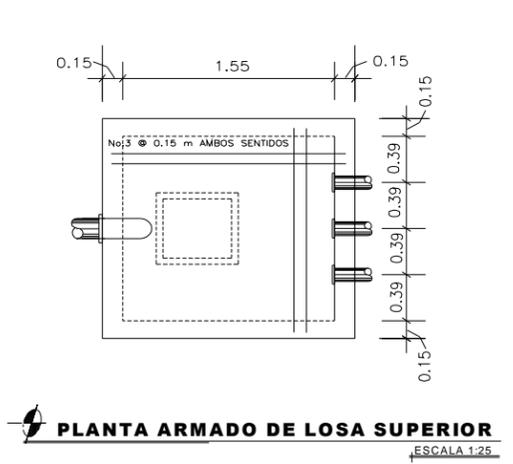
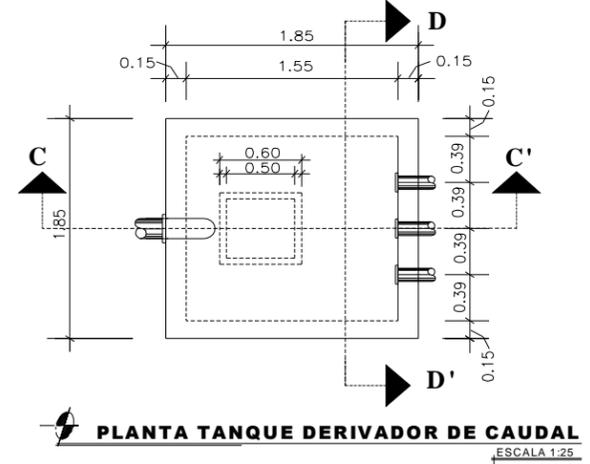
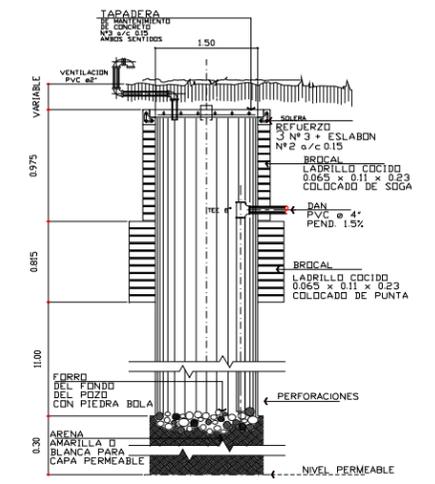
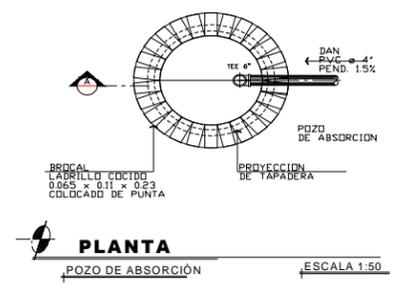
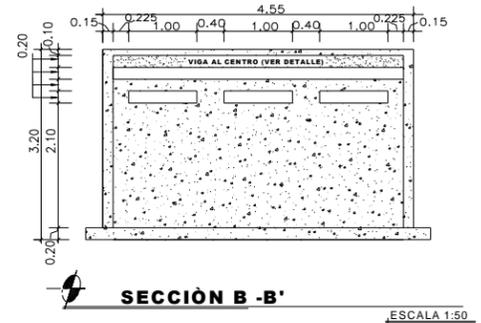
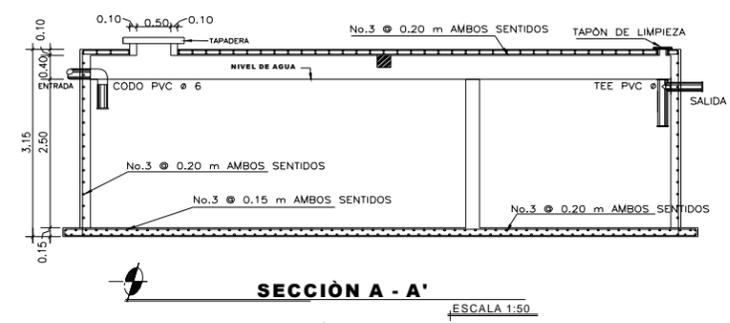
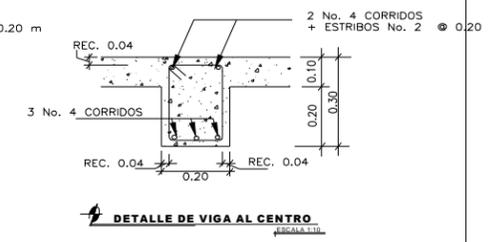
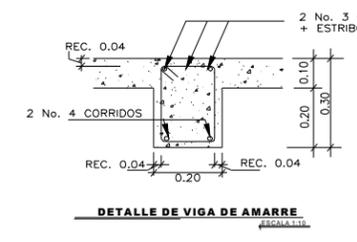
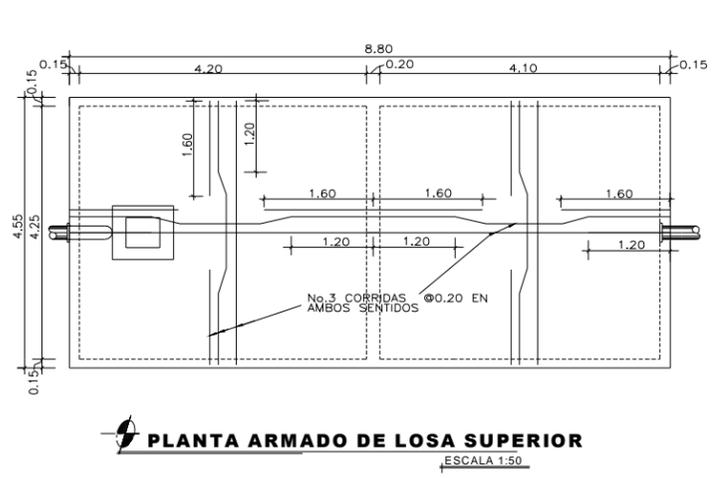
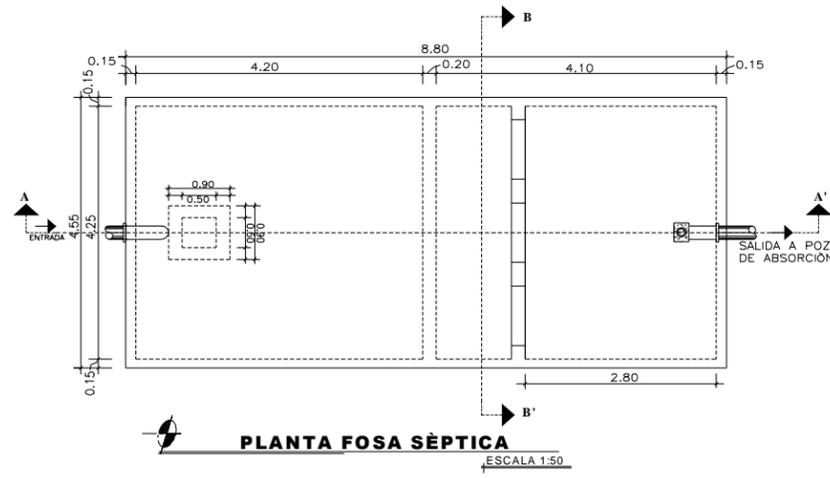
NOTA 1:
 EL CONCRETO SERÁ CON LA PROPORCIÓN EN VOLUMEN 1:2:3. CEMENTO, ARENA DE RÍO PIEDRÍN DE 1/2" PARA 1 SACO DE CEMENTO SE NECESITAN 3 CUBETAS DE ARENA Y 5 CUBETAS DE PIEDRÍN.

NOTA 2:
 PARA EL ALISADO SE UTILIZARÁ UNA MEZCLA CON PROPORCIONES DE 1:2, ESTO QUIERE DECIR QUE SE UTILIZARÁ 1 SACO DE CEMENTO Y 2 CARRETIILLAS DE ARENA CERNIDA O BIEN POR CADA BOTE DE CEMENTO DOS BOTES DE ARENA CERNIDA

NOTA 3:
 TODA LA TUBERÍA Y ACCESORIOS MENORES DE 10" DE DIAMETRO VAN CON NORMA 3034

CONEXION DOMICILIAR SIN ESCALA

	PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO	
	CONTENIDO: DETALLE DE CONEXIÓN DOMICILIAR	
	ESTUDIANTE: JORGE J. SANDOVAL RAMÍREZ	CARNET: 2000-11015
	ESCALA: INDICADA	
FECHA: ENERO 2006	ING. JUAN MERCK COS ASESOR	PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Todas la tubería y accesorios para las instalaciones de la fosa deben ser de PVC DE Ø 6"

El espaciamiento entre pozos de absorción es como mínimo de 4 metros

El concreto a utilizar en las fosas debe tener un F'c de 210 Kg/cm² y proporción 1 : 2 : 3

El acero debera tener un Fy de 2810 Kg/cm²

Se construiran 3 fosas sépticas con 3 pozos de absorción

	<p>PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA PACACAY, ACATENANGO CHIMALTENANGO</p>	
	<p>CONTENIDO: DETALLE DE FOSA SÉPTICA Y POZO DE ABSORCIÓN</p>	
<p>DISEÑO: J.J.S.R</p>	<p>ESTUDIANTE: JORGE J. SANDOVAL RAMÍREZ</p>	<p>CARNET: 2000-11015</p>
<p>CALCULO: J.J.S.R</p>	<p>Ve.Bo.</p>	<p>HOJA</p>
<p>DIBUJO: J.J.S.R</p>	<p>ING. JUAN MERCK COS ASESOR</p>	
<p>ESCALA: INDICADA</p>	<p>PROF. GERARDO MONTUFAR ALCALDE MUNICIPAL</p>	
<p>FECHA: ENERO 2006</p>	<p></p>	

ANEXO

Figura 27. Análisis bacteriológico del agua



EL INFRASCRITO TÉCNICO EN SALUD RURAL DEL, GERVER YOVANI FIGUEROA PÉREZ, EDGAR SALOMÓN AJU INSPECTOR DE SANEAMIENTO AMBIENTAL DEL CENTRO DE SALUD DE ACATENANGO CERTIFICA QUE: RECOLECTO, PROCESO, Y ANALIZO LOS RESULTADOS VERTIDOS DE LAS MUESTRAS DE AGUA, QUE PARA ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO SE OBTUVIERON DEL SISTEMA QUE ABASTECE SU LOCALIDAD; SIENDO LOS SIGUIENTES: -----

LOCALIDAD: LA CAMPANA. MES QUE SE TOMARON: DICIEMBRE del 2,005

DICHAS MUESTRAS SE TOMARON DE: NACIMIENTO

No. de coliformes encontrados por cada 100 c.c. de agua 00
De acuerdo a los resultados obtenidos se considera y se informa que el agua que Ud. Y su localidad consumen se considera:

APTA PARA CONSUMO HUMANO
y por lo tanto se les recomienda lo siguiente:
DAR MANTENIMIENTO AL NACIMIENTO DE AGUA (FORESTAR, LIMPIAR, PROTEGER)

Y para los efectos legales que a la misma confiere, extendemos firmamos y sellamos la presente en un papel tamaño carta con membrete del Ministerio de Salud Pública a los 13 días del mes de: Diciembre del año: 2,005


Gerver Yovani Figueroa Pérez
Técnico en Salud Rural


Edgar Salomón Aju
Inspector de Saneamiento

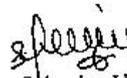

Vo. Bo. Salvador V...
Médico Director
Centro de Salud Acatenango


Tabla XIX. Velocidad permisible de aplicación de aguas negras a un sistema de absorción

Velocidad de filtración (tiempo en minutos para que el agua baje 2.5 cm)	Velocidad máxima de aplicación de aguas negras (litros por metro cuadrado por día) ¹ para zanjas de absorción ² lechos de filtración y pozos de filtración ³
1 o menos.....	189
2	130
3	109
4	94
5	83
10	60
15	49
30 ⁴	34
45 ⁴	30
60 ^{4,5}	22

Fuente: Manual de fosas sépticas. Departamento de Salud, Educación y Bienestar de EE.UU.

- 1 Sin incluir efluentes de fosas sépticas que reciben desperdicios de trituradoras de basura y máquinas de lavadoras automáticas.
- 2 El área de absorción está calculada como área del fondo de la zanja, e incluye una tolerancia estadística para el área lateral efectiva.
- 3 El área de absorción para pozos de filtración es el área lateral efectiva
- 4 Más de 30 es inadecuado para pozos de filtración.
- 5 Más de 60 es inadecuado para sistemas de absorción