



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA  
VISTA 2 Y DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA  
ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ**

**David Salvador Velásquez Reynoso**

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, septiembre de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA  
VISTA 2 Y DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA  
ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO**

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muños
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

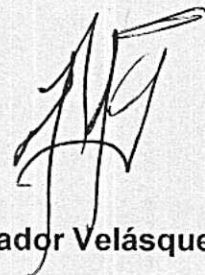
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2 Y DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIVIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 13 de febrero de 2014.



**David Salvador Velásquez Reynoso**





FACULTAD DE INGENIERIA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 01 de agosto de 2014.  
Ref.EPS.DOC.818.08.14

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **David Salvador Velásquez Reynoso** con carné No. **200831467**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2 Y DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ.**

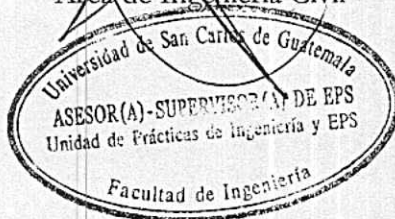
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
SJRS/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 14 de agosto de 2014  
Ref.EPS.D.434.08.14

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2 Y DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **David Salvador Velásquez Reynoso, carné 200831467**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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 Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano  
Director Unidad de EPS



SJRS/ra





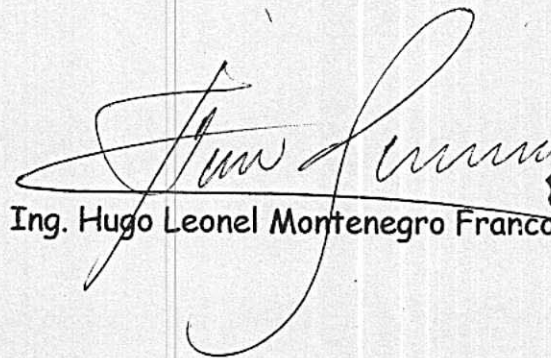
**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante David Salvador Velásquez Reynoso, titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2 Y DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ,** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, agosto 2014

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua







El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2 Y DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ**, presentado por el estudiante universitario: **David Salvador Velásquez Reynoso** y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
Decano



Guatemala, septiembre de 2014



## **ACTO QUE DEDICO A:**

- Dios** Por darme la fortaleza, en momentos de desánimo y por caminar a mi lado en el sendero de la verdad, a pesar de la oscuridad.
- Mi padre** Silverio Velásquez Matzar, por enseñarme el valor del trabajo y que no hay sueño profundo que impida alcanzar mis sueños. Lo amo.
- Mi madre** Josefina Reynoso Zacarías, por su amor incondicional, consejos y por sus inagotables oraciones. La amo.
- Mis hermanos** Ángel Velásquez, por su amistad y ejemplo en mí vida, Yosselyn Velásquez, por su cariño y amor, Aarón Velásquez, por regalarme su presencia en la elaboración de este trabajo de graduación.
- Mis abuelos** Salvador Reynoso Zacarías, Catalina Zacarías Tipaz, Vicente Velásquez Ávila (q.e.p.d.), Catarina Hernández Matzar, por su cariño y haberme dado a los mejores padres.

**Mi familia**

Por contar con el cariño y amor de todos ustedes.

**Shirley Gil**

Por ser alguien muy especial en mi vida y darle un descanso a mi cerebro con su amor y cariño.

**Mis amigos**

Evelin Contreras, Sandra Benítez, José Bolívar y Stephen Gil, por su valiosa amistad y ayuda incondicional.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Mi primo</b>	Ing. Enrique Salvador Solis Reynoso, por sus valiosos consejos e invaluable ayuda.
<b>Al pueblo de Guatemala</b>	Que con el pago de sus impuestos le da vida a nuestra universidad.
<b>Mi asesor</b>	Por su guía y apoyo en la elaboración de este trabajo.
<b>La Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Gloriosa alma máter, admiración y orgullo.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por haber permitido mi formación como profesional.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	IX
GLOSARIO .....	XI
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN.....	XIX
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE CHINIQUE.....	1
1.1. Generalidades .....	1
1.1.1. Origen del nombre .....	1
1.1.2. Ubicación y localización.....	1
1.1.3. Límites y colindancias.....	2
1.1.4. Clima .....	3
1.1.5. Topografía .....	3
1.1.6. Situación edáfica .....	3
1.1.7. Vías de acceso, comunicación y transporte .....	4
1.1.8. Aspectos económicos.....	4
1.1.8.1. Producción.....	4
1.1.8.2. Servicios existentes .....	5
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades del municipio.....	5
1.2.1. Descripción de necesidades .....	5
1.2.2. Priorización de necesidades .....	5



2.	DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2 .....	7
2.1.	Descripción del proyecto .....	7
2.2.	Levantamiento topográfico .....	7
2.3.	Fuentes de agua .....	8
2.4.	Caudal de aforo.....	8
2.5.	Análisis de la calidad del agua .....	12
2.5.1.	Examen bacteriológico .....	13
2.5.2.	Examen físicoquímico .....	13
2.6.	Criterios de diseño .....	14
2.6.1.	Período de diseño .....	14
2.6.2.	Población de diseño .....	15
2.6.2.1.	Población actual .....	15
2.6.2.2.	Estimación de población futura .....	15
2.6.2.2.1.	Tasa de crecimiento poblacional .....	16
2.6.3.	Consumo de agua .....	16
2.6.3.1.	Factores de consumo .....	16
2.6.3.1.1.	Factor de día máximo ...	17
2.6.3.1.2.	Factor de hora máximo .	17
2.7.	Determinación de caudales.....	17
2.7.1.	Dotación .....	17
2.7.2.	Caudal medio diario .....	18
2.7.3.	Caudal máximo diario.....	18
2.7.4.	Caudal máximo horario .....	19
2.8.	Captación .....	20
2.9.	Línea de conducción .....	20
2.10.	Tanque de almacenamiento.....	26
2.10.1.	Forma del tanque .....	26

	2.10.2.	Volumen del tanque.....	26
2.11.		Desinfección.....	42
2.12.		Línea de distribución.....	44
2.13.		Red de distribución.....	44
	2.13.1.	Cálculo hidráulico de la red.....	44
		2.13.1.1. Caudal de uso simultaneo.....	45
		2.13.1.2. Caudal unitario.....	45
		2.13.1.3. Diámetro de la tubería.....	46
		2.13.1.4. Velocidad del agua.....	47
		2.13.1.5. Cota piezométrica.....	47
		2.13.1.6. Presiones.....	48
2.14.		Conexiones prediales.....	52
2.15.		Obras de arte.....	52
2.16.		Válvulas.....	74
2.17.		Elaboración de planos.....	76
2.18.		Elaboración de presupuesto.....	77
2.19.		Cronograma de ejecución.....	78
2.20.		Programa de operación y mantenimiento.....	79
2.21.		Propuesta de tarifa.....	81
2.22.		Evaluación socioeconómica.....	81
	2.22.1.	Valor Presente Neto (VPN).....	82
	2.22.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR).....	83
2.23.		Evaluación de Impacto Ambiental (EIA).....	85
3.		DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1.....	87
	3.1.	Descripción del proyecto.....	87
	3.2.	Estudios topográficos.....	87
	3.3.	Descripción del sistema a utilizar.....	88

3.4.	Partes de un sistema de alcantarillado.....	89
3.4.1.	Colector principal.....	89
3.4.2.	Pozos de visita .....	89
3.4.3.	Conexiones domiciliarias.....	90
3.5.	Período de diseño .....	90
3.6.	Población futura .....	90
3.7.	Determinación de caudales.....	91
3.8.	Fundamentos hidráulicos .....	96
3.8.1.	Ecuación de Manning para flujo de canales .....	96
3.8.2.	Relación de diámetro y caudales .....	96
3.8.3.	Relaciones hidráulicas .....	97
3.9.	Parámetros de diseño hidráulico.....	98
3.10.	Obras complementarias .....	101
3.10.1.	Conexiones domiciliarias.....	101
3.10.2.	Cajas de registro .....	101
3.10.3.	Tuberías secundarias.....	101
3.10.4.	Pozos de visita .....	102
3.10.5.	Profundidad de tubería.....	103
3.11.	Diseño hidráulico.....	104
3.12.	Ejemplo de un tramo .....	104
3.13.	Propuesta de tratamiento .....	109
3.13.1.	Diseño de fosas sépticas.....	109
3.13.2.	Dimensionamiento de los pozos de absorción .....	128
3.14.	Evaluación de Impacto Ambiental (EIA).....	128
3.15.	Programa de operación y mantenimiento.....	129
3.16.	Propuesta de tarifa.....	130
3.17.	Evaluación socioeconómica .....	130
3.17.1.	Valor Presente Neto (VPN) .....	130
3.17.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR) .....	131

3.18.	Presupuesto .....	132
3.19.	Cronograma de ejecución.....	132
3.20.	Elaboración de planos .....	133
CONCLUSIONES .....		135
RECOMENDACIONES.....		137
BIBLIOGRAFÍA.....		139
APÉNDICE.....		141





## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Ubicación del municipio de Chinique, Quiché .....	2
2.	Dimensiones de losa .....	28
3.	Distribución de momentos en losa (kg-m) .....	31
4.	Áreas tributarias .....	35
5.	Diagrama de cuerpo libre y presión del muro.....	37
6.	Paso aéreo.....	53
7.	Esquema de paso aéreo .....	57
8.	Dimensiones de las columnas.....	62
9.	Dimensiones de zapata.....	66
10.	Planta y elevación de zapata .....	68
11.	Diagrama de cuerpo libre del anclaje del paso aéreo .....	73
12.	Sección parcialmente llena .....	99
13.	Dimensiones de losa .....	114
14.	Distribución de momentos en losa (kg-m) .....	117
15.	Áreas tributarias .....	121
16.	Diagrama de cuerpo libre y presión del muro.....	123

### TABLAS

I.	Parámetros de la estación meteorológica Chinique .....	3
II.	Aforo de captación 1 .....	9
III.	Aforo de captación 2 .....	9

IV.	Aforo de captación 3.....	10
V.	Aforo de captación 4.....	10
VI.	Aforo de captación 5.....	11
VII.	Aforo de captación 6.....	11
VIII.	Aforo de captación 7.....	12
IX.	Diseño hidráulico de línea de conducción .....	25
X.	Momento del muro respecto de punto A.....	39
XI.	Diseño hidráulico de línea de distribución .....	51
XII.	Tención de cable del paso aéreo.....	58
XIII.	Tensión de cable integrando al peso propio .....	59
XIV.	Longitud total de péndolas.....	61
XV.	Índice de planos del sistema de agua potable para el caserío Buena Vista 2.....	76
XVI.	Presupuesto de sistema de agua potable.....	77
XVII.	Cronograma de ejecución de sistema de agua potable.....	78
XVIII.	Profundidades minias de tubería PVC.....	103
XIX.	Momento del muro respecto de punto A.....	125
XX.	Presupuesto de sistema de alcantarillado sanitario.....	132
XXI.	Cronograma de ejecución del sistema de alcantarillado sanitario.....	133
XXII.	Índice de planos del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Agua Tibia 1.....	133

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
@	Á cada cierta distancia
<b>As</b>	Área de acero de refuerzo
<b>At</b>	Área tributaria
<b>CM</b>	Carga Muerta
<b>CU</b>	Carga Última
<b>CV</b>	Carga Viva
<b>Q</b>	Caudal
<b>PVC</b>	Cloruro de polivinilo
<b>Kp</b>	Coefficiente de empuje pasivo del suelo
<b>C</b>	Coefficiente de fricción
$\emptyset$	Diámetro de tubo
<b>S</b>	Espaciamiento del acero de refuerzo

<b>t</b>	Espesor de losa
<b>HG</b>	Hierro Galvanizado
<b>PSI</b>	Libras por pulgada cuadrada
<b>l/hab./día</b>	Litro por habitante por día
<b>mca</b>	Metros columna de agua
<b>PV</b>	Pozo de Visita
<b>Pd</b>	Presión dinámica
<b>PE</b>	Presión Estática
<b>q/Q</b>	Relación de caudales
<b>d/D</b>	Relación de tirantes
<b>v/V</b>	Relación de velocidades
<b>m</b>	Relación entre claros A y B de una losa rectangular
$\Sigma$	Sumatoria

## GLOSARIO

<b>Acueducto</b>	Conducto artificial por donde va el agua al lugar determinado, y especialmente el que tiene por objeto abastecer a una población.
<b>Aforo</b>	Medición de la cantidad de agua por unidad de tiempo.
<b>Agua potable</b>	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
<b>Aguas negras</b>	El agua que se desecha después de haber servido para un fin. Puede ser doméstica, comercial o industrial.
<b>Altimetría</b>	Parte de la topografía que enseña a medir alturas.
<b>Caja de registro</b>	Llamada también candela domiciliar. Instalación que conecta la tubería proveniente de las viviendas con la tubería secundaria, permite la inspección y control del flujo del caudal domiciliar.
<b>Carga muerta</b>	Carga permanente en una estructura.

<b>Carga última</b>	Suma de las cargas vivas y muertas, aplicadas ambas por un factor de seguridad.
<b>Carga viva</b>	Carga no permanente aplicada en una estructura.
<b>Caudal</b>	Cantidad de agua que corre en un tiempo determinado.
<b>Colector</b>	Conducto principal de sección circular que recolecta y transporta las aguas negras hasta su depósito final o desfogue.
<b>Concreto ciclópeo</b>	Material de construcción, obtenido de mezcla de cemento, arena y grava. La grava es muy gruesa.
<b>Concreto reforzado</b>	Elemento homogéneo obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua, combinado con acero.
<b>Cota Invert</b>	Cota o altura de la parte interior inferior del tubo instalado.
<b>Dotación</b>	Cantidad de agua que en promedio consume cada habitante.
<b>Erosión</b>	Desgaste o destrucción producidos en la superficie de un cuerpo por la fricción continúa o violenta de otro.

<b>Fosa séptica</b>	Es un estanque cubierto y hermético, construido de piedra, concreto armado y otros materiales de albañilería. Es generalmente de forma rectangular, proyectado y diseñado para que las aguas negras se mantengan a una velocidad muy baja por un tiempo determinado, que oscila entre 12 a 72 horas, durante el cual se efectúa un proceso anaeróbico de eliminación de sólidos sedimentables.
<b>Mampostería</b>	Obra hecha con mampuestos colocados y ajustados unos con otros sin sujeción a determinado orden de hiladas o tamaños.
<b>Momento</b>	Fuerza aplicada en un punto a una distancia "X".
<b>Pérdida de carga</b>	Es la disminución de presión dinámica debido a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.
<b>Piezométrica</b>	Cargas de presión en el funcionamiento hídrico de la tubería.
<b>Planimetría</b>	Tema de la topografía que enseña a hacer mediciones horizontales de una superficie.
<b>Saneamiento</b>	Es la actividad que tiene por objeto recoger, transportar evacuar y depurar las aguas servidas de un asentamiento humano.



<b>Tirante</b>	Altura del flujo sanitario que abarca una sección parcial.
<b>Topografía</b>	Ciencia y arte de determinar posiciones relativas de puntos situados encima de la superficie terrestre, sobre dicha superficie y debajo de la misma.
<b>Vega</b>	Terreno muy húmedo.

## **RESUMEN**

El presente trabajo de graduación contiene la planificación y desarrollo de los estudios técnicos, realizados para el caserío Buena Vista 2 y Agua Tibia 1, del municipio de Chinique, departamento del Quiché, las cuales consisten en un sistema de agua potable por gravedad y sistema de drenaje sanitario.

Está dividido en tres capítulos: en el primero se hace un estudio monográfico del municipio de Chinique, conteniendo los aspectos más importantes del mismo.

El capítulo dos desarrolla el diseño del sistema de agua potable para el caserío Buena Vista 2, el cual se basó en las normas generales de abastecimiento de zonas rurales del Instituto de Fomento Municipal (INFOM).

Por último en el capítulo tres, se desarrolló la planificación y diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Agua Tibia 1, basando en las normas generales para el diseño de alcantarillados sanitarios del Instituto de Fomento Municipal (INFOM).

Al final se presentan las conclusiones, recomendaciones y planos de cada proyecto con sus respectivas especificaciones.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar el sistema de agua potable para el caserío Buena Vista 2 y del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Agua Tibia 1, municipio de Chinique, departamento del Quiché.

### **Específicos**

1. Elaborar una investigación de carácter monográfico y un diagnóstico, sobre las necesidades de servicios básicos para el municipio de Chinique, departamento del Quiché.
2. Mejorar la calidad de vida de la población proporcionando agua de buena calidad para su consumo.
3. Prevenir la contaminación de los suelos y enfermedades infecciosas causadas por las aguas residuales.
4. Aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica en proyectos reales de beneficio a la población guatemalteca.



## INTRODUCCIÓN

A través del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de la Facultad de Ingeniería, se pretende proveer de los elementos técnicos necesarios para atender la necesidad de las comunidades de la población guatemalteca, específicamente a la carencia de servicios básicos, es por ello que el siguiente trabajo de graduación se enfoca principalmente en la falta de servicios de saneamiento, que causa problemas en el desarrollo de una vida digna y sana.

El presente trabajo contiene la planificación y diseño de un sistema de agua potable para el caserío Buena Vista 2 y del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Agua Tibia 1, del municipio de Chinique, departamento del Quiché. Adecuándose a las necesidades básicas de la población, haciendo uso de los recursos que proporciona la municipalidad de Chinique conjuntamente con los pobladores de las comunidades mencionadas anteriormente.

Se proponen soluciones factibles desde el punto de vista técnico, el primer capítulo presenta información general del municipio de Chinique de tipo monográfica. En los siguientes capítulos se podrá apreciar el diseño de un sistema de agua potable y de un sistema de alcantarillado sanitario. Al final, se presentaran los planos de cada uno de los proyectos.



# **1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE CHINIQUE**

A continuación se describen algunas de las características principales del municipio de Chinique, así como algunos datos y aspectos importantes.

## **1.1. Generalidades**

Se puede mencionar entre los datos más importantes sobre el municipio de Chinique los siguientes.

### **1.1.1. Origen del nombre**

La palabra Chinique proviene del vocablo *Echinique*, que era el apellido de un hacendado español que vivió en la región, conociéndose inicialmente como Lo de Echinique y posteriormente cuando se trasformó en población a principios del siglo XIX paso a llamarse Chinique.

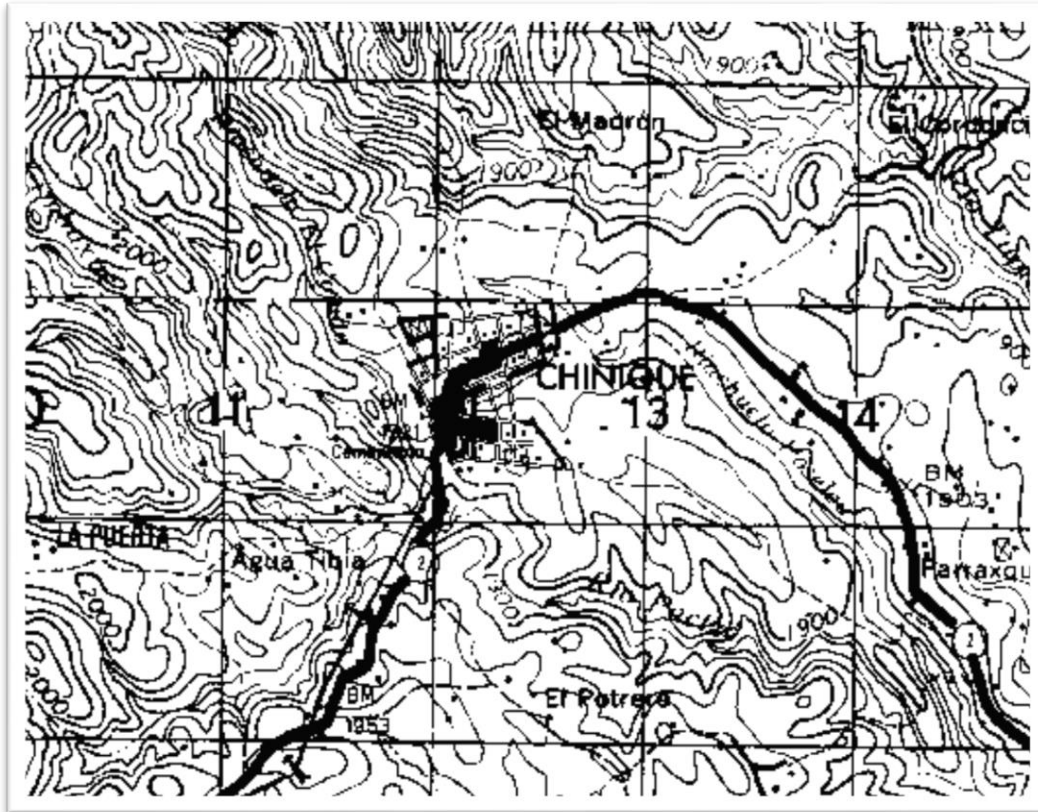
### **1.1.2. Ubicación y localización**

Chinique es uno de los municipios del departamento del Quiché y está ubicado a una elevación de 1 938 metros sobre el nivel del mar, situado a 15° 02' 23", latitud norte y a 91° 01 '41", longitud oeste.

Se encuentra aproximadamente a 18 kilómetros de la cabecera departamental y a 181 kilómetros de la capital de la república.



Figura 1. **Ubicación del municipio de Chinique, Quiché**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional mapa No. 1961-II Santa Cruz del Quiché.

### **1.1.3. Límites y colindancias**

Al norte con San Andrés Sajcabaja y Santa Cruz del Quiché, al sur con Santo Tomás Chiché, al oeste con Santa Cruz del Quiché y al este con Zacualpa y Santo Tomás Chiché, todos del departamento del Quiché.

#### 1.1.4. Clima

El clima en el municipio según la estación hidrológica más cercana del INSIVUMEH, ubicada en el mismo municipio, presenta los siguientes datos al año:

Tabla I. **Parámetros de la estación meteorológica Chinique**

Parámetro	Cantidad	Unidad
Temperatura media	17,75	°C
Temperatura máxima	22,95	°C
Temperatura mínima	9,56	°C
Temperatura máxima absoluta	28,65	°C
Temperatura mínima absoluta	1,75	°C
Lluvia	1 503,86	mm
Días de lluvia	125	días
Nubosidad	4,58	octas

Fuente: elaboración propia.

#### 1.1.5. Topografía

La topografía del terreno del municipio de Chinique oscila entre 5 por ciento y el 56 por ciento de pendiente.

#### 1.1.6. Situación edáfica

Los suelos del municipio presentan varios tipos de textura, que van desde francos arcillosos a limosos, por lo que siempre se mantienen húmedos y moderados drenajes compuestos con un buen porcentaje de materia orgánica.

### **1.1.7. Vías de acceso, comunicación y transporte**

Puede llegarse al municipio con todo tipo de vehículo o utilizando el transporte extraurbano, desde el municipio de Santo Tomás Chiche y desde el municipio de Zacualpa, además todas las comunidades del municipio cuentan con vías de acceso de balastado, transitables la mayor parte del año.

### **1.1.8. Aspectos económicos**

Los habitantes del municipio de Chinique se dedican principalmente a la producción de alimentos para su propio consumo y la prestación de algunos servicios para su sostenimiento económico.

#### **1.1.8.1. Producción**

Agrícola: se cultiva principalmente el maíz y frijol; en algunas comunidades se cosecha café, hortalizas como: zanahoria, chile, repollo, cebolla y papas.

Pecuaria: la mayoría de los habitantes tiene en sus hogares animales de patio como: gallinas, patos, gansos, cerdos, ovejas y cabras; ganado mayor como: vacas, toros y caballos.

Artesanía: en el municipio se fabrican silos metálicos para almacenar maíz, trenzas para sombrero, ollas de barro, zapatos, blusas y cortes típicos.

### **1.1.8.2. Servicios existentes**

El municipio de Chinique cuenta con variedad de servicios como tiendas, panaderías, comedores, una gasolinera, talleres de mecánica y de estructuras metálicas, ferreterías, sastrerías, zapaterías (fabricación y reparación), librerías, servicios de internet, servicio de transporte extraurbano, carnicerías y servicios de moto taxi.

## **1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades del municipio**

Con el apoyo de la Dirección Municipal de Planificación de la Municipalidad de Chinique, se realizó una investigación sobre las necesidades que existen y que puedan solucionarse con proyectos de infraestructura.

### **1.2.1. Descripción de necesidades**

El municipio de Chinique en los últimos años debido a un incremento en la población del área urbana y el área rural, requiere de servicios como agua potable, escuelas, drenajes, mejoramiento de carreteras, puentes, energía eléctrica.

### **1.2.2. Priorización de necesidades**

Después de realizar el diagnóstico de las principales necesidades del municipio de Chinique, se definió en acuerdo con la Dirección Municipal de Planificación de la Municipalidad, como prioridad el diseño de sistema de agua potable para el caserío Buena Vista 2 y diseño de sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Agua Tibia 1



## **2. DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2**

### **2.1. Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en el diseño de un sistema de agua potable por gravedad, con el cual se pretende beneficiar a los pobladores de la aldea Buena Vista 2, quienes en la actualidad consumen agua de ríos y vegas que no satisfacen de forma completa las necesidades de la población, además el agua consumida es de mala calidad, poniendo en riesgo la salud y vida de los pobladores; con la realización de este proyecto se pretende reducir al mínimo las enfermedades gastrointestinales producidas por el consumo de aguas contaminadas.

### **2.2. Levantamiento topográfico**

El levantamiento topográfico tiene como finalidad obtener información de campo necesaria para elaborar un diseño de la línea de conducción, red de distribución, tanque de almacenamiento y áreas de las posibles obras de arte.

Los levantamientos topográficos para acueductos rurales contienen las dos acciones principales de la topografía, las cuales son: planimetría y altimetría; el tipo de orden a utilizar dependerá de las características del proyecto y las normas de diseño.

El levantamiento topográfico planimétrico se realizó con el Método de Conservando de Azimut; para ello se efectuó una poligonal abierta radiando la

ubicación exacta de los servicios en la red de distribución, el equipo utilizado fue un teodolito marca South ET-02 y estadal proporcionados por la municipalidad.

Para la altimetría se utilizó el mismo equipo que para la planimetría, utilizando el Método Taquimétrico, con el cual se obtienen los datos para el cálculo de las distancias horizontales y las cotas del terreno.

### **2.3. Fuentes de agua**

Para dotar a la aldea de agua potable, se realizaron estudios en cuanto a la calidad, cantidad y ubicación de los 7 nacimientos propuestos, que son de afloramiento de tipo brote definido de ladera. Los nacimientos se encuentran en una comunidad vecina, aproximadamente a 2 kilómetros de las primeras viviendas.

### **2.4. Caudal de aforo**

Se realizó el aforo de los 7 nacimientos que se ubican en el caserillo vecino Tapesquillo 4, utilizando el Método Volumétrico para determinar el caudal de cada uno de ellos. Se realizaron cinco pruebas para cada nacimiento, utilizando cubetas y tomado el tiempo con un cronómetro.

El caudal es el volumen sobre unidad de tiempo, que produce el manantial.

$$Q = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tiempo promedio}}$$

Tabla II. **Aforo de captación 1**

No.	volumen (litros)	Tiempo (segundos)
1	3,78	19,11
2	3,78	21,15
3	3,78	18,25
4	3,78	18,35
5	3,78	17,59
<b>Tiempo promedio=</b>		<b>18,89</b>

Fuente: elaboración propia.

$$Q_1 = \frac{3,78}{18,89} = 0,20 \text{ lt/}$$

Tabla III. **Aforo de captación 2**

No.	volumen (litros)	Tiempo (segundos)
1	3,78	115,47
2	3,78	110,02
3	3,78	111,99
4	3,78	110,32
5	3,78	107,17
<b>Tiempo promedio=</b>		<b>110,99</b>

Fuente: elaboración propia.

$$Q_2 = \frac{3,78}{110,99} = 0,034 \text{ l/s}$$



Tabla IV. **Aforo de captación 3**

No.	volumen (litros)	Tiempo (segundos)
1	3,78	62,82
2	3,78	63,48
3	3,78	64,01
4	3,78	61,57
5	3,78	63,71
<b>Tiempo promedio=</b>		<b>63,11</b>

Fuente: elaboración propia.

$$Q_3 = \frac{3,78}{63,11} = 0,059 \text{ l/s}$$

Tabla V. **Aforo de captación 4**

No.	volumen (litros)	Tiempo (segundos)
1	3,78	67,88
2	3,78	68,81
3	3,78	69,37
4	3,78	67,58
5	3,78	69,58
<b>Tiempo promedio=</b>		<b>68,64</b>

Fuente: elaboración propia.

$$Q_4 = \frac{3,78}{68,64} = 0,055 \text{ l/s}$$

Tabla VI. **Aforo de captación 5**

No.	volumen (litros)	Tiempo (segundos)
1	3,78	13,53
2	3,78	10,44
3	3,78	13,74
4	3,78	14,16
5	3,78	14,51
<b>Tiempo promedio=</b>		<b>13,27</b>

Fuente: elaboración propia.

$$Q_5 = \frac{3,78}{13,27} = 0,28 \text{ l/s}$$

Tabla VII. **Aforo de captación 6**

No.	volumen (litros)	Tiempo (segundos)
1	3,78	116,41
2	3,78	108,51
3	3,78	109,44
4	3,78	110,98
5	3,78	111,96
<b>Tiempo promedio=</b>		<b>111,46</b>

Fuente: elaboración propia.

$$Q_6 = \frac{3,78}{111,45} = 0,033 \text{ l/s}$$

Tabla VIII. **Aforo de captación 7**

No.	volumen (litros)	Tiempo (segundos)
1	3,78	30,84
2	3,78	31,84
3	3,78	30,95
4	3,78	30,86
5	3,78	31,35
<b>Tiempo promedio=</b>		<b>31,16</b>

Fuente: elaboración propia.

$$Q_7 = \frac{3,78}{31,16} = 0,12 \text{ l/s}$$

El caudal total será la suma de los 7 caudales que proporciona cada una de las fuentes.

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7$$

$$Q = 0,20 + 0,034 + 0,059 + 0,055 + 0,28 + 0,033 + 0,12 = 0,78 \text{ l/s}$$

## 2.5. **Análisis de la calidad del agua**

Para que el agua sea potable, debe ser sanitariamente segura y agradable a los sentidos. Para determinar la calidad del agua es necesario regirse por las normas, en Guatemala dichas normas son COGUANOR NGO 29 001; esta dictamina los límites y características de calidad físicas, químicas y bacteriológicas.

Para el presente proyecto fueron realizados únicamente los análisis de agua para la captación 7, ubicada en la estación E-15, ya que es la captación más cercana a viviendas y con posible contaminación por la presencia de pobladores.

### **2.5.1. Examen bacteriológico**

El objetivo principal del análisis bacteriológico del agua es revelar si existe contaminación con agua residual y el riesgo de que se puedan transmitir enfermedades al consumirla. El agua puede contener muchos tipos de bacterias, virus, hongos, entre otros, cuyo medio ambiente habitual sea el suelo, agua o aire.

A través del examen bacteriológico es posible comprobar la existencia del grupo coliforme, representado por la *Escherichia Coli*, una bacteria que no es patógena pero se halla presente en el intestino de los seres vivos. Los exámenes bacteriológicos se basan en la determinación del número de bacterias presentes y de la ausencia y presencia de estos.

Conforme a los resultados que se muestran en los anexos, el número más probable de gérmenes coliformes por 100 centímetros cúbicos es menor a 2. Se concluye que el agua es sanitariamente segura o potable, requiriendo simplemente de un sistema de desinfección.

### **2.5.2. Examen físicoquímico**

El agua potable es aquella considerada como apta para el consumo humano por sus características sanitarias y su sensación agradable a los sentidos. La región donde se ubica la fuente, estación, uso de la tierra,

geografía y el clima, tienen una relación estrecha con las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua, las cuales definen, su calidad y pueden evaluarse a través de un análisis físicoquímico y bacteriológico.

El análisis físicoquímico tiene como objetivo registrar las características físicas y químicas del agua que provienen de la fuente. Las características físicas son aquellas percibidas por los sentidos por medio del sabor, olor, color, potencial de hidrógeno y temperatura. Las características químicas son las relativas a las sustancias contenidas en ella y el análisis permite establecer las cantidades de material mineral y orgánico que existe en el agua y que afectan su calidad.

El análisis físicoquímico demostró que el agua es potable, cumpliendo con la Norma COGUANOR NGO 29 001, por lo que estos resultados se encuentran dentro de los límites máximos aceptables, siendo el agua adecuada para el consumo humano.

## **2.6. Criterios de diseño**

Son reglas o normas utilizadas como referencia para el dimensionamiento de tuberías y otro tipo de obras, relacionadas con el diseño y construcción del sistema de agua potable, para garantizar su buen diseño y funcionamiento.

### **2.6.1. Período de diseño**

Es el tiempo para el cual el sistema de agua potable funciona en sus óptimas condiciones y dará un servicio satisfactorio a la población, deben tomarse en cuenta aspectos como la vida útil de los materiales y equipo, crecimiento de la población, costos de conexión y tasas de interés.

Para este proyecto se asignará un período de diseño de 20 años, según las normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR), más un año en trámites para el financiamiento.

## **2.6.2. Población de diseño**

Es la población con la cual se van a realizar los cálculos, se puede realizar a través de los métodos geométrico, exponencial o por comparación

### **2.6.2.1. Población actual**

La población actual a beneficiar es de 343 habitantes, está integrada por 49 familias que residen dentro del caserillo con un promedio de 7 habitantes por vivienda.

### **2.6.2.2. Estimación de población futura**

El cálculo de población futura se realizó mediante el uso del Método Geométrico, por ser el que mejor se adapta a los países subdesarrollados.

$$P = P_i * (1 + R)^n$$

Donde:

P = población futura

P<sub>i</sub> = población inicial

R = tasa de crecimiento

N = número de años (período de diseño)

Aplicando la fórmula se obtiene:

$$P = 343 * (1 + 0,023)^{21}$$

$$P = 553 \text{ habitantes}$$

#### **2.6.2.2.1. Tasa de crecimiento poblacional**

Se investigó la tasa de crecimiento poblacional del municipio de Chinique, dando como resulta un 2,3 por ciento, según el Instituto Nacional de Estadística (INE) y fue utilizado para el presente proyecto.

#### **2.6.3. Consumo de agua**

Varía dependiendo la estación del año, por ejemplo durante la época de verano se incrementa el nivel de consumo, asimismo en cuanto al consumo semanal de agua, varía la cantidad dependiendo del día en que se realizan las actividades, el mayor consumo de agua se da por las mañanas, por tanto tiende a disminuir por las tardes.

Se deben tomar en consideración todos estos aspectos que afectan al consumo de la población, para satisfacer las demandas de agua potable.

##### **2.6.3.1. Factores de consumo**

Para lograr el diseño que permita un suministro de agua de forma continua, se hace necesario tomar en consideración el gasto de agua que depende de los factores de consumo humano, estos se relacionan con las actividades, hábitos y requerimientos de la población, ya que se debe suministrar un adecuado servicio.

#### **2.6.3.1.1. Factor de día máximo**

Los parámetros establecidos según las normas INFOM - UNEPAR para este factor; varían de 1,20 a 1,50 para poblaciones rurales futuras menores a 1 000 habitantes y 1, 20 para mayores a 1 000 habitantes.

Se ha elegido el factor de 1,50, ya que para el presente proyecto se cuenta con una población futura menor a 1 000 habitantes.

#### **2.6.3.1.2. Factor de hora máximo**

Este factor se encuentra entre 2 a 3, dependiendo de la población futura a servir, para el diseño de este proyecto se utilizó 3, ya que se tiene una población menor de 1 000 habitantes.

### **2.7. Determinación de caudales**

Existen diversos tipos de caudales que dependen de la dotación y se utilizan para los cálculos de un sistema de agua potable, estos son afectados por los facetes de día máximo y de hora máxima.

#### **2.7.1. Dotación**

Es la cantidad de agua asignada a un habitante en un día, se expresa en litros por habitante por día y depende del clima, nivel de vida, calidad y cantidad del agua.

La dotación asignada a cada habitante debe satisfacer sus necesidades de consumo, se deben de realizar estudios de consumo de la población o



poblaciones similares, a falta de ellos las normas INFOM – UNEPAR establece parámetros para áreas rurales con servicios de conexiones prediales fuera de la vivienda: 60 a 120 litros por habitante por día.

Para los cálculos del presente diseño se utilizará una dotación de 80 litros por habitante por día.

### **2.7.2. Caudal medio diario**

El consumo medio diario es el producto de multiplicar la dotación asignada para un día y el número de habitantes futuros, dividido el número de segundos que tiene un día (86 400 segundos).

$$Q_m = \frac{Dot.* Pf}{86\ 400}$$

Donde:

$Q_m$  = caudal medio diario

Dot. = dotación a servir

Pf = población futura

$$Q_m = \frac{553\ hab. \cdot 80\ l/hab}{86\ 400\ s} = 0,51\ l/s$$

### **2.7.3. Caudal máximo diario**

Es el máximo caudal producido en un día durante un a período de observación de un año, es utilizado para el diseño de líneas de conducción por

gravedad. Se obtiene del producto de la multiplicación del caudal medio diario y el factor de día máximo.

$$QMD = Qm * FDM$$

Donde:

QMD = caudal máximo diario

Qm = caudal medio diario

FDM = factor de día máximo

$$QMD = 0,51 \text{ l/s} * 1.5 = 0.76 \text{ l/s}$$

#### **2.7.4. Caudal máximo horario**

Es el máximo caudal producido en una hora en un periodo de observación de un año. Se calcula mediante la multiplicación del caudal medio diario y el factor de hora máximo.

$$QMH = Qm * FHM$$

Donde:

QMH = caudal máximo horario

Qm = caudal medio diario

FHM = factor de hora máximo

$$QMH = 0,51 \text{ l/s} * 3 = 1.53 \text{ l/s}$$

## **2.8. Captación**

Las fuentes que suministran el agua son nacimientos tipo acuífero con brote definido en ladera.

Se construirá para cada nacimiento una caja de recolección con material permeable con completa protección sanitaria, consistirá en un colador de piedra bola y grava se le colocará un rebalse, desagüe para limpieza, pichacha, tapadera con sello sanitario de inspección, se construirá una cuneta para impedir el ingreso de agua pluvial a la caja de recolección. La obra de captación se protegerá debidamente con cerco para evitar el ingreso de animales o personas.

## **2.9. Línea de conducción**

Este proyecto que radica en un sistema por gravedad y la tubería que transporta el caudal de día máximo desde la captación ubicada en la estación E-0 hasta el tanque de almacenamiento, que se encuentra en la estación E-67.

En el tramo de línea de conducción de la estación E-0 a E-16, se estarán ubicando tres cajas unificadoras de caudal, en el cual se estarán uniendo los nacimientos a la línea de conducción, situando la primera en la estación E-6, la segunda en la estación E-10 y la tercera en la estación E-16, las cuales serán de tubería de PVC resistentes a una presión de 112 metro por columna de agua. En ningún caso se excedió esta presión.

Por último el tramo de la estación E-16 a E-67, en donde la máxima diferencia de alturas que se encuentra en este tramo no accede los 112 metro por columna de agua. No es necesario ubicar cajas rompe presión.

Para realizar el diseño de la línea de conducción, se aplicará la fórmula matemática de Hazen-Williams, teniendo:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L * Q_{mda}^{1.85}}{c^{1.85} * \emptyset^{4.87}}$$

Donde:

Hf = pérdida de carga por fricción m

QMD = caudal máximo diario acumulado en este tramo (l/s)

L = longitud de la tubería más un factor de longitud del 5% en m

D = diámetro interno de la tubería en plg

C = coeficiente de fricción (para PVC se usará C=150)

Se calcularán las velocidades que deben cumplir con las medidas establecidas para tuberías PVC de  $0,40 \leq V \leq 3,00$  m/s, las velocidades se obtendrán utilizando la fórmula siguiente.

$$V = \frac{1,974 * QMD}{D^2}$$

Donde:

V = velocidades (m/s)

QMD = caudal máximo diario acumulado para este tramo (l/s)

D = diámetro de la tubería en (plg)

Se diseñará como ejemplo el tramo de la línea de conducción desde la caja unificadora de caudales ubicada en la estación E-10, hasta la caja unificadora de caudales en estación E-16, utilizando el caudal acumulado

que proporcionan las fuentes para el tramo en análisis. Este procedimiento se realizará en las estaciones comprendidas de E-0 hasta la estación E-16, por ser partes del caudal total. Se utilizó el caudal máximo diario total (QMD=0,67 l/s) a partir de la estación E-16 hasta la estación E-67.

Datos:

Cota E-10 = 901,61

Cota E-16 = 873,88

Longitud = 66,08

- Cálculo del caudal a utilizar

$$Q_p = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$$

$$Q_p = 0,20 + 0,034 + 0,059 + 0,055 + 0,28 = 0,63 \text{ l/s}$$

- Cálculo de la pérdida de carga entre los dos puntos

$$H_f = Cota_{E-10} - Cota_{E-16}$$

$$H_f = 901,61 - 873,88 = 27,73 \text{ m}$$

- Cálculo del diámetro teórico

$$D = \left( \frac{1743,811 * L * Q_p^{1,85}}{C^{1,85} * H_f} \right)^{1/4,87}$$

$$D = \left( \frac{1\,743,811 * 66,08 * 1,05 * 0,63^{1,85}}{150^{1,85} * 27,73} \right)^{1/4,87} = 0,69$$

Se opta por el diámetro comercial de 3/4".

- Calculando la pérdida para el diámetro propuesto

$$Hf_{3/4"} = \frac{1\,743,811 * 66,08 * 1,05 * 0,63^{1,85}}{150^{1,85} * (3/4")^{4,87}} = 19,80 \text{ m}$$

Se procede a calcular el número de tubos de diámetro 3/4" mediante la siguiente expresión:

$$\text{Numero de tubos de } \varnothing 3/4" = \frac{\text{longitud} * 1,05}{6}$$

$$\text{Numero de tubos de } \varnothing 3/4" = \frac{66,08 * 1,05}{6} = 12 \text{ tubos}$$

- Calculo de la velocidad

$$V = \frac{1,974 * 0,63}{3/4"^{2}} = 2,21 \text{ m/s}$$

La velocidad cumple con el rango establecido  $0,40 \leq 2,21 \leq 3,00 \text{ m/s}$ .

- Determinando cota piezométricas en E-16:

$$\text{Cota piezométrica}_{E-16} = \text{Cota}_{E-10} - Hf_{3/4"}$$

$$Cota\ piezométrica_{E-16} = 901,61 - 19,80 = 881,31\ m$$

- Determinando presión dinámica

$$Pd = Cota\ piezométrica_{E-16} - Cota_{E-16}$$

$$Pd = 881,31 - 873,88 = 7,43\ mca$$

Se utilizó el mismo procedimiento para todos los cálculos de la línea de conducción. Los resultados de las velocidades, longitud de tuberías, presiones, diámetros y cotas piezométricas se observan en la siguiente tabla:

Tabla IX. **Diseño hidráulico de línea de conducción**

TRAMO	COTA DE TERRENO		LONGITUD (MTS)	HF (MTS)	Q (L/S)	C	CLASE (PSI)	Ø (PLG)	Hf (M)	LONGITUD (M)	TUBOS	COTA PIEZO.	PRESION DINAMICA	VELOCIDAD (M/S)
	EST	PO												
0	6		255,99	74,84	0,200	150	160	3/4	9,13	268,79	45	990,87	65,71	0,70
5	6		7,93	1,34	0,034	150	160	1/2	0,08	8,33	2	926,42	1,26	0,27
7	6		5,98	0,42	0,059	150	160	1/2	0,16	6,28	2	925,42	0,26	0,47
11	10		24,62	13,63	0,055	150	160	1/2	0,58	25,85	5	914,66	13,05	0,43
12	10		27,02	15,00	0,280	150	160	3/4	1,80	28,37	5	914,81	13,20	0,98
6	10		80,60	23,55	0,293	150	160	3/4	5,83	84,63	15	919,33	17,72	1,03
14	16		28,15	4,87	0,033	150	160	1/2	0,26	29,56	5	878,49	4,61	0,26
15	16		20,50	3,35	0,120	150	160	3/4	0,28	21,53	4	876,95	3,07	0,42
10	16		66,08	27,73	0,630	150	160	1	4,85	69,38	12	896,76	22,88	1,24
16	67		2482,05	44,90	0,760	150	160	1 1/2	35,78	2606,15	435	838,10	9,12	0,67

Fuente: elaboración propia.



## **2.10. Tanque de almacenamiento**

Es un depósito que sirve para cubrir la demanda de agua en las horas de mayor consumo. Este tipo de obra es de suma importancia para el sistema de distribución de agua tanto desde el punto de vista económico, como para funcionamiento hidráulico y de almacenamiento.

### **2.10.1. Forma del tanque**

La forma de los tanques de almacenamiento pueden ser: rectangulares y circulares, se diseñara un tanque de almacenamiento de forma rectangular ya que es la más adecuada por el perfil del terreno y estará semienterrado, ya que permitirá que la estructura sea más liviana y el empuje de tierra es absorbida por el terreno.

### **2.10.2. Volumen del tanque**

El volumen del tanque de almacenamiento o distribución se debe calcular de acuerdo a la demanda real de la comunidad. Sin embargo, la guía para el diseño de UNEPAR indica que al no contar con estudios de dicha demanda en sistemas por gravedad, se puede adoptar de 25 a 40 por ciento del consumo medio diario estimado.

Para efecto del diseño se adoptara el 40 por ciento, el volumen del tanque se calculó de la siguiente manera:

$$\text{Vol} = \frac{\% \text{almacenamiento} * Q_{\text{md}} * 86\,400 \text{s/dia} * 1 \text{m}^3}{1\,000 \text{l}}$$

Donde:

Vol = volumen del tanque en m<sup>3</sup>

Q<sub>md</sub> = caudal medio diario en l/s

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se tiene:

$$\text{Vol} = \frac{40 \% * 0,51 * 86\ 400\text{s}/\text{dia} * 1\text{m}^3}{1\ 000\ \text{l}} = 17,62\ \text{m}^3$$

Para efectos de diseño, el volumen del tanque será de 20 metros cúbicos, se construirá de mampostería de piedra bola con especificaciones en el plano constructivo.

- Descripción del tanque de almacenamiento
  - El volumen de almacenamiento será de 20 metros cúbicos
  - Los muros y losa inferior serán de mampostería de piedra bola
  - La parte superior de los muros será tratada de tal forma que se elimine toda adherencia posible a la losa superior
  - La losa superior será de concreto reforzado
  
- Datos de diseño
  - Peso específico del concreto = 2,4 Ton/m<sup>3</sup>
  - Densidad del agua = 1 Ton/ m<sup>3</sup>
  - Valor soporte del suelo = 10 Ton /m<sup>2</sup>
  - Angulo de fricción interna del suelo 30°
  - Peso específico del suelo = 1,4 Ton/m<sup>3</sup>

- Esfuerzo ultimo del concreto 210 kg/cm<sup>2</sup>
  - Módulo de fluencia del acero 2 810 kg/cm<sup>2</sup>
  - Peso específico del concreto ciclópeo = 2 Ton/m<sup>3</sup>
- Dimensiones

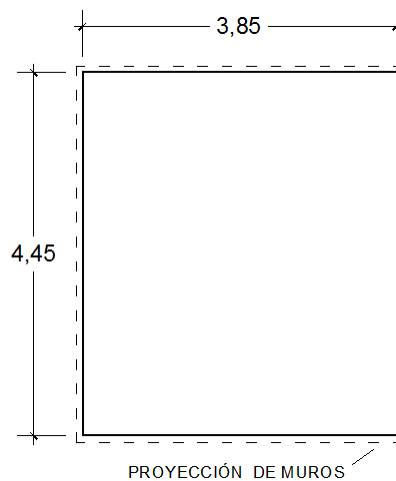
Para obtener un almacenamiento de 20 metros cúbicos, se utilizaran las siguientes dimensiones internas: largo 4,00 metros, ancho 3,40 metros y una altura máxima de 1,50 metros de agua.

$$V = 4,00 * 3,40 * 1,5 = 20,40 \text{ m}^3$$

- Diseño de losa

Para el diseño de losa se empleara el método 3 del American Concrete Institute (ACI) y la losa tendrá las dimensiones siguientes:

Figura 2. **Dimensiones de losa**



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

- Determinando como trabaja la losa

$$m = \frac{a}{b}$$

Si  $m \geq 0,5$  la losa trabaja en 2 sentidos

Si  $m < 0,5$  la losa trabaja en 1 sentido

Donde:

a = lado corto de la losa = 3,85 m

b = lado largo de la losa = 4,45 m

Sustituyendo los datos en la expresión anterior:

$$m = \frac{3,85}{4,45} = 0,85$$

Como  $0,85 \geq 0,50$  la losa trabaja en 2 sentidos.

- Espesor de la losa

$$t = \frac{\text{Perimetro}}{180}$$

$$t = \frac{2(3,85 + 4,45)}{180} = 0,092$$

Se utilizará  $t = 0,10$  m

- Integración de cargas

- Carga muerta (CM):

Peso propio de la losa =  $2400 \text{ kg/m}^3 (0,10\text{m}) = 240 \text{ kg/m}^2$

Peso de acabados (rústicos) =  $90 \text{ kg/m}^2$

$$\sum = \text{CM} = 330 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva (CV):

Peso por personas =  $150 \text{ kg/m}^2$

$$\sum = \text{CV} = 150 \text{ kg/m}^2$$

- Carga última (CU):

$$\text{CMU} = 1,4 (\text{CV})$$

$$\text{CVU} = 1,7 (\text{CM})$$

$$\text{CU} = \text{CMU} + \text{CVU}$$

Por lo que se obtiene:

$$\text{CMU} = 1,4 (330 \text{ kg/m}^2) = 462 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CVU} = 1,7 (150 \text{ kg/m}^2) = 255 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CU} = 462 \text{ kg/m}^2 + 255 \text{ kg/m}^2 = 717 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de momentos

La losa corresponde a una losa discontinua (CASO 1) del método 3 del ACI y trabaja en dos sentidos.

$$M_{a(+)} = (C_a +)(CVU)(a^2) + (C_a +)(CMU)(a^2)$$

$$M_{b(+)} = (C_b +)(CVU)(b^2) + (C_b +)(CMU)(b^2)$$

$$M_{a(-)} = M_{a(+)}/3$$

$$M_{b(-)} = M_{b(+)}/3$$

- Momentos:

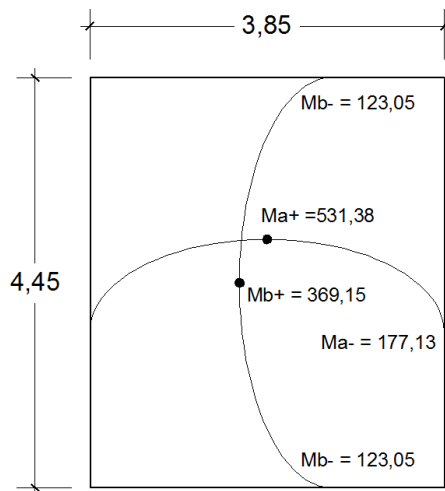
$$M_{a(+)} = (0,050)(255)(3,85^2) + (0,050)(462)(3,85^2) = 531,38 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{b(+)} = (0,026)(255)(4,45^2) + (0,026)(462)(4,45^2) = 369,15 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{a(-)} = 531,38/3 = 177,13 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{b(-)} = 369,15/3 = 123,05 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 3. **Distribución de momentos en losa (kg-m)**



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

- Cálculo del refuerzo:

Se calcula el refuerzo con una franja de 1 metro (b) y un recubrimiento de 3 centímetros.

- Peralte (d)

$$d = t - \text{recubrimiento}$$

$$d = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$$

- As mínimo

El área de acero mínimo de una losa es igual al 40 por ciento del acero mínimo de una viga con base en una franja de un metro unitario.

$$\text{As mínimo} = 40\% \text{ As mínimo, viga} = 40\% (\rho \text{ mínimo})(b)(d)$$

Donde:

As min = área de acero mínimo (cm<sup>2</sup>)

$\rho$  min = cuantía de acero mínimo

b = franja de 100 cm

d = peralte (cm)

$$\text{As mínimo} = 0,40 * \frac{14,1}{2810} * 100 * 7 = 1,41 \text{ cm}^2$$



- Espaciamiento de As mínima.

$$S = \frac{A_{s\text{varilla}} * 100 \text{ cm}}{A_{s \text{ minimo}}}$$

$$S_{\text{máx}} = 2t$$

Donde:

S = espaciamiento entre varillas en cm.

$A_s$  = área de acero de refuerzo en  $\text{cm}^2$

$A_{s\text{varilla}}$  = área de acero de la varilla a utilizar, en este caso No. 3  
 $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$

100 = base en cm la cual requiere el  $A_s$

T = espesor de losa

$S_{\text{máx}}$  = de acuerdo con el código ACI 318-05 sección 13.3.2

$$S = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{1,41 \text{ cm}} = 50,35 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{máx.}} = 2 * 10,00 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Por lo que el espaciamiento a utilizar será  $S_{\text{max}} = 20 \text{ cm}$ . Entonces el área de acero requerida para dicho espaciamiento será:

$$A_s = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 3,55 \text{ cm}^2$$

Se utilizará varillas No.3 @ 20 centímetros.

Momento último que resiste el área de acero con S máx.

$$M_u = \phi \left[ A_s * f_y \left( d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$\phi_{\text{flexión}} = 0,90$$

$$M_u = 0,90 \left[ 3,55 * 2810 \left( 7 - \frac{3,55 * 2810}{1,7 * 210 * 100} \right) \right] = 60336 \text{ kg-cm}$$

$M_u = 603,36 \text{ kg-m} > 531,38 \text{ kg-m}$  (momento máximo requerido)

El momento último que resiste el área de acero con s max. Es mayor a los momentos requeridos por lo que se utiliza:

- Acero por temperatura

$$A_t = 0,2\%(b)(t)$$

$$A_t = 0,2\%(100)(10) = 2 \text{ cm}^2$$

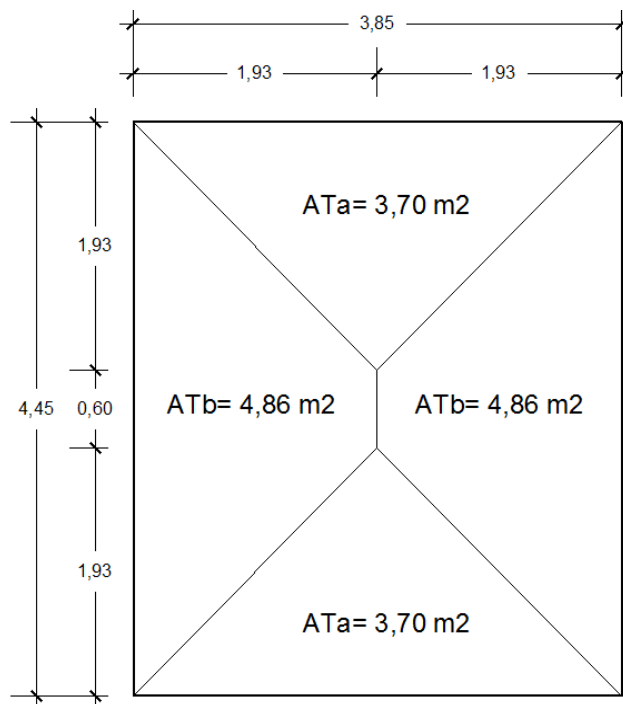
Espaciamiento utilizando acero No. 3 ( $0,71 \text{ cm}^2$ ):

$$x = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{2 \text{ cm}^2} = 35,5 \text{ cm} = S_{\text{max}} = 30 \text{ cm}$$

Se utilizará varillas No.3 @ 30 centímetros.

- Descripción de los muros del tanque
  - El material más económico y de mayor acceso para la población es la piedra bola, por lo que se utilizará concreto ciclópeo para la construcción de los muros del tanque.
  - Por su profundidad, el tanque será de tipo semienterrado.
  - La condición crítica para el cálculo estructural es cuando el tanque está completamente lleno.
  
- Diseño de los muros del tanque
  - Cálculo del área tributaria de la losa sobre el muro

Figura 4. **Áreas tributarias**



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

$$AT_b = (1,93 \text{ m} * 1,93 \text{ m}) + (0,60 \text{ m} * 1,93 \text{ m}) = 4,86 \text{ m}^2$$

$$AT_a = 1,93 \text{ m} * 1,93 \text{ m} = 3,70 \text{ m}^2$$

Se utilizara el área tributaria mayor en este caso será  $AT_b = 4,86 \text{ m}^2$

- Peso sobre el muro ( $W_m$ ) en T/m (lado a)

$$W_{\text{losa}} = \frac{CU * A_{\text{tributaria}}}{l}$$

$$W_{\text{viga}} = 1,4(W_{\text{especifico del concreto}} * b_{\text{viga}} * a_{\text{viga}})$$

$$W_m = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}}$$

Sustituyendo dato se obtiene:

$$W_{\text{losa}} = \frac{0,717 \text{ T/m}^2 * 4,86 \text{ m}^2}{4,45 \text{ m}} = 0,78 \text{ T/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 1,4(2,4 \text{ T/m}^3 * 0,15 \text{ m} * 0,20 \text{ m}) = 0,10 \text{ T/m}$$

$$W_m = 0,78 \text{ T/m} + 0,10 \text{ T/m} = 0,88 \text{ T/m}$$

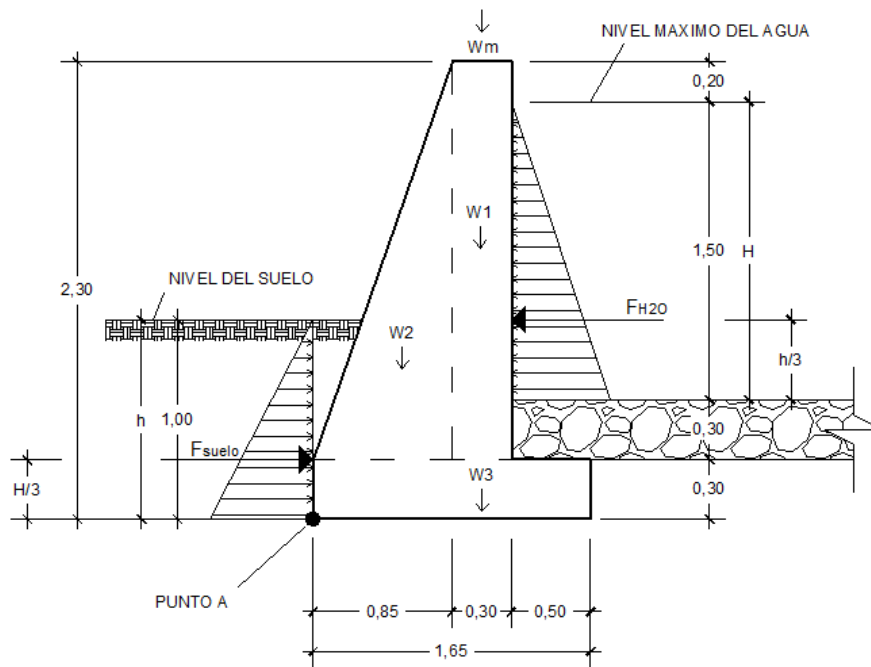
- Cálculo del coeficiente de empuje pasivo ( $k_p$ ).

De la teoría de Rankine y utilizando un ángulo de fricción interna  $\phi = 30^\circ$ , se obtiene la siguiente expresión:

$$k_p = \frac{1 - \text{sen } \emptyset}{1 + \text{sen } \emptyset}$$

$$k_p = \frac{1 - \text{sen } 30^\circ}{1 + \text{sen } 30^\circ} = 1/3$$

Figura 5. Diagrama de cuerpo libre y presión del muro



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

- Presiones horizontales
  - Presión horizontal del agua sobre el muro ( $P_{H2O}$ )

$$P_{H2O} = \rho_{H2O} * H$$

$$P_{H_2O} = 1 \text{ T/m}^3 * 1,5\text{m} = 1,5\text{T/m}^2$$

- Presión horizontal del suelo sobre el muro (Ps)

$$P_{\text{suelo}} = \rho_{\text{suelo}} * h * kp$$

$$P_{\text{suelo}} = 1,4 \text{ T/m}^3 * 1 \text{ m} * 1/3 = 0,47 \text{ T/m}^2$$

- Fuerzas totales sobre el muro

- Fuerza total del agua sobre el muro ( $F_{H_2O}$ )

$$F_{H_2O} = P_{H_2O} * \frac{H}{2}$$

$$F_{H_2O} = 1,5\text{T/m}^2 * 1,5\text{m} / 2 = 1,13 \text{ T/m}$$

- Fuerza total del suelo (Fs)

$$F_{\text{suelo}} = P_{\text{suelo}} * \frac{h}{2}$$

$$F_{\text{suelo}} = 0,46\text{T/m}^2 * 1\text{m}/2 = 0,23 \text{ T/m}$$

- Cálculo de momentos

Momento generado por el empuje pasivo del suelo (respecto del punto A).

$$M_{\text{suelo}} = Fs * \frac{h}{3}$$

$$M_{\text{suelo}} = 0,23 \text{ T/m} * 1\text{m}/3 = 0,08 \text{ T} - \text{m/m}$$

Momento generado por el empuje activo del agua (respecto del punto A).

$$M_{\text{H}_2\text{O}} = F_{\text{H}_2\text{O}} * \left( \frac{H}{3} + 0,60 \right)$$

$$M_{\text{H}_2\text{O}} = 1,13 \text{ T/m} * (1,5/3 + 0,6)\text{m} = 1,23 \text{ T} - \text{m/m}$$

Tabla X. **Momento del muro respecto de punto A**

Figura	W (T/m)	Brazo (m)	Momento(T-m/m)
W1	$0,6 \text{ m}^2 * 2 \text{ T/m}^3 = 1,2 \text{ T/m}$	$0,85 + 0,15 = 1,00 \text{ m}$	1,20
W2	$0,85 \text{ m}^2 * 2 \text{ T/m}^3 = 1,7 \text{ T/m}$	$2 * 0,85/3 = 0,56 \text{ m}$	0,96
W3	$0,49 \text{ m}^2 * 2 \text{ T/m}^3 = 0,99 \text{ T/m}$	$1,65 / 2 = 0,82 \text{ m}$	0,82
Wm	0,88 T/m	$0,85 + 0,15 = 1,00 \text{ m}$	0,88
	$W = 4,77 \text{ T/m}$		$Mr = 3,86$

Fuente: elaboración propia.

- Verificación de la estabilidad contra el volteo ( $F_s \geq 1,5$ )

$$F_s = \frac{\sum M_{\text{resist}}}{\sum M_{\text{actua}}}$$

$$F_s = \frac{Mr + M_{\text{suelo}}}{M_{\text{H}_2\text{O}}}$$

$$F_s = \frac{3,86 \text{ T} - \text{m/m} + 0,08 \text{ T} - \text{m/m}}{1,23 \text{ T} - \text{m/m}} = 3,18$$

$$F_s = 3,18 \geq 1,5$$

- Verificación de la estabilidad contra deslizamiento ( $F_{sd} \geq 1,5$ )

$$F_{sd} = \frac{\sum F_{resist}}{\sum F_{actua}}$$

$$F_{sd} = \frac{F_{suelo} + 0,9 * \text{tg } \emptyset * W}{F_{H2O}}$$

$$F_{sd} = \frac{0,23\text{T/m} + 0,9 * \text{tg } 30^\circ * 4.77 \text{ T/m}}{1,13 \text{ T/m}} = 2,41$$

$$F_{sd} = 2,41 > 1,5$$

- Verificación de la presión bajo la base del muro,  $P_{max} < V_s$  donde la excentricidad es:

$$e_x = \frac{\text{Base}}{2} - a$$

$$a = \frac{M_r + M_{suelo} - M_{H2O}}{W}$$

Sustituyendo en las fórmulas se tiene:

$$a = \frac{3,86\text{T} - \text{m/m} + 0,08 \text{ T} - \text{m/m} - 1,23 \text{ T} - \text{m/m}}{4,77\text{T/m}} = 0,56\text{m}$$

$$e_x = \frac{1,65 \text{ m}}{2} - 0,56 = 0,26\text{m}$$



- Módulo de sección (Sx)

$$S_x = \frac{1}{6} * B^2 * longitud$$

$$S_x = \frac{1}{6} * (1,65 \text{ m})^2 * 1 \text{ m} = 0,45$$

- Verificación de las presiones

$$P = \frac{Wt}{Area} \pm \frac{Wt * e_x}{S_x}$$

- Presión máxima:

$$P_{\text{máx}} = \frac{4,77 \text{ T}}{1,65 \text{ m} * 1 \text{ m}} + \frac{4,77 \text{ T} * 0,26 \text{ m}}{0,45 \text{ m}^3} = 5,61 \text{ T/m}^2$$

- Presión mínima:

$$P_{\text{mín}} = \frac{4,77 \text{ T}}{1,65 \text{ m} * 1 \text{ m}} - \frac{4,77 \text{ T} * 0,26 \text{ m}}{0,45 \text{ m}^3} = 0,17 \text{ T/m}^2$$

$P_{\text{máx.}} = 5,61 \text{ T/m}^2 < V_s = 10 \text{ T/m}^2$  No se excede el valor soporte del suelo

$P_{\text{mín.}} = 0,17 \text{ T/m}^2 > 0$  No hay presiones negativas

## 2.11. Desinfección

Con el propósito de proveer agua libre de bacterias y virus a los usuarios, se debe incorporar un sistema que permita un tratamiento de desinfección.

Para realizar este tratamiento se selecciona el procedimiento más práctico y económico para desinfectar el agua a través de medios químicos, el cual para regiones en países en vías de desarrollo, ha resultado ser la desinfección por medio de cloro. El tratamiento se realizará a través de un dosificador de hipoclorito de calcio, que es un tanque en el cual se tiene un dosificador que actúa por gravedad, con dimensiones interiores de 1,00 x 1,00 metros en planta y 1,00 metros de altura.

Se deberá dosificar una solución de hipoclorito de calcio al 65 por ciento diluido en agua, asegurándose que el punto donde se aplique el compuesto de cloro garantice una mezcla efectiva con el agua y asegure un período de contacto de 20 minutos como mínimo, antes de que el agua llegue al consumidor. Además, la desinfección deben ser tal, que asegure un residual de 0,2 a 0,5 miligramos por litro en el punto más lejano de la red (el límite máximo permisible es de 1mg/l).

La dosis de cloro necesaria para aplicar la solución a la entrada del tanque, es decir, el flujo de cloro ( $F_c$ ) en gramos por hora se calcula de la siguiente manera:

$$F_c = Q * DC * 0,06$$

Donde:

Fc = flujo de cloro en g/h

Q = caudal de línea de conducción,  $Q_c = 0,76 \text{ l/s} = 45,60 \text{ l/min}$

DC = demanda de cloro, 2 mg/l

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se tiene:

$$FC = 45,60 \text{ l/min} * 2\text{PPM} * 0,06 = 5,47 \text{ g/h}$$

$$FC = 5,47 \frac{\text{g}}{\text{h}} = 3,28 \text{ l/min}$$

Se calcula el tipo necesario para llenar un recipiente de un litro utilizando la siguiente fórmula:

$$t = \frac{60}{SC} = \frac{60}{3,28 \text{ l/min}} = 18,29 \text{ s}$$

Donde:

t= tiempo de llenado de un recipiente de un litro en s

SC=flujo de solución de cloro (3,28 l/min)

El tiempo necesario para llenar completamente un recipiente de un litro es de 18,29 segundos. El flujo de cloro del hipoclorador es de 5,47 y gramos por hora, entonces la cantidad de tabletas (Ct) que consumirá en un mes será de:

$$Ct = 5,47 \text{ g/h} * 24 \frac{\text{hr}}{1 \text{ día}} * 30 \frac{\text{día}}{\text{mes}} = 3\,938,40 \frac{\text{g}}{\text{mes}} * \frac{1 \text{ tab}}{300 \text{ g}} = 13,1 \text{ tabletas/mes}$$

Total de 13 tabletas/mes

## **2.12. Línea de distribución**

Es la unión del tanque de almacenamiento y la red de distribución. Su función principal es abastecer de agua potable a los consumidores, mediante tuberías principales encargadas de suministrar el agua a las diferentes zonas de la población y tuberías secundarias que se utilizan para las conexiones prediales de este proyecto.

## **2.13. Red de distribución**

Debido a la disposición topografía y a la ubicación de las viviendas la red de distribución será por ramales abiertos y los habitantes se abastecerán de conexiones prediales.

### **2.13.1. Cálculo hidráulico de la red**

Debido a que la ubicación de las viviendas no obedece un orden específico en áreas rurales y por las condiciones topográficas de los lugares se hace necesario diseñar redes de distribución abiertas utilizando ramales y realizando cálculos con la fórmula de Hazen-Williams, confirmando para cada tramo de diseño que las velocidades se encuentren dentro de los rangos establecidos.

### 2.13.1.1. Caudal de uso simultaneo

Es la probabilidad estadística del uso simultáneo de todas las viviendas del sistema o de un ramal; el caudal de uso simultáneo no debe ser menor de 0,20 litros por segundo. Se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$Q_i = \sqrt{k(N - 1)}$$

Donde:

$Q_i$  = caudal instantáneo en l/s

$K$  = coeficiente, 0,15 para conexiones prediales y 0,20 para llenacántaros

$N$  = número de viviendas igual a 49

$$Q_i = \sqrt{0,15(49 - 1)} = 2,68 \text{ l/s}$$

### 2.13.1.2. Caudal unitario

El caudal unitario es igual que el caudal máximo horario, también conocido como caudal de distribución, el cual se describió en la sección 2.7.4, en donde se obtuvo el siguiente valor:

$$Q_{MH} = Q_u$$

$$Q_u = 1,53 \text{ l/s}$$

Para el presente diseño se utilizara el caudal de uso simultáneo como caudal de diseño, ya que es el mayor entre el caudal unitario y el de uso simultáneo. Con el caudal de diseño obtendremos el caudal por vivienda, el

cual sirve para determinar el caudal necesario para cierto tramo, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_v = \frac{Q_{\text{diseño}}}{N}$$

Donde:

$Q_v$  = caudal por vivienda

$N$  = número de viviendas

$$Q_v = \frac{2,68 \text{ l/s}}{49} = 0,054 \text{ l/s}$$

### 2.13.1.3. Diámetro de la tubería

Para calcular el diámetro teórico se utiliza la fórmula empírica de Hasen-Williams que es de uso extendido en el campo de la ingeniería civil, para el cálculo de las pérdidas por fricción en condiciones a presión.

$$\emptyset = \left( \frac{1\,743,811 * L * Q_{md}^{1,85}}{C^{1,85} * H_f} \right)^{1/4,87}$$

Donde:

$\emptyset$  = diámetro de la tubería en plg

$H_f$  = pérdida de carga en m

$L$  = longitud de la tubería más 5 por ciento en metros

$Q_{md}$  = caudal máximo diario o caudal de conducción en l/s

$C$  = coeficiente de fricción (para PVC se usará  $C=150$ )

#### **2.13.1.4. Velocidad del agua**

La velocidad del agua en las tuberías estará entre 0,4 y 3,0 metros por segundo ya que se conducirá agua con material en suspensión sedimentable o erosivo.

Si es muy baja la velocidad, en el interior de la tubería comienza a darse acumulación de sedimentos y si la velocidad es mayor genera erosión en la tubería.

Para obtener las velocidades en la línea de distribución se maneja la fórmula siguiente.

$$V = \frac{1,974 * Qd}{\emptyset^2}$$

Donde:

V = velocidad del flujo en la tubería en m/s

Qd = caudal de distribución en l/s

$\emptyset$  = diámetro de tubería en plg

#### **2.13.1.5. Cota piezométrica**

La cota piezométrica es muy importante ya que con ella se puede saber cuál ha sido el comportamiento de la presión a lo largo de la tubería, que indica la pérdida de carga en cualquier punto del tramo en estudio y se puede representar con una línea continua en una gráfica conociendo las respectivas pérdidas de carga.

Se puede utilizar la siguiente fórmula matemática para el cálculo de la línea piezométrica.

$$C_p = C_i - h_f$$

Donde:

$C_p$  = cota piezométrica en m

$C_i$  = cota de inicio de tramo en m

$h_f$  = pérdida de carga en m

#### **2.13.1.6. Presiones**

La presión que ejerce el agua a lo largo de una tubería va a sufrir un cambio, dependiendo si el líquido está en reposo o en movimiento, cuando el líquido se encuentra en reposo se dice que ejerce una presión estática y presión dinámica cuando el líquido entra en movimiento.

- Presión dinámica

Cuando inicia el movimiento del agua a lo largo de la tubería inicia una pérdida de presión conocida como pérdida de carga y esto se debe a la resistencia y fricción que suministran las paredes de la tubería.

En la línea de distribución la presión dinámica debe estar dentro de rangos definidos siendo el valor menor de 10 metros por columna de agua y la mayor de 60 metros por columna de agua.



Para el cálculo de la presión dinámica utilizamos la fórmula siguiente:

$$Pd = Cp - Ct$$

Donde:

Pd = presión dinámica en m.c.a

Cp = cota piezométrica en m

Ct = cota de terreno en m

A continuación se diseñara como ejemplo los cálculos para el tramo de línea de distribución, iniciado desde el tanque de distribución ubicado en la estación E-67, hasta la estación E-74, que suministrando agua a 41 conexiones prediales.

Datos:

Cota E-67 = 828,98

Cota E-74 = 820,07

Distancia = 94,73

Viviendas = 41

Q = 41 viviendas \* 0,054 l/s = 2,21 l/s

$$\emptyset = \left( \frac{1\,743,811 * 94,73 * 1,05 * 2,21^{1,85}}{150^{1,85} * (828,98\text{m} - 820,07\text{m})} \right)^{1/4,87} = 1,52'' = 2''$$

$$Hf_{1''} = \frac{1\,743,811 * 94,73 * 1,05 * 2,21^{1,85}}{150^{1,85} * (2'')^{4,87}} = 2,43 \text{ m}$$

$$V = \frac{1,974 * 2,21}{2^2} = 1,09 \text{ m/s}$$

$$C_p = 828,98 \text{ m} - 2,43 \text{ m} = 826,55 \text{ m}$$

$$P_D = 826,55 \text{ m} - 820,07 \text{ m} = 6,48 \text{ m}$$

Para este tramo se aceptara la presión de 6,48 metros por columna de agua ya que no existe ni una vivienda la cual puede ser afectada por la presión por debajo del rango establecido.

- Presión estática

Se produce cuando todo el líquido de la tubería y del recipiente que la alimenta está en reposo. Es igual al peso específico del agua multiplicado por la altura a que se encuentra la superficie de agua en el recipiente. La máxima presión estática que soportan las tuberías de 160 libras por pulgada cuadrada igual a 112 metros por columna de agua. El diseño de este sistema presenta presiones mayores, por lo cual se ubicaran cajas rompe presión y tubería de 250 libras por pulgada cuadrada donde es necesaria. Para el cálculo de la presión estática utilizamos la fórmula siguiente:

$$P_E = C_i - C_f$$

Donde:

$P_E$  = presión estática en m

$C_i$  = cota de inicio de tramo en m

$C_f$  = cota de finalización de tramo en m

A continuación se muestra el cuadro resumen del diseño hidráulico de la línea de distribución:

Tabla XI. **Diseño hidráulico de línea de distribución**

TRAMO	COTA DE TERRENO		LONGITUD (MTS)	HF (MTS)	NUMERO CASAS	Q (L/S)	C	CLASE (PSI)	Ø (P/G)	HF (M)	LONGITUD (M)	TUBOS	COTA PIEZO.	PRESIÓN DINAMICA	VELOCIDAD (M/S)	
	INICIAL	FINAL														
67	70	828,98	784,87	256,87	8	0,432	150	160	1	9,38	269,71	45	819,60	34,73	0,85	
70	73	784,87	737,66	183,49	8	0,432	150	160	3/4	28,69	203,16	34	790,91	53,25	1,52	
67	74	828,98	820,07	94,73	41	2,214	150	160	2	2,43	99,47	17	826,55	6,48	1,09	
74	79	828,98	801,64	77,69	3	0,160	150	160	3/4	1,83	81,57	14	824,71	23,07	0,56	
79	81	801,64	747,88	265,79	3	0,160	150	160	3/4	6,27	279,08	47	795,37	47,49	0,56	
74	77	820,07	800,98	326,32	38	2,052	150	160	2	7,28	342,64	58	819,27	18,29	1,01	
77	83	800,98	811,21	229,29	32	1,728	150	160	2	3,72	240,75	41	815,55	4,34	0,85	
83	84	811,21	812,15	48,10	28	1,512	150	160	2	0,61	50,51	9	814,94	2,79	0,75	
77	C-14	800,98	769,85	131,65	2	0,108	150	160	3/4	1,50	138,23	24	817,77	47,92	0,38	
83	C-23	811,21	760,96	205,79	4	0,216	150	160	3/4	8,46	216,08	37	807,08	46,12	0,76	
84	C-27	812,15	768,07	157,14	44,08	2	0,108	150	3/4	1,79	165,00	28	813,14	45,07	0,38	
84	90	812,15	781,66	182,99	30,49	21	1,134	150	160	1 1/4	13,44	192,14	33	801,50	19,84	1,43
90	C-34	781,66	749,98	95,08	3	0,162	150	160	1	2,30	99,83	17	799,20	49,22	0,57	
90	94	781,66	742,92	120,41	15	0,810	150	160	1 1/4	4,75	126,43	22	796,75	53,83	1,02	
94	96	742,92	733,37	176,39	15	0,810	150	160	1 1/4	6,95	185,21	31	789,80	56,43	1,02	
96	98	733,37	729,04	106,17	15	0,810	150	250	1	12,41	111,48	19	777,39	48,35	1,60	
98	99	729,04	744,40	50,11	15,36	8	0,432	150	250	1	1,83	52,62	9	775,56	31,16	0,85
98	102	729,04	718,59	109,32	10,45	4	0,216	150	160	3/4	4,50	114,79	20	772,90	54,31	0,76
102	C-49	718,59	674,21	165,61	44,38	4	0,216	150	160	3/4	6,81	173,89	29	711,78	37,57	0,76
99	101	744,70	713,22	103,23	31,48	5	0,270	150	160	3/4	6,42	108,39	19	768,15	55,93	0,95
101	C-45	713,22	670,21	176,37	43,01	5	0,270	150	160	3/4	10,96	185,19	31	702,26	32,05	0,95

Fuente: elaboración propia.

## **2.14. Conexiones prediales**

Se entiende por conexión predial cada servicio que se presta a una comunidad, a base de un grifo instalado fuera de la vivienda, pero dentro del predio o lote que ocupa.

Es el tipo de servicio más recomendable desde el punto de vista higiénico para el área rural, tomando en cuenta a la vez razones económicas.

## **2.15. Obras de arte**

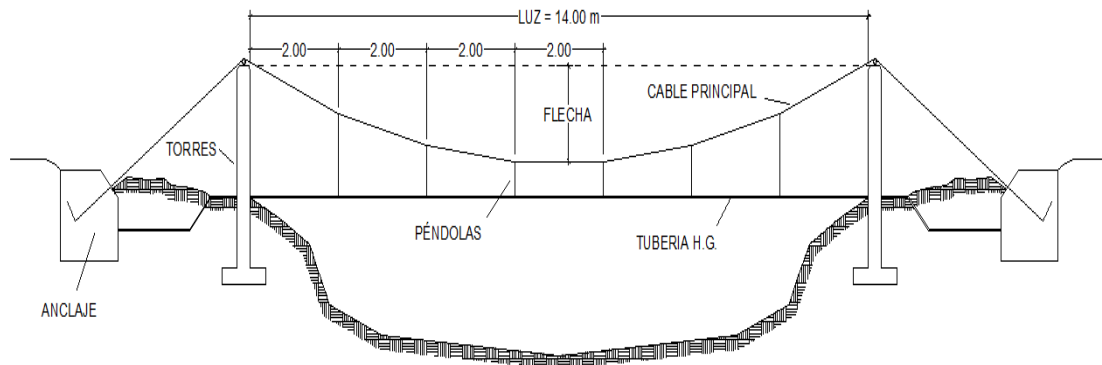
Las obras hidráulicas u obras de arte que serán construidas en este proyecto son: caja unificadora de caudales, cajas rompepresión, válvulas de aire, válvulas de limpieza, pasos aéreos, pasos de zanjón.

- Cajas unificadoras de caudales: es utilizada cuando se hace necesario reunir dos o más caudales captados previamente. La capacidad varía en función del número de fuentes a reunir y al caudal que proporciona cada una de ellas.
- Caja rompe-presión: son utilizadas en puntos de la red de conducción donde la presión estática es igual a la presión máxima de trabajo de la tubería, estas cajas no cuentan con flotador y su localización está regida por la presión de trabajo de la tubería que se va a utilizar.
- caja para válvulas: brindan protección a cualquier válvula instalada dentro del sistema tales como, válvulas de aire, válvulas de limpieza, válvulas de paso y válvulas reguladoras de presión.

- Pasos de zanjón. En lugares donde es necesario salvar una depresión no muy grande es necesario colocar un paso de zanjón, que son estructuras con columnas cortas y tubería HG.
- Pasos aéreos. En el caso que se necesite salvar una depresión en el terreno y no se pueda realizar a través de un paso de zanjón se utilizan los pasos aéreos. Están compuestos por torres de concreto cimentadas que sostienen un cable de acero y dirigen el peso a un anclaje sobre el suelo con el objetivo de hacer que la tubería cuelgue por medio de péndolas. La tubería queda expuesta, por lo que se utiliza tubería HG.

Para este proyecto se diseña un paso aéreo ubicado entre las estaciones E-97A y E-97B, que salva una depresión de 14 metros. El esquema de su construcción se observa en la siguiente figura:

Figura 6. Paso aéreo



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

Se muestran los cálculos realizados:

Datos:

Longitud = 14 m (46 pies)

Diámetro de la tubería = Diámetro comercial Ø 1 plg

Peso de la tubería H.G. = Ø 1plg + accesorios = 2 lb/pie

Peso específico del agua = 1 000 kg/m<sup>3</sup> = 62,4 lb/p<sup>3</sup>

- Área de la tubería

Tubería H.G. cedula 40 Ø 1 pulgada, diámetro interno = 1,182 pulgadas

$$A_{\text{tubería}} = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4} \left( \frac{1,182}{12} \right)^2$$

$$A_{\text{tubería}} = \frac{\pi}{4} \left( \frac{1,182}{12} \right)^2 = 7,62 \times 10^{-3} \text{ p}^2$$

- Cálculo de cargas verticales

- Carga muerta (CM)

$$W_{\text{tubería}} = \text{Peso lineal de (Tubería + accesorios)}$$

$$W_{\text{H}_2\text{O}} = A_{\text{tubería}} * \gamma_{\text{H}_2\text{O}}$$

$$\text{CM} = W_{\text{tubería}} + W_{\text{H}_2\text{O}}$$

$$W_{\text{tuberia}} = 1,68 \text{ lb/p} + 0,32 \text{ lb/p} = 2 \text{ lb/p}$$

$$W_{\text{H}_2\text{O}} = 7,62 \times 10^{-3} \text{ p}^2 * 62,4 \text{ lb/p}^3 = 0,48 \text{ lb/p}$$

$$\text{CM} = 2 \text{ lb/p} + 0,48 \text{ lb/p} = 2,48 \text{ lb/p}$$

- Carga viva (CV)

Se considera el peso de una persona cada 20 pies.

$$\text{CV} = \frac{W_{\text{persona}}}{\text{longitud}}$$

$$\text{CV} = \frac{150 \text{ lb}}{20 \text{ p}} = 7,50 \text{ lb/p}$$

- Carga de viento (W)

Velocidad crítica del viento: 70 km/h (20 lb/p<sup>2</sup>)

$$W = D_{\text{externo tuberia}} * P_{\text{presion viento}}$$

$$W = 1,315/12 \text{ p} * 20 \text{ lb/p}^2 = 2,19 \text{ lb/p}$$

- Integración de cargas

La carga última (CU) será la carga más crítica entre las siguientes:

$$\text{CU} = 1,4(\text{CM}) + 1,7 (\text{CV})$$

$$CU = 0,75(1,4C M + 1,7 CV + 1,7 W)$$

$$CU = 1,4(2,48 \text{ lb/p}) + 1,7 (7,50 \text{ lb/p}) = 16,23 \text{ lb/p}$$

$$CU = 0,75(1,4 * 2,48 \text{ lb/p} + 1,7 * 7,50 \text{ lb/p} + 1,7 * 2,19 \text{ lb/p}) = 14,95 \text{ lb/p}$$

Resistencia requerida = 16,23 lb/p

- Diseño del cable principal

Se utilizaran las fórmulas de *Wire Rope Hand Book*, capítulo 13, para el diseño del cable principal.

- Tensión horizontal

$$Th = \frac{UL^2}{8d}$$

- Tensión máxima

$$T = Th \left( \sqrt{1 + \frac{16d^2}{L^2}} \right)$$

- Tensión vertical

$$TV = \sqrt{T^2 - Th^2}$$



Donde:

U = carga última (CU=16,23 lb/p)

L = luz (46 pies)

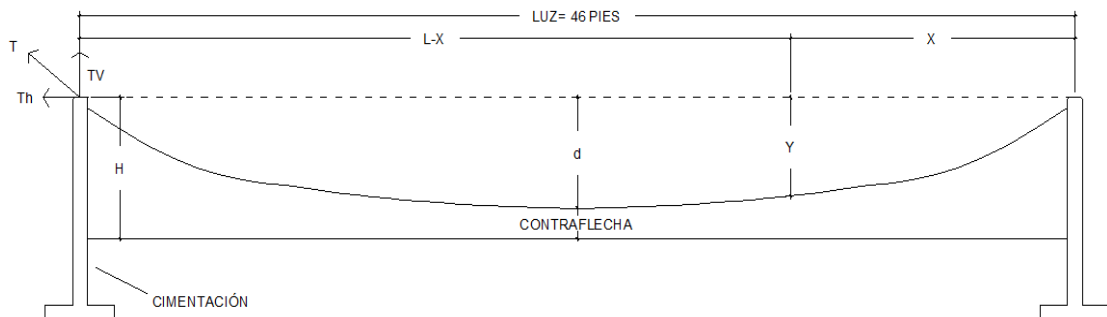
d = flecha (1,4 m = 4,59 p)

Th = tensión horizontal

TV = tensión vertical

T = tensión máxima

Figura 7. Esquema de paso aéreo



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

El Dr. Steinman recomienda una relación económica de flecha y luz de S/9 hasta S/12. En la determinación de la flecha se adoptó con el criterio de una relación de flecha y luz de:

$$d = \frac{S}{10} = \frac{14 \text{ m}}{10} = 1,40 \text{ m}$$

Sustituyendo datos en las fórmulas se tienen los siguientes valores:

Tabla XII. **Tención de cable del paso aéreo**

RESISTENCIA REQUERIDA (U)	LONGITUD (L)	d		T.h	T	T.V
		m	pies	lb.	lb.	lb.
16,23	46	1,40	4,59	935,25	1007	373,30

Fuente: elaboración propia.

Utilizando una fecha de 1,40 metros, se tiene una tención máxima de 1 007 libras.

Diámetros del cable

$\varnothing = 1 / 2$  plg      Esfuerzo de ruptura = 27 200 lb      Peso = 0,48 lb/p

$\varnothing = 3 / 8$  plg      Esfuerzo de ruptura = 12 620 lb      Peso = 0,22 lb/p

Con base en estos datos se selecciona el cable de 3/8 de pulgada de diámetro, con un esfuerzo de ruptura de 12 620 libras Y un peso de 0,22 libras por pie, Integrando el peso propio del cable a la carga muerta que define la carga última se tiene:

$$CM = 2,48 \text{ lb/p} + 0,22 \text{ lb/p} = 2,70 \text{ lb/p}$$

$$CU = 1,4(2,70 \text{ lb/p}) + 1,7 (7,50 \text{ lb/p}) = 16,53 \text{ lb/p}$$

Tabla XIII. Tensión de cable integrando al peso propio

RESISTENCIA REQUERIDA (U)	LONGITUD (L)	d		T.h	T	T.V
lb./pie	pies	m	pies	lb.	lb.	lb.
16,53	46	1,40	4,59	952,54	1025,60	380,16

Fuente: elaboración propia.

- Longitud del cable principal (Lc)
  - Longitud de soportes (Ls)

$$L_s = L_{\text{entre soportes}} + \frac{8d^2}{3L}$$

$$L_s = 14 \text{ m} + \frac{8 * 1,40^2}{3 * 14 \text{ m}} = 14,37 \text{ m} = 14,5 \text{ m}$$

- Longitud de los tensores (Lt)

Distancia a la columna de suspensión

$$D_t = \frac{L}{4} = \frac{14 \text{ m}}{4} = 3,50 \text{ m}$$

Tensores

$$L_t = \sqrt{(D_t)^2 + (H_{\text{columna}})^2}$$

$$L_t = \sqrt{(3,50 \text{ m})^2 + (1,90 \text{ m})^2} = 3,98 \text{ m}$$

Cálculo de la longitud total del cable con un 10 por ciento de incremento por empalmes y dobleces en el anclaje:

$$L_c = 1,10 * (L_s + 2L_t)$$

$$L_c = 1,10 * (14,50 \text{ m} + 2 * 3,98\text{m}) = 24,70 \text{ m} = 25 \text{ m}$$

- Péndolas o tirantes

Estos son los tirantes que sostienen la tubería, se unen al cable principal, la separación óptima es de 2,00 metros, el tirante central debe tener un mínimo de 0,50 metros. Para determinar la carga de trabajo de cada péndola se utiliza la fórmula siguiente:

$$Q = U * L = \text{Carga última} * \text{separación entre pendolas}$$

$$Q = 16,53 \text{ lb/p} * 6,56 \text{ p} = 108,43 \text{ lb}$$

Se usará cable galvanizado de ¼ de pulgada de diámetro con una resistencia a la ruptura de 3 600 libras. La longitud de las péndolas se calcula con la fórmula siguiente:

$$Y = \frac{UX(L - X)}{2 * Th}$$

Donde:

U = carga última (16,53 lb/p = 24,64 kg/m)

X = separación de la péndola

L = luz (14 m)

Y = variación de la flecha

Th = tensión horizontal (952,54 lb = 432,97 kg)

El resumen del cálculo de las longitudes de cada péndola, utilizando las fórmulas descritas anteriormente se presentan en la siguiente tabla:

Tabla XIV. Longitud total de péndolas

No. DE PÉNDOLAS	X (M)	L-X (M)	Y (M)	CANTIDAD	ALTURA DE PÉNDOLA	LONGITUD DE PÉNDOLAS (M)
1	2	12	0,68	2	1,22	2,43
2	4	10	1,14	2	0,76	1,52
3	6	8	1,37	2	0,53	1,07
SUMA						5,03

Fuente: elaboración propia.

La longitud se incrementa 15 por ciento considerando la longitud de los guarda cables y abrazaderas que sirven para sujetar el cable principal.

$$L_{\text{total}} = 5,03 \text{ m} * 1,15 = 5,78 \text{ m} = 6,00 \text{ m}$$

Longitud total de péndolas = 6 m

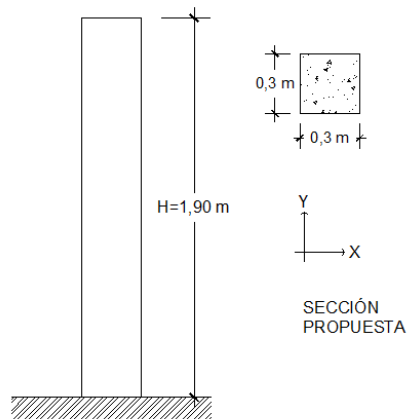
- Diseño de columnas

Servirán para cambiar el sentido de la tensión del cable principal en dirección del anclaje serán construidos con concreto reforzado y se atenderán los criterios del *American Concrete Institute (ACI)*

Datos:

$f'c$	Esfuerzo ultimo del concreto	=	210 kg/cm <sup>2</sup> (3 000 PSI)
$f_y$	Módulo de fluencia del acero	=	2 810 kg/cm <sup>2</sup> (40 000 PSI)
$\gamma_c$	Peso específico del concreto	=	2 400 kg/cm <sup>3</sup>
$I$	Inercia de la sección	=	$b \cdot h^3 / 12$
$A_g$	Area gruesa	=	30x30 cm = 900 cm <sup>2</sup>
$L_u$	Longitud libre	=	1,90 m
$R$	Radio de giro	=	$\sqrt{I/A}$
$E$	Modulo de elasticidad del concreto	=	15 100 $\sqrt{f'c}$

Figura 8. **Dimensiones de las columnas**



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

- Grado de empotramiento

Las condiciones de empotramiento son: un extremo empotrado y el otro extremo libre, de donde se obtiene un factor de longitud efectiva (K) igual a 2.

- Longitud efectiva (KL<sub>u</sub>)

$$KL_u = K * H = 2 * 1,90 \text{ m} = 3,80 \text{ m}$$

- Radio de giro ( r )

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,30 \text{ m} * (0,30 \text{ m})^3 / 12}{0,3^2}} = 0,0866$$

- Esbeltez

Se clasifica como columna esbelta cuando la relación de esbeltez se mantiene en el intervalo siguiente:

$$22 < \frac{KL_u}{r} < 100$$

$$\frac{KL_u}{r} = \frac{3,80}{0,0866} = 43,88$$

22 < 43,88 < 100, columna esbelta

- Carga crítica de la columna esbelta

La carga crítica es la que produce pandeo en la sección entre los puntos de inflexión de una columna esbelta; para el caso de una columna con un extremo empotrado y uno libre, el pandeo inicia en el extremo libre y la carga crítica se calcula con la fórmula de Euler.

$$P_{cr} = 2 * \frac{E. I. \pi^2}{(KLu)^2}$$

$$P_{cr} = 2 * \frac{15\ 100 \sqrt{210\ \text{kg/cm}^2} * 30\ \text{m} * (30\ \text{m})^3 / 12 * \pi^2}{(3,80\ \text{m})^2} = 2\ 019\ \text{Ton}$$

- Refuerzo en la columna

Considerando que en la columna actúa una carga axial pequeña, se utiliza el área de acero mínimo.

- Carga axial

$$TV = 380,16\ \text{lb} = 0,17\ \text{Ton}$$

- Área de acero mínima

$$A_{s_{min}} = 1\% Ag = 0,01 * 900\ \text{cm}^2 = 9\ \text{cm}^2$$

Refuerzo longitudinal 8 No. 4 = 8 \* 1,267 = 10,13 cm<sup>2</sup>

Refuerzo transversal No. 3 @ 0,20 m (ACI 7.10.5)



- Carga axial que soporta la columna

$$P_u = \phi [0,85 * f'_c * (A_g - A_s) + (A_s * f_y) ]$$

$$P_u = 0,70 [0,85 * 210 * (900 - 10,13) + (10,13 * 2 810) ] = 131,11 \text{ Ton}$$

Al comparar la carga que resiste la columna ( $P_u$ ) con la carga actuante (TV) se puede observar que la columna resiste satisfactoriamente la carga actuante.

$$131,11 \text{ Ton} > 0,17 \text{ Ton}$$

- Zapata

Considerando que la zapata no sostiene un refuerzo muy grande, se adoptara el peralte mínimo.

- Pre dimensionamiento

Peralte mínimo (arriba del refuerzo interior) = 15 cm (ACI 15.7).

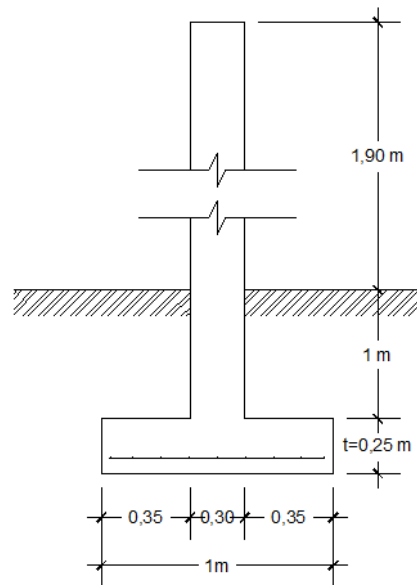
Recubrimiento mínimo del refuerzo ( $r$ ) = 7,5 cm.

$$\Sigma = 22,5 \text{ cm}$$

Peralte ( $t$ ) = 25 cm

Las dimensiones propuestas se muestran a continuación:

Figura 9. Dimensiones de zapata



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

- Factor de carga última (Fcu)

$$F_{cu} = \frac{C_U}{C_M + C_V} = \frac{16,53 \text{ lb/p}}{2,70 \text{ lb/p} + 7,50 \text{ lb/p}} = 1,62$$

- Integración de cargas que soporta la zapata (Pz)

- Tensión vertical del cable

$$TV = 0,17 \text{ Ton}$$

- Peso propio de la columna

$$W_{\text{columna}} = \gamma_c * A_g * H_t = 2,4 * 0,09 * 2,9 = 0,62 \text{ Ton}$$

- Peso propio del suelo

$$W_{\text{suelo}} = \gamma_{\text{suelo}} * \text{Área} * \text{Des} = 1,4 * (1^2 - 0,40^2) * 1 = 1,18 \text{ Ton}$$

- Peso propio de la zapata

$$W_{\text{zapata}} = \gamma_c * t * b^2 = 2,4 * 0,25 * 1^2 = 0,60 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{total}} = 0,17 \text{ Ton} + 0,62 \text{ Ton} + 1,18 \text{ Ton} + 0,60 \text{ Ton} = 2,57 \text{ Ton}$$

- Verificación de la capacidad soporte

$$\frac{P_z}{A_z} \leq V_s$$

Donde:

Az = área de zapata = 1 m<sup>2</sup>

Pz = carga que soportará la zapata = 2,57 Ton

Vs = capacidad soporte = 10 Ton / m<sup>2</sup> (capacidad mínima sumida)

$$\frac{2,57 \text{ Ton}}{1 \text{ m}^2} = 2,57 \text{ Ton} \leq 10 \text{ Ton/m}^2$$

- Esfuerzo último que soporta la zapata ( $W_u$ )

$$W_u = \frac{P_z}{A_z} * F_{cu} = \frac{2,57 \text{ Ton}}{1 \text{ m}^2} * 1,62 = 4,16 \text{ Ton/m}^2$$

- Verificación por corte simple

Se debe cumplir que  $V_a < V_c$ , donde:

- Corte actuante

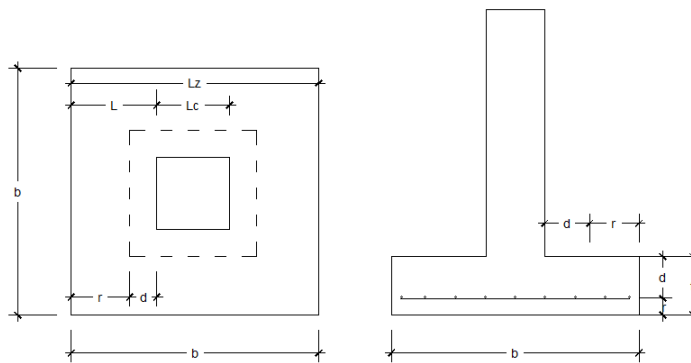
$$V_a = W_u * b * l'$$

- Cortante resistente

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Las variables  $l'$ ,  $b$  y  $d$ , pueden observarse a continuación.

Figura 10. **Planta y elevación de zapata**



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

$$d = t - r - \emptyset \text{ varilla} = 0,25 \text{ m} - 0,075 - 0,0127 = 0,16 \text{ m}$$

$$b = L_z = 1,00 \text{ m}$$

$$L_c = 0,30 \text{ m}$$

$$L = \frac{(b - L_c)}{2} = \frac{(1 \text{ m} - 0,30 \text{ m})}{2} = 0,35 \text{ m}$$

$$I = L - d = 0,35 \text{ m} - 0,16 \text{ m} = 0,19 \text{ m}$$

Sustituyendo datos en las fórmulas anteriores:

$$V_a = 4,16 \text{ Ton/m}^2 * 1 \text{ m} * 0,19 \text{ m} = 0,79 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 16 \text{ cm} = 10\,445,3 \text{ kg} = 10 \text{ Ton}$$

$$0,79 \text{ Ton} < 10 \text{ Ton}$$

$$V_a < V_c$$

- Verificación por corte punzante

Se debe cumplir que  $V_a < V_c$ , donde:

- Corte actuante

$$V_a = W_u * (A_z - A_p)$$

- Cortante resistente

$$V_c = 0,85 * 1,06 * \sqrt{f'c} * b' * d$$

Donde:

$$b' = \text{perímetro punzonante} = 4(Lc + 2d) = 4 * (0,30 \text{ m} + 2(0,16\text{m})) = 2,48 \text{ m}$$

$$A_p = \text{área punzonante} = (Lc + 2d)^2 = (0,30 + 2 * 0,16)^2 = 0,38 \text{ m}^2$$

$$V_a = 4,16 \text{ Ton/m}^2 * (1 \text{ m}^2 - 0,38\text{m}^2) = 2,58 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 248 \text{ cm} * 16 \text{ cm} = 51\,809 \text{ kg} = 51,89 \text{ T}$$

$$2,58 \text{ Ton} < 51,89 \text{ T}$$

$$V_a < V_c$$

- Verificación por flexión

- Momento último

$$M_u = W_u * \frac{L^2}{2} = 4,16 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * \frac{(0,35 \text{ cm})^2}{2} = 0,25 \text{ T} - \text{m/m}$$

- Calculo del refuerzo mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{210 \text{ kg/cm}^2} = 0,005$$

$$A_{s_{\min}} = 40\% \rho_{\text{mínimo}} * b * d = 0,4 * 0,005 * 100 \text{ cm} * 16 \text{ cm} = 3,2 \text{ cm}^2$$

- Área de acero que requiere el momento último ( $A_s$ )

$$A_s = \left( b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'c}} \right) \left( \frac{0,85 * f'c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left( 100 * 16 - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{250 * 100}{0,003825 * 210}} \right) \left( \frac{0,85 * 210}{2810} \right) = 0,62 \text{ cm}^2$$

$A_{s \min} > A_s$ ; por lo tanto, se utiliza  $A_{s \min}$  para el cálculo del refuerzo.

Espaciamiento (utilizando acero No. 4)

$$S = \frac{1,267 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{3,20 \text{ cm}^2} = 39,59 \text{ cm}$$

Se colocará hierro número 4, a cada 20 centímetros, en ambos sentidos

- Diseño del anclaje

Para el diseño del anclaje o muerto, se hace uso de la teoría de Rankine para empuje de tierras.

Datos:

Ángulo de fricción interna del suelo (asumido) =  $30^\circ$

Dimensiones = ancho, largo, alto = h

$$T = 1,03 \text{ Ton}$$

$$T_h = 0,95 \text{ Ton}$$

$$T_v = 0,38 \text{ Ton}$$

$$\gamma_c \text{ Peso específico del concreto} = 2,4 \text{ Ton/cm}^3$$

$$\gamma_s \text{ Peso específico del suelo} = 1,6 \text{ Ton/cm}^3$$

$$W = \text{Peso total del anclaje} = \gamma_c \cdot h^3 = 2,4 h^3 \text{ T}$$

Coeficiente de empuje activo

$$k_a = \frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} = 3$$

$$E = \text{empuje generado por el suelo} = 1/2 * \gamma_s * h^3 * K_a = 2,4 h^3 \text{ T}$$

- Verificación contra volteo

Para que el anclaje resista el volteo satisfactoriamente, se debe cumplir que:

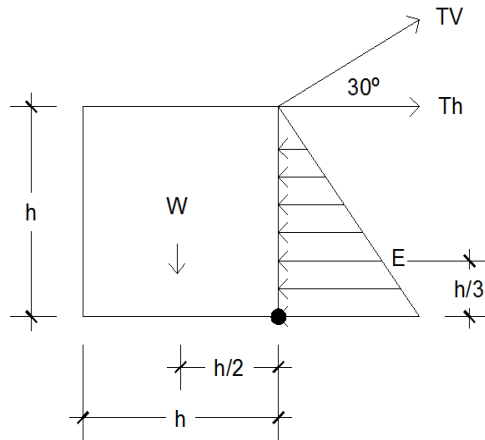
$$\frac{\sum M \text{ resistentes}}{\sum M \text{ actuantes}} \leq 1,50$$

Para el análisis de momentos se utilizar el diagrama de cuerpo libre de la figura 8, y de la expresión anterior se calcula:

$$\sum M \text{ resistentes} = 1,50 \sum M \text{ actuantes}$$



Figura 11. Diagrama de cuerpo libre del anclaje del paso aéreo



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

○ Momentos

$$E * \frac{h}{3} + W * \frac{h}{2} = 1,5 * (TV * \text{sen } 30^\circ * h + Th * h)$$

$$2,4 * h^3 * \frac{h}{3} + 2,4 * h^3 * \frac{h}{2} = 1,5 * (0,38 * 0,5 * h + 0,95 * h)$$

$$0,8 h^4 + 1,2 h^4 = 1,5 * 1,14 * h$$

$$2 h^4 = 1,71 * h$$

$$h^3 = \frac{1,14}{2} = 0,57$$

$$h = 0,83$$

La sección será de  $h = 1,10$  m

$$\frac{M \text{ resistentes}}{M \text{ actuantes}} = \frac{2 * (1,10)^4}{1,71 * 1,10} = 1,55$$

$$1,55 > 1,5$$

- Verificación contra deslizamiento

Para que la estructura satisfaga las condiciones contra deslizamiento se debe cumplir.

$$\frac{E + F}{Th} > 1,5$$

Donde:

$$F = \text{fuerza de fricción} = \mu * W = 0,5 * (2,4 * 1,1^3) = 1,59 \text{ Ton}$$

$$E = \text{empuje} = 2,4 * h^3 = 2,4 * 1,1^3 = 3,19 \text{ Ton}$$

$$\frac{3,19 \text{ Ton} + 1,59 \text{ Ton}}{0,95 \text{ Ton}} = 5,03 > 1,5$$

## 2.16. Válvulas

Se pueden definir como aparatos mecánicos con el cual se puede iniciar, detener o regular la circulación de líquidos o gases mediante una pieza movable que abre, cierra u obstruye en forma parcial uno o más orificios o conductos.

- Válvulas de aire: controla la cantidad de aire presente en una tubería que transporta fluidos, permitiendo que escape o entre el aire, cuando se inicia bruscamente la salida del agua como en el caso de una ruptura, se ubican en los puntos más altos de no contarse con una válvula de aire, puede producirse presiones negativas dentro de la misma y se puede llegar a romper la tubería si es de PVC, o colapsarse si es de acero.
- Válvulas de limpieza: estas válvulas sirven para extraer sedimentos que hayan ingresado a la tubería de la tubería, la cual tiende a depositarse en los puntos más bajos del perfil. Como válvula de limpieza se emplea una de compuerta.
- Válvula de compuerta: sirven para abrir o cerrar el flujo de agua en un sistema de agua. Son válvulas de mayor uso, y se emplean en el tanque de distribución, en cajas rompe presión, al inicio de ramales abiertos y en las conexiones domiciliarias, principalmente por su bajo costo, disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están totalmente abiertas. Es completamente incorrecto utilizarla para regular el flujo.
- Válvulas de globo: se emplean en las conexiones domiciliarias permitiendo regular el caudal que pasa a la edificación. El agua al pasar por el interior de la misma produce una considerable pérdida de carga, aún con una válvula completamente abierta.
- Válvulas de paso: estas válvulas se emplean en las conexiones domiciliarias, mediante una pieza que gira, permite interrumpir la entrada de agua a la edificación. Una de las desventajas que tiene es que se desgastan rápidamente si con ellas se trata de controlar el caudal, es por ello que usualmente se sustituyen por válvulas de globo.

## 2.17. Elaboración de planos

Los planos finales se presentaran en formato A-1 conteniendo información adecuada para la construcción del proyecto, todos dibujados en escalas convencionales, se presenta la información del plano conjunto topográfico e hidráulico.

Para este proyecto se presentan los siguientes planos:

Tabla XV. **Índice de planos del sistema de agua potable para el caserío Buena Vista 2**

<b>Descripción</b>	<b>Plano</b>
Plano general de línea de conducción y red de distribución	1/13
Planta de densidad de viviendas	2/13
Línea de conducción planta perfil de E-0 a E-40A	3/13
Línea de conducción planta perfil de E-40A a E-66	4/13
Línea de distribución planta perfil	5/13
Línea de distribución planta perfil	6/13
Captación de la fuente superficial	7/13
Hipoclorador	8/13
Tanque de distribución	9/13
Caja rompe presión	10/13
Caja unificadora de caudal	11/13
Caja de recolección de caudal, válvulas y caja para válvulas	12/13
Paso aéreo, paso sobre zanjón y conexiones prediales	13/13

Fuente: elaboración propia.

## 2.18. Elaboración de presupuesto

El presupuesto se integró a base de precios unitarios, considerando materiales con precios que se manejan en la cabecera municipal. En cuanto a costos indirectos se contempló un 40 por ciento que incluye: supervisión, gastos administrativos, impuestos y utilidades.

Tabla XVI. Presupuesto de sistema de agua potable

<b>CUADRO DE CANTIDADES DE TRABAJO</b>					
<b>PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ</b>					
<b>NO.</b>	<b>REGLÓN</b>	<b>UNIDAD DE MEDIDA</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>COSTO REGLÓN</b>
1	Bodega	Unidad	1	Q 9 145,92	Q 9 145,92
2	Replanteamiento topografico	Km	7	Q 5 010,26	Q 32 566,67
3	Captación	Unidad	7	Q 24 890,86	Q 174 236,05
4	Caja de recolección	Unidad	7	Q 7 309,46	Q 51 166,19
5	Caja unificadora de caudales	Unidad	3	Q 5 522,88	Q 16 568,64
6	Línea de conducción	Km	3	Q 66 513,63	Q 202 866,56
7	Válvula de aire	Unidad	8	Q 709,95	Q 5 679,63
8	Válvula de limpieza	Unidad	6	Q 455,62	Q 2 733,72
9	Hipoclorador	Unidad	1	Q 5 190,88	Q 5 190,88
10	Tanque de distribución	Unidad	1	Q 57 498,78	Q 57 498,78
11	Red de distribución	Km	3	Q 66 493,12	Q 215 437,72
12	Caja rompe presión	Unidad	2	Q 5 146,78	Q 10 293,56
13	Paso sobre Zanjón	Unidad	1	Q 4 486,84	Q 4 486,84
14	Paso Aéreo 14 m	Unidad	1	Q 19 941,35	Q 19 941,35
15	Cajas para válvulas	Unidad	18	Q 1 708,15	Q 30 746,76
16	Conexiones prediales	unidad	49	Q 655,33	Q 32 111,37
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>Q 870 670,63</b>
<b>1 US\$ = 7,81222</b>			<b>COSTO TOTAL EN US\$</b>		<b>Q 111 449,84</b>

Fuente: elaboración propia.

## 2.19. Cronograma de ejecución

El siguiente cronograma calendariza las actividades para la construcción de captaciones, línea de distribución, tanque de almacenamiento, red de distribución y conexiones prediales entre otros, para el sistema de agua potable.

Tabla XVII. Cronograma de ejecución de sistema de agua potable

DESCRIPCIÓN		CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN																							
		Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5				Mes 6			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Bodega																									
Replanteo topográfico y trazo																									
Captaciones																									
Caja de recolección																									
Paso de zanjón																									
Válvulas de aire																									
Válvulas de limpieza																									
Línea de conducción																									
Tanque de distribución																									
Hipoclorador																									
Red de distribución																									
caja rompe presión																									
Paso aéreo																									
Conexiones prediales																									
Caja para válvulas																									

Fuente: elaboración propia.

## **2.20. Programa de operación y mantenimiento**

Son las actividades dirigidas al correcto funcionamiento del sistema de agua potable, a su protección de los impactos naturales y al mantenimiento preventivo y correctivo de todas las partes del sistema. Estas acciones corresponden a la última fase del proyecto, operación y mantenimiento, luego de la gestión, planificación y construcción, que realiza la comunidad de buena vista 2.

Es necesaria la coordinación de la municipalidad beneficiada a través del COCODE. Para la realización de la operación y mantenimiento del sistema.

- Responsabilidades del comité a cargo del sistema de agua.
  - Administración del sistema de agua potable
  - Mantener en funcionamiento el sistema
  - Recaudar y manejar fondos
  - Coordinar las acciones de operación y mantenimiento
  - Organizar la cooperación de la comunidad
  - Coordinar la participación en la capacitación del usuario

### Definiciones

- Mantenimiento: es el conjunto de acciones que se realizan con la finalidad de prevenir o corregir daños que se producen en las instalaciones de un sistema de abastecimiento de agua.
- Mantenimiento correctivo: son los trabajos que se realizan para reparar daños que se han podido evitar con el mantenimiento preventivo.

- Mantenimiento preventivo: consiste en una serie de acciones de conservación que realizan con frecuencia determinada en las instalaciones y equipos, para evitar en lo posible, que se produzcan daños que pueden ser de difícil y costosa reparación.

### Operación y mantenimiento de válvulas

La buena operación de un sistema de agua potable, requiere el mantenimiento de los diferentes mecanismos o accesorios que forman parte del acueducto, cada tres meses se deberá hacer lo siguiente:

- Revisar si hay fugas o faltan piezas.
- Verificar el funcionamiento abriéndolas y cerrándolas lentamente, para ver si hay fugas o si no cierran completamente.
- En ambos casos se deberá reparar o cambiar una válvula defectuosa.

### Caja de válvulas

Cada tres meses se deberá hacer lo siguiente:

- Revisar las paredes de la caja
- Revisar las tapaderas
- Revisar aldabones para candados
- Revisar candados
- Revisar si hay empozada
- Reparar las roturas
- Reparar los aldabones
- Limpiar los candados con gas y engrasarlos
- Limpiar el piso y drenar el agua empozada



## Operación y mantenimiento del hipoclorador

Cada semana se deberá hacer lo siguiente:

- Revisar la dosificación del hipoclorito en el tanque de distribución
- Verificar que no existan fugas
- Verificar el nivel de solución en el depósito

Cada mes se deberá hacer lo siguiente:

- Verificar la existencia de cloro para todo el mes próximo de operación.
- Verificar la concentración de cloro durante los primeros días del mes para calibrar la cantidad de agua que debe ingresar al depósito, de manera que tenga la concentración de cloro libre residual no menor de 0,50 miligramos por litro, en el punto más lejano de la red de distribución.

### **2.21. Propuesta de tarifa**

Para tener en operación y mantenimiento al sistema en el proyecto de abastecimiento de agua, se propone una tarifa de 20 quetzales mensuales para toda la población beneficiada

### **2.22. Evaluación socioeconómica**

Esta evaluación consiste en identificar, cuantificar y valorar los flujos de costos y beneficios en los que va a incurrir la comunidad al ejecutar el proyecto, se evaluará por el método del Valor Presente Neto y por la Tasa Interna de Retorno.

### 2.22.1. Valor Presente Neto (VPN)

El Valor Presente Neto (VPN) es el método más conocido para evaluar proyectos de inversión a largo plazo, el cual es de una medida de beneficio que rinde un proyecto de inversión a través de toda su vida útil; se define como el valor presente de flujo de ingresos futuros menos el valor presente de su flujo de costos. Es un monto de dinero equivalente a la suma de los flujos de ingresos netos que generara el proyecto futuro. Según este método la inversión es aceptable cuando el valor presente es positivo.

Si el VPN es menor que cero, indica que la inversión genera pérdidas a una cierta tasa de interés, si el VPN es mayor que cero indica que la inversión genera ganancias, cuando el VPN es igual a cero indica que la inversión no genera pérdidas ni ganancias, por lo que se concluye que el proyecto es indiferente. Al ser el método que tiene en cuenta el valor tiempo y dinero, los ingresos futuros esperados, como también los egresos, son analizados cuando inicia el proyecto.

El proyecto de agua potable para el caserío bueno vista 2 necesita de una inversión inicial de Q 870 670,63 contara con un ingreso mensual conformado por una tarifa de servicio de Q 20 de 49 viviendas la cual suma un valor anual de Q 11 740,00 considerando un valor de rescate igual a cero, con una tasa de interés de 5 por ciento, dadas las características del servicio social del proyecto y una vida útil de 20 años, el valor presente neto equivale a:

$$VPN = -870\,670,63 + 11\,780,00(P/A, 5\%, 20)$$

$$VPN = -870\,670,63 + Q\,11\,780,00 \left( \frac{(1 + 0,05)^{20} - 1}{0,05 * (1 + 0,05)^{20}} \right)$$

$$\text{VPN} = -\text{Q } 870\,670,63 + \text{Q } 11\,780,00 * (12,4622) = -\text{Q } 723\,891,18$$

El Valor Presente Neto indica un total de Q 723 891,83 que al ser un valor negativo indica que no hay ganancia en la inversión pero se apega a la realidad social del proyecto al beneficiar directamente al caserío.

### **2.22.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)**

Conocida también con el nombre de Tasa Interna de Rentabilidad (TIR) de una inversión y está definida como la tasa de interés con la cual el Valor Presente Neto (VPN) es igual a cero, donde el VPN se calcula a partir del flujo de efectivo anual, trasladando todas las cantidades futuras presentes. La TIR es un indicador de rentabilidad de un proyecto en donde a mayor TIR mayor rentabilidad y se utiliza para decidir sobre la elección o rechazo de un proyecto de inversión.

El modelo matemático se muestra a continuación:

$$I = (\text{VP} - \text{VR}) * \text{Crf} + (\text{VR} * i) * D$$

Donde:

I = ingresos

VP = valor presente

VR = valor de rescate

Crf = factor de recuperación de capital

i = tasa de interés

D = desembolsos

El cálculo de la TIR radica en una prueba de ensayo y error; iniciando con una tasa tentativa de actualización y con el mismo se trata de calcular un valor actual neto, se procede hasta que sufra un cambio de signo el (VP). Después se continúa a través de la siguiente fórmula:

$$i = \left( \frac{\text{Resultado de la prueba 1}}{\text{Valor presente}} \right) * 100$$

$$i = \left( \frac{\text{Última tasa}}{\text{Trabajada}} \right) + \left( \frac{\text{Resultado de la última prueba}}{\text{Valor presente}} \right) * 100$$

$$\text{TIR} = \frac{\text{Tasa anterior}}{\text{Trabajada}} + \left( \frac{\text{Resultado tasa anterior}}{\text{Tasa anterior} - \text{última tasa}} \right) * \left( \frac{\text{Diferencia}}{\text{Tasas trabajadas}} \right)$$

$$\text{VP}_{3\%} = -870\,670,63 + 11\,780,00(\text{P/A}, 3\%, 20)$$

$$\text{VP}_{3\%} = -Q\,870\,670,63 + Q\,11\,780,00 * (14,8775) = -Q\,1\,045\,839,23$$

$$\text{VP}_{1\%} = -898\,239,15 + 11\,780,00(\text{P/A}, 1\%, 20)$$

$$\text{VP}_{1\%} = -Q\,870\,67,63 + Q\,11\,780,00 * (18,0456) = -Q\,1\,083\,181,83$$

El valor TIR indica un valor negativo y para ninguna tasa de interés se puede obtener una ganancia en la inversión, al igual que en el cálculo del Valor Presente Neto, se apegara a la realidad social del proyecto al ser este de beneficio para el caserío del municipio.

### **2.23. Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)**

Es un mecanismo técnico que se realiza para analizar aspectos físicos, biológicos, sociales, económicos y culturales del ambiente en el que se desarrollara un proyecto.

Impacto ambiental en construcción: durante el proceso de construcción de agua potable para el caserío Buena Vista 2, uno de los aspectos que se debe de tomar en cuenta en el impacto ambiental que este pueda tener, es la remoción de vegetación; esto debido a la llamada apertura de brecha, que se realiza para colocar la tubería de manera enterrada, tanto para la línea de conducción como para la distribución. Para dicha tarea, se tuvo el cuidado de colocar la tubería donde existiera derecho de paso, brechas y por terrenos que se utilizan para agricultura, con lo que se conserva intacta la vegetación de los bosques.

Impacto ambiental en ejecución: este está directamente relacionado con la población ya que tendrán agua de la mejor calidad evitando así las enfermedades por causa del consumo de aguas contaminadas.



### **3. DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1**

#### **3.1. Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en el diseño del drenaje sanitario para la aldea Agua Tibia 1. La necesidad se identificó mediante una investigación de la problemática real que viven los pobladores del lugar que actualmente no cuentan con servicio sanitario y las aguas de cocina y pila son expulsadas a los distintos terrenos y carreteras de esta aldea.

Por este motivo se diseñará el sistema de tuberías de drenaje, así como las acometidas domiciliarias, candelas, pozos de visita y demás conexiones necesarias para el buen funcionamiento del sistema.

#### **3.2. Estudios topográficos**

En los proyectos de drenajes es fundamental realizar estudios topográficos como la altimetría, estudio que representa las alturas de los puntos observados, referidos en un banco de marca o sobre el nivel del mar, estas alturas nos permite definir las pendientes del terreno, necesarias en el diseño, en este proyecto se aplicó el método de nivelación compuesta y con el equipo siguiente:

- Un nivel de precisión
- Dos estadías
- Dos plomadas

- Estacas
- Clavos

Se debe realizar un estudio topográfico planímetro el cual representa la superficie terrestre en un plano horizontal, con la utilización de aparatos y métodos de cálculo adecuado. Con el fin de obtener las rutas dentro de las calles o carreteras adecuadas para la descarga y ubicación de pozos de visita así como puntos importantes.

Para el estudio planímetro se utilizó el método de conservación de azimut, con una poligonal abierta y con el uso del siguiente equipo:

- Un teodolito
- Un estadal
- Plomada
- Brújula metálica
- Estacas

### **3.3. Descripción del sistema a utilizar**

Existen diferentes tipos de sistema de alcantarillado, como el sistema sanitario, pluvial, combinado y el separativo, la selección de cada uno de estos sistemas, depende del estudio de diversos factores pero el más importantes es el económico.

Cuando la población no cuenta con ningún tipo de sistema, se utilizara el sistema de alcantarillado sanitario, para usos exclusivos de recolección de aguas grises y negras para evitar focos de contaminación en esta aldea: los



caudales pluviales provenientes de calles, techos y otras superficies están excluidos.

### **3.4. Partes de un sistema de alcantarillado**

Estas son todas las piezas que conforman el sistema de alcantarillado sanitario, entre las cuales se pueden mencionar; el colector principal, pozos de visita y conexiones prediales, estos se elaboran de distintos materiales.

#### **3.4.1. Colector principal**

Es el conducto principal, generalmente de sección circular, cuya función es transportar las aguas negras y/o pluviales. En su mayoría de casos se encuentra ubicado en el centro de las calles y conduce las aguas a su disposición final o desfogue.

#### **3.4.2. Pozos de visita**

Los pozos de visita son accesorios de un alcantarillado sanitario que son empleados como medios de inspección y limpieza.

Están contruidos de mampostería de punta, de ladrillo tayuyo y concreto reforzado que remata generalmente en su parte superior en forma de cono truncado y con tapa removible, el cual se construye con objeto de permitir su accesos a para darle mantenimiento a la estructura.

### **3.4.3. Conexiones domiciliarias**

Una conexión domiciliar es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda o edificio a un colector, que desfoga hasta aguas a un punto de desfogue.

### **3.5. Período de diseño**

Es el período en el cual el sistema transportará el cien por ciento del caudal para la población futura de diseño en un tiempo n, que por lo regular es de 20 a 30 años.

Para este proyecto se adoptó un período de 21 años, tomando en cuenta las gestiones respectivas que con lleva para su autorización y desembolso económico.

### **3.6. Población futura**

Es una proyección de la población para la cual se diseña el sistema de alcantarillado, este cálculo se realizara con el método geométrico, para ello se aplicó una tasa de 2,3 por ciento anual dato obtenido de la oficina de estadística municipal en el 2013.

$$P = P_i * (1 + R)^n$$

Donde:

P = población futura

P<sub>i</sub> = población inicial

R = tasa de crecimiento

N = número de años (periodo de diseño)

Aplicando la fórmula se obtiene:

$$P = 424 * (1 + 0,023)^{21}$$

$$P = 684 \text{ habitantes}$$

### **3.7. Determinación de caudales**

Para que un sistema de alcantarillado sanitario se desempeñe de una manera eficiente, se deben considerar varios factores que son necesarios para poder determinar el caudal de una población.

- Dotación

Se llama así a la cantidad de agua asignada a la unidad consumidora. Para este proyecto se utilizó 150 litros por habitante por día, según información de la municipalidad.

- Factor de retorno

Este factor se determina bajo el criterio del uso del agua de la población, en ningún caso retorna el cien por ciento al alcantarillado, debido a que hay actividades donde el agua se infiltra, este porcentaje oscila entre 70 y 90 por ciento en este caso el 80 por ciento, que es el valor adoptado para este proyecto.

- Caudal sanitario
  - Caudal domiciliar

Lo constituye el agua que ha sido utilizada para actividades como el lavado de ropa, ducha, inodoro y otros. Y que es conducida a la red de alcantarillado. Este tipo de caudal se relaciona directamente con la dotación de agua potable afectado por el factor de retorno.

El caudal domiciliar se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{dot} * \text{No. hab}}{86400} * \text{F. R.}$$

Donde:

- Qdom = caudal domiciliar (l/s)
- Dot = dotación (l/hab/día)
- No. Hab = número de habitantes por tramo
- F.R. = factor de retorno (0,80)

- Caudal comercial

Es el que proviene de comercios tales como comedores, hoteles, oficinas y otros. La dotación varía de acuerdo con el establecimiento que se haya seleccionado. Para este proyecto no se tomó en cuenta este caudal, debido a que no hay ninguno de este tipo.

- Caudal industrial

Es el agua que utilizan las industrias ubicadas en el lugar este varía dependiendo el tipo de industria a servir, en este caso no se tiene ninguna industria en esta área por lo que no se tomó en cuenta.

- Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra o penetra a través de las paredes de la tubería, depende de la profundidad del nivel freático del agua, de la profundidad y tipo de la tubería y de la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas, la calidad de mano de obra utilizada y la supervisión técnica.

Su cálculo incluye la longitud de la tubería de las conexiones domiciliarias. Aceptando un valor de 6,00 metros por cada casa, la dotación de infiltración varía entre 12 000 y 18 000 litros por kilómetro por día.

Para éste caso, por ser tubería de PVC, no existe caudal de infiltración, dadas las propiedades del material

- Caudal ilícito

Este es el caudal de agua pluvial, que se conecta ilícitamente al sistema de alcantarillado sanitario al no contar con alcantarillado pluvial. De acuerdo con las normas del INFOM, este se puede calcular como el 50 por ciento del caudal domiciliar por las características de la población. Este caudal se expresa de la siguiente forma:

$$Q_{\text{ilicito}} = 0,50 * Q_{\text{dom}}$$

Donde:

Qilicito = caudal ilícito (l/s)

Qdom = caudal domiciliar (l/s)

- Caudal medio

Es la suma de los caudales provenientes de viviendas, industrias, comercios, y los dados por conexiones ilícitas e infiltración.

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{com}} + Q_{\text{ind}} + Q_{\text{ilicito}} + Q_{\text{inf}}$$

- 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, dividido entre el número de habitantes a servir por tramo.

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; si fuera mayor, se tomará 0,005. Se calcula de la siguiente forma:

$$F_{\text{qm}} = \frac{Q_{\text{med}}}{\text{No. habitantes}}$$

- Factor de Harmond

Este incrementa el caudal debido a la posibilidad que en determinado momento una gran cantidad de usuarios utilicen el sistema, lo cual

congestionaría el flujo del agua. También es denominado factor de flujo este suele variar entre 1,5 y 4,5 dependiendo de la población, es adimensional y se obtiene de la siguiente ecuación:

$$F. H = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

F.H = factor de Harmond

P = población acumulada del tramo (unidades de millar)

- Caudal de diseño

Es el caudal con que se diseñará cada tramo del sistema de alcantarillado sanitario, de acuerdo con los datos obtenidos o investigados y aplicados en un período de diseño. El caudal de diseño de cada tramo será igual a multiplicar el factor de caudal medio, el factor de Harmond y el número de habitantes a servir.

$$Q_{\text{diseño}} = F_{\text{qm}} * F. H. * \text{No. Hab.}$$

Donde:

Qdiseño = caudal de diseño en (l/s)

Fqm = factor de caudal medio

F.H. = factor de Harmond

No. Hab. = número de habitantes futuros acumulados

### **3.8. Fundamentos hidráulicos**

Un sistema de alcantarillado sanitario funciona como canal abierto, por gravedad y su flujo está regido por la rugosidad del material y la pendiente del canal. Se emplean canales circulares cerrados y la superficie del agua está afectada por la presión atmosférica y por muy pocas presiones provocadas por los gases de la materia que se transporta en dichos caudales.

#### **3.8.1. Ecuación de Manning para flujo de canales**

Se ha convertido en la principal ecuación empleada para determinar la capacidad hidráulica requerida para una instalación de alcantarillado a gravedad. La ecuación de Manning se define de la siguiente manera:

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

Donde:

V = velocidad (m/s)

R<sub>h</sub> = radio hidráulico

S = pendiente del canal (m/m)

N = coeficiente de rugosidad de Manning

#### **3.8.2. Relación de diámetro y caudales**

Para determinar las relaciones hidráulicas es necesario conocer el caudal cuando la tubería trabaja a sección llena. Para determinar el caudal a sección llena se utilizan las siguientes fórmulas:



Q = caudal

V = velocidad

A = área de tubería del alcantarillado

### 3.8.3. Relaciones hidráulicas

Estas relaciones son de suma importancia para el cálculo de los sistemas de alcantarillado sanitario, ya que dan a conocer si los resultados están dentro de los parámetros aceptables que permitan un buen funcionamiento del sistema.

Relación ( $q/Q$ ): esta relación fija el porcentaje del caudal que pasa según el diseño, con respecto al caudal máximo que soporta la tubería a sección llena, el caudal de diseño debe ser menor que el caudal a sección llena.

Relación ( $v/V$ ): relación entre la velocidad del flujo a sección parcial y la velocidad del flujo a sección llena. Para hallar este valor se utilizan las tablas de relaciones hidráulicas encontrando primero la relación  $q/Q$ . 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.

El valor de la velocidad parcial deberá estar dentro de 0,60 a 3,00 metros por segundo para tubería de PVC, según normas del INFOM.

Relación ( $d/D$ ): relación entre la altura del flujo dentro de la tubería (tirante) y el diámetro de la tubería. Se determina a través de las tablas de relaciones hidráulicas, según el valor de  $q/Q$ . Esta relación tiene que estar comprendida dentro de 0,10  $d/D$  0,75.

### 3.9. Parámetros de diseño hidráulico

Estos indican valores de rugosidad para tuberías tanto en concreto como en PVC, así como las velocidades mínimas y máximas con las que se pueden diseñar y proporcionan límites para el buen funcionamiento del sistema.

- Coeficiente de rugosidad

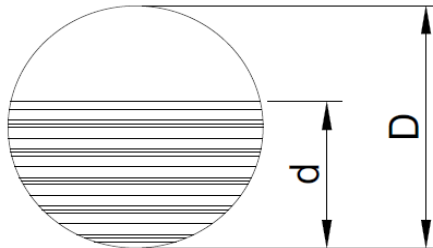
Este valor nos indica cuan rugosa o lisa es internamente la tubería que se va a utilizar. Varía de un material a otro y cambia con el tiempo.

El INFOM aplica un valor de  $n= 0,014$  en tubería de concreto y  $n=0,010$  para tuberías de PVC. En este caso tomaremos el asignado para tubería PVC  $n=0,010$ .

- Sección llena y parcialmente llena

Se deben considerar en el diseño del sistema de alcantarillado sanitario las siguientes relaciones de diámetros y caudales: relación  $d/D$  que debe ser mayor o igual a 0,10 y menor o igual a 0,75, y el caudal de diseño debe ser menor al caudal de sección llena en el colector.

Figura 12. **Sección parcialmente llena**



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

- Velocidades máximas y mínimas

La velocidad mínima de arrastre será de 0,60 metros por segundo para evitar la sedimentación y no mayor de 3 metros por segundo para evitar la erosión y desgaste de la tubería.

- Diámetro del colector

Se debe utilizar un diámetro que cumpla con las relaciones hidráulicas de velocidad y arrastre establecidos. El INFOM recomienda para el colector principal un diámetro mínimo de 6" en alcantarillados sanitarios de tubería PVC.

- Ancho de zanja

Este dependerá del diámetro de la tubería, para asegurar la trabajabilidad de la colocación y ensamble, tomando en cuenta que también se necesita rellenar y compactar el terreno sin causar daño en la tubería, para una tubería de 6" se utilizó un ancho de zanja de 0,90 metros.

- Cotas Invert

Es la cota que determina el nivel de colocación de la parte inferior internado una tubería, que conecta dos pozos de visita. Las cotas del terreno, al igual que las Cotas Invert de entrada y salida de la tubería en un tramo del alcantarillado, y las alturas de los pozos de visita se calculan de la siguiente forma:

$$CT_{\text{final}} = CT_{\text{inicial}}(DH * S_{\text{terreno}} \%)$$

$$S\% = \frac{(CT_{\text{Inivial}} - CT_{\text{Final}})}{\text{Distancia}} * 100$$

$$CI_{\text{salida}} = CT_{\text{inicial}} - (H_{\text{min}} + \emptyset)$$

$$CI_{\text{entrada}} = CI_{\text{salida}} - (D.H * S_{\text{tubo}} \%)$$

$$H_{\text{pozo}} = CT_{\text{inicial}} - CI_{\text{salida}}$$

Donde:

$CT_{\text{inicial}}$  = cota del terreno inicial

$CT_{\text{final}}$  = cota del terreno final

D.H. = distancia horizontal

S% = pendiente

$CI_{\text{salida}}$  = cota invert de salida

$CI_{\text{entrada}}$  = cota invert de entrada

$\emptyset$  = diámetro de la tubería

$H_{\text{min}}$  = profundidad mínima, de acuerdo al tráfico del sector

### **3.10. Obras complementarias**

Son las obras que permiten que el sistema funcione adecuadamente, varían en su forma y el material con el que están elaborados van desde concreto armado, ladrillo tayuyo, hasta tuberías de concreto y PVC.

#### **3.10.1. Conexiones domiciliarias**

La conexión doméstica se hace por medio de una caja de inspección construida de tubos de concreto colocados de forma vertical en el cual se une la tubería proveniente del drenaje, de la edificación a servir, con la tubería que desaguara en el colector principal.

La conexión domiciliar consta de dos partes: la caja de registro o candela y la tubería secundaria.

#### **3.10.2. Cajas de registro**

Habitualmente las conexiones domiciliarias cuentan con una caja de registro que está construida de mampostería de 45 centímetros cuadrados como mínimo, o de un tubo de concreto de 12 pulgadas como diámetro, ambas a una profundidad mínima de 0,90 metros.

#### **3.10.3. Tuberías secundarias**

Esta tubería forma parte de la conexión domiciliar y su función es conectar la caja de registro o candela al colector principal. El diámetro mínimo será de 6 pulgadas en concreto y de 4 pulgadas en PVC.

#### **3.10.4. Pozos de visita**

Los pozos de visita se emplean como medio de inspección y limpieza en las obras de alcantarillado sanitario. Según las normas INFOM se debe diseñar pozos de visita cuando se presentan las siguientes condiciones.

- Al inicio de cualquier tramo
- En toda intersección de colectores
- En cambios de diámetros de tubería
- En cambios de dirección de tubería
- En cambios de pendiente
- En tramos rectos a distancias no mayores de 100 metros
- En las curvas no más de 30 metros

La profundidad de los pozos de visita está determinada por la cota Invert de cada tramo, en lo general sobre la base de los pozos de visita, irán apoyada la tubería de salida para el tramo siguiente. En los pozos de visita que sean muy profundos se hace necesaria la colocación de escalones para bajar a inspeccionar y limpiar, estos escalones suelen ser de varillas de hierro, empotrados en las juntas de ladrillos.

Los pozos son elaborados en su parte superior por un marco y una tapa que se construye de hierro fundido o de concreto armado, con una abertura de entrada que varía de 0,50 a 0,60 metros. El marco descansa sobre las paredes, que se ensanchan hasta alcanzar un diámetro de 1,20 a 1,50 metros de la boca del pozo, continuando con este diámetro hasta llegar a la alcantarilla. La profundidad es variable y depende de la pendiente del terreno y tubería. Las paredes suelen ser construidas de ladrillo de barro cocido, cuando son pequeños; y de concreto cuando son muy grandes y profundos.

El fondo de los pozos de visita se hace regularmente de concreto, dándole a la cara superior una ligera pendiente hacia el canal abierto o hacia los canales que forman la continuación de los tubos de la alcantarilla.

### 3.10.5. Profundidad de tubería

La profundidad en que descansa la tubería debe ser tal que las inclemencias del tiempo no representen riesgo alguno para la condición física de la tubería; pero, aún más, para evitar las cargas del tráfico transmitidas por el suelo.

El recubrimiento mínimo del coronamiento de la tubería con respecto a la superficie del terreno es de 1,00 metro más el espesor de la tubería más el diámetro de la tubería, esto para tráfico liviano y para tráfico pesado el recubrimiento mínimo del coronamiento de la tubería será de 1,20 metro.

Tabla XVIII. **Profundidades mínimas de tubería PVC**

Profundidades mínimas de la cota inferior para evitar rupturas (en metros)													
Diámetro Nominal en Pulgadas	6"	8"	10"	12"	15"	18"	21"	24"	30"	36"	42"	48"	60"
Tráfico Normal	1,22	1,22	1,28	1,33	1,41	1,50	1,58	1,66	1,84	1,99	2,14	2,25	2,55
Tráfico Pesado	1,42	1,42	1,48	1,53	1,61	1,70	1,78	1,86	2,04	2,19	2,34	2,45	2,75

Fuente: elaboración propia.

Se utilizara una profundidad mínima de 1,20 metros para tubería PVC en cualquier condición de tránsito.

El volumen de tierra, que se tendrá que remover para la colocación de la tubería, se calcula tomando en cuenta la profundidad de los pozos de visita y la distancia entre ellos, formando un trapecio, y multiplicando por el ancho de zanja.

### **3.11. Diseño hidráulico**

El diseño hidráulico debe proporcionar la adecuada evacuación de las aguas negras que aporta la población, analizando cada tramo por separado y asegurar que exista un desfogue continuo de los fluidos, como la colocación de obras para el mantenimiento del sistema.

### **3.12. Ejemplo de un tramo**

Se realizará el cálculo para un tramo de la red de alcantarillado sanitario determinando los caudales, relaciones hidráulicas, Cotas Invert, altura de pozos y volumen de excavación. Se utilizará como ejemplo el tramo entre el PV-12 al PV 13.

- **Características**

Tipo de sistema	Alcantarillado sanitario
Tramo	PV-12 al PV-13
Distancia	49,90 m
Total de habitantes a servir	actual: 152 futuro: 245

- **Cotas del terreno** inicial 449,29

Final 445,36



- Pendiente del terreno

$$S\% = \frac{(CT_{\text{Inicial}} - CT_{\text{Final}})}{\text{Distancia}} * 100$$

$$S\% = \frac{(449,29 - 445,36)}{49,90} * 100 = 7,88$$

- Caudal medio

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{ilicito}} + Q_{\text{inf}}$$

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{No. Hab.} * \text{Dot} * \text{F. R.}}{86\ 400}$$

$$Q_{\text{dom}} = \frac{245 * 150 * 0,80}{86\ 400} = 0,34 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{ilicito}} = 0,10 * Q_{\text{med}}$$

$$Q_{\text{ilicito}} = 0,50 * 0,34 = 0,17 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{inf}} = 0,00$$

$$Q_{\text{medio}} = 0,17 + 0,034 + 0,00 = 0,51 \text{ l/s}$$

- Factor de caudal medio

$$F_{\text{qm}} = \frac{Q_{\text{med}}}{\text{No. habitantes}}$$

$$F_{qm} = \frac{0,51 \text{ l/s}}{684} = 0,0014 = 0,002$$

- Factor de Harmond

$$F. H = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

$$F. H = \frac{18 + \sqrt{245/1\ 000}}{4 + \sqrt{245/1\ 000}} = 4,11$$

- Caudal de diseño

$$Q_{\text{diseño}} = F_{qm} * F. H. * \text{No. Hab.}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 0,002 * 4,11 * 245 = 2,01$$

- Diámetro de tubería      6 plg
- Pendiente de tubería      7,88%
- Velocidad a sección llena    3,17 m/s
- Caudal a sección llena      56,20 l/s
- Relación de caudales

$$\frac{Q_{\text{diseño}}}{Q_{\text{sec. llena}}} = \frac{Q_{\text{diseño}}}{Q_{\text{sec. llena}}}$$

$$\frac{Q_{\text{diseño}}}{Q_{\text{sec. llena}}} = \frac{2,01}{56,20}$$

$$\frac{Q_{\text{diseño}}}{Q_{\text{sec. llena}}} = 0,0357$$

- Relación de caudales

$$\frac{v}{V} = 0,473$$

- Relación de tirantes

$$\frac{d}{D} = 0,13$$

- Velocidad a sección parcial

$$V = V * v/V$$

$$V = 3,17 * 0,473 = 1,51 \text{ m/s}$$

- Chequeo

Caudal	2,01 < 56,20	$Q_{\text{diseño}}$ si cumple
Velocidad	0,60 < 1,51 < 3,00	v si cumple
Tirante	0,10 < 0,13 < 0,75	d si cumple

- Distancia efectiva

$$DH_{\text{efectiva}} = DH - (\emptyset \text{ Pozo}_1/2 + \emptyset \text{ Pozo}_2/2)$$

$$DH_{\text{efectiva}} = 49,90 - (1,20 + \emptyset 1,20) = 48,70 \text{ m}$$

- Cota invert salida del pozo 12

$$CI_{\text{salida pozo 12}} = \text{Cota invert entrada}_{\text{pozo 12}} - 1$$

$$CI_{\text{salida pozo 12}} = 446,97 - 0,03 = 446,94$$

- Cota invert entrada del pozo 13

$$CI_{\text{entrada pozo 13}} = CI_{\text{salida pozo 12}} - (7,88\% * DH_{\text{efectiva}})$$

$$CI_{\text{entrada pozo 13}} = 446,94 - (7,88\% * 48,70) = 443,10$$

- Altura de pozo 12

$$\text{Alt.}_{\text{pozo visita 12}} = \text{Cota del terreno} - CI_{\text{salida pozo 12}} + 0,15$$

$$\text{Alt.}_{\text{pozo visita 12}} = 449,29 - 446,94 + 0,15 = 2,50 \text{ m}$$

- Altura de pozo 13

$$\text{Alt.}_{\text{pozo visita 13}} = \text{Cota del terreno} - CI_{\text{salida pozo 13}} + 0,15$$

$$\text{Alt.}_{\text{pozo visita 13}} = 445,36 - 443,10 + 0,15 + 1,30 = 3,71 \text{ m}$$

- Volumen de excavación

$$\text{Vol. Exc.} = \frac{(\text{Alt.}_{\text{pozo visita 12}} + \text{Alt.}_{\text{pozo visita 13}}) * DH_{\text{efectiva}} * Z}{2}$$

$$\text{Vol. Exc.} = \frac{(2,50 + 3,71) * 48,70 * 0,90}{2} = 136,09 \text{ m}^3$$

El cálculo total del sistema de alcantarillado sanitario se podrá observar en los apéndices.

### **3.13. Propuesta de tratamiento**

Este se debe establecer según las normas del INFOM, el cual es primario, por lo que se recomienda un tratamiento por medio de fosa séptica, ya que estas unidades remueven los sólidos en suspensión por medio de la sedimentación, lo que logra eliminar un 40 por ciento a un 60 por ciento de sólidos. Las unidades empleadas tratan de retener las aguas residuales por periodos de 12 a 24 horas mediante la disminución de su velocidad para que se sedimenten los sólidos, para finalizar este proceso se deben de contar con pozos de absorción que regresan las aguas residuales a la napa freática con una mejor calidad.

#### **3.13.1. Diseño de fosas sépticas**

Son tanques herméticos de escurrimiento horizontal, de un solo piso que pueden ser de uno o doble compartimiento, este último proporciona una mejor eliminación de los sólidos en suspensión. Las fosas sépticas son construidas de ladrillo, piedra, concreto o cualquier otro material adecuado.

Se construirán dos fosas sépticas ambas con las mismas disensiones, una para cada ramal del sistema de alcantarillado sanitario.

- Parámetros de diseño para la fosa séptica
  - Período de retención 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 litros por habitante por año.
  - La capacidad máxima recomendable para que la fosa sea funcional debe de ser de 60 viviendas
  
- Cálculo del volumen

Para el cálculo del volumen se asume una altura (H), la cual corresponde a la distancia entre el fondo de la losa y el nivel del agua.

$$V = A * L * H$$

Donde:

A = ancho útil de fosa

L = largo útil de la fosa

H = altura útil

Si asumimos  $L/A = 2$ , entonces se tiene que:

$$L = 2A$$

Sustituyendo:

$$V = 2 * A^2 * H$$

Datos para el cálculo de las fosas para el proyecto:

Período de retención:	24 horas
Dotación (q):	150 l/hab/día
No. Hab (N):	360 hab. (45 viviendas)
Lodos:	40 l/hab/año
Relación largo ancho:	2/1
Período de limpieza:	5 años
Factor de retorno (FR):	0,80

- Volumen de líquidos

- Caudal

$$Q = q * N * F. R.$$

$$Q = 150 * 360 * 0,80 = 43,20 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Volumen

$$V = Q * T$$

$$V = 43,20 \text{ m}^3/\text{día} * 1 \text{ día}/24 \text{ horas} = 43,20 \text{ m}^3$$

- Volumen de líquidos

$$V = N * \text{gastos anuales de lodos}$$

$$V = 360 \text{ hab} * 40 \text{ l/hab/año} = 14\,400 \text{ l/año} = 14,40 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$(\text{Período de limpieza 5 años}) V = 72 \text{ m}^3$$

- Volumen total

$$V_{\text{Total}} = 43,20 \text{ m}^3 + 72 \text{ m}^3 = 115,20 \text{ m}^3 = 115,00 \text{ m}^3$$

$$V = 2 * A^2 * H$$

Si  $H = 2,50$  (asumido)

$$A^2 = \frac{V}{2H}$$

$$A^2 = \frac{115,00 \text{ m}^3}{2(2,50 \text{ m})} = 23,00 \text{ m}^2$$

$$A = 4,80 \text{ m}$$

Entonces:

$$L = 2A = 2 * 4,80 = 9,60 \text{ m}$$

Descripción del tanque de almacenamiento:

- El volumen de almacenamiento será de 115 metros cúbicos
- Los muros y losa inferior serán de mampostería de piedra bola



- La parte superior de los muros será tratada de tal forma que se elimine toda adherencia posible a la losa superior
- La losa superior será de concreto reforzado

Datos de diseño:

- Peso específico del concreto = 2,4 Ton/m<sup>3</sup>
- Densidad del agua = 1 Ton/ m<sup>3</sup>
- Valor soporte del suelo = 10 Ton /m<sup>2</sup>
- Ángulo de fricción interna del suelo = 30°
- Peso específico del suelo = 1,4 Ton/cm<sup>2</sup>
- Esfuerzo último del concreto = 210 Kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de fluencia del acero = 2 810 Kg/cm<sup>2</sup>
- Peso específico del concreto ciclópeo = 2 Ton/m<sup>3</sup>

Dimensiones

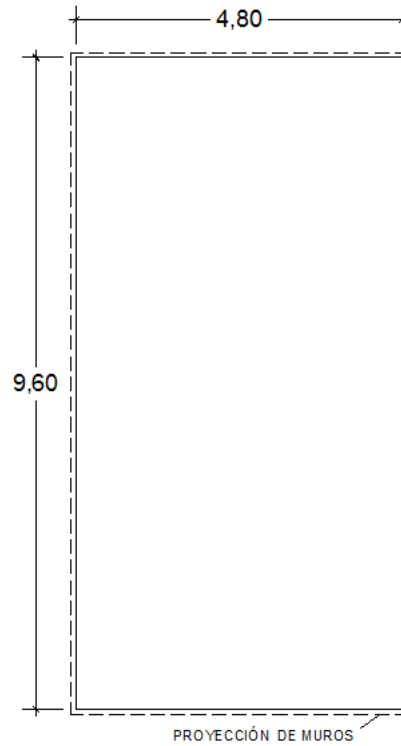
Para obtener un almacenamiento de 115 metros cúbicos, se utilizarán las siguientes dimensiones internas: largo 9,60 metros, ancho 4,80 metros y altura máxima de agua de 2,50 metros.

$$V = 9,00 * 9,60 * 2,5 = 115,00 \text{ m}^3$$

- Diseño de losa

Para el diseño de losa se empleará el método 3 del American Concrete Institute (ACI) y la losa tendrá las dimensiones siguientes:

Figura 13. Dimensiones de losa



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

- Determinando como trabaja la losa

$$m = \frac{a}{b}$$

Si  $m \geq 0,5$  la losa trabaja en 2 sentidos.

Si  $m < 0,5$  la losa trabaja en 1 sentido.

Donde:

a = lado corto de la losa = 4,80 m

b = lado largo de la losa = 9,60 m

Sustituyendo los datos en la expresión anterior:

$$m = \frac{4,80}{9,60} = 0,50$$

Como  $0,50 \geq 0,50$  la losa trabaja en 2 sentidos.

- Espesor de la losa

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

$$t = \frac{2(4,80 + 9,60)}{180} = 0,015$$

Se utilizará  $t = 0,15$  m

- Integración de cargas

- Carga muerta (CM):

Peso propio de la losa =  $2400 \text{ kg/m}^3 (0,15\text{m}) = 360 \text{ kg/m}^2$

Peso de acabados (rústicos) =  $90 \text{ kg/m}^2$

$$\sum = \text{CM} = 450 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva (CV):

Peso por personas = 150 kg/m<sup>2</sup>

$$\sum = CV = 150 \text{ kg/m}^2$$

- Carga última (CU):

$$CMU = 1,4 (CV)$$

$$CVU = 1,7 (CM)$$

$$CU = CMU + CV$$

Por lo que se obtiene:

$$CMU = 1,4 (450 \text{ kg/m}^2) = 630 \text{ kg/m}^2$$

$$CVU = 1,7 (150 \text{ kg/m}^2) = 255 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 630 \text{ kg/m}^2 + 255 \text{ kg/m}^2 = 885 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de momentos

La losa corresponde a una losa discontinua (CASO 1) del método 3 del ACI y trabaja en dos sentidos.

$$Ma(+) = (Ca +)(CVU)(a^2) + (Ca +)(CMU)(a^2)$$

$$Mb(+) = (Cb +)(CVU)(b^2) + (Cb +)(CMU)(b^2)$$

$$Ma(-) = Ma(+)/3$$

$$Mb(-) = Mb(+)/3$$

Momentos:

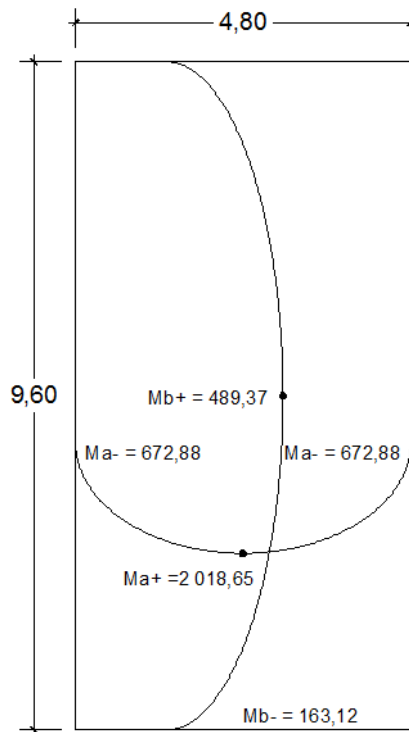
$$M_{a(+)} = (0,099)(255)(4,80^2) + (0,099)(630)(4,80^2) = 2\,018,65 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{b(+)} = (0,006)(255)(9,60^2) + (0,006)(630)(9,60^2) = 489,37 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{a(-)} = 2\,018,65/3 = 672,88 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{b(-)} = 489,37/3 = 163,12 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 14. **Distribución de momentos en losa (kg-m)**



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

- Cálculo del refuerzo:

Se calcula el refuerzo con una franja de 1 metro (b) y un recubrimiento de 3 centímetros.

- Peralte (d)

$$d = t - \text{recubrimiento}$$

$$d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

- As mínimo

El área de acero mínimo de una losa es igual al 40 por ciento del acero mínimo de una viga con base en una franja de un metro unitario.

$$As_{\text{mínimo}} = 40\% As_{\text{mínimo, viga}} = 40\% (\rho_{\text{min}})(b)(d)$$

Donde:

As min = área de acero mínimo (cm<sup>2</sup>)

$\rho$  min = cuantía de acero mínimo

b = franja de 100 cm

d = peralte (cm)

$$As_{\text{mínima}} = 0,40 * \frac{14,1}{2810} * 100 * 12 = 2,40 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento de As mínima

$$S = \frac{As_{\text{varilla}} * 100 \text{ cm}}{As_{\text{mínimo}}}$$

$$S_{\text{máx}} = 2t$$

Donde:

S = espaciamiento entre varillas en cm

$A_s$  = área de acero de refuerzo en  $\text{cm}^2$

$A_{s\text{varilla}}$  = área de acero de la varilla a utilizar, en este caso No. 3

$$A_s = 0,71 \text{ cm}^2$$

100 = base en cm la cual requiere el  $A_s$

T = espesor de losa

$S_{\text{máx}}$  = de acuerdo con el código ACI 318-05 sección 13.3.2

$$S = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{2,40 \text{ cm}} = 29,58 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{máx.}} = 2 * 12,00 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

El espaciamiento utilizar será de 10 centímetros, ya que con un espaciamiento de 24 centímetros no se puede cubrir el área de acero que requiere el momento máximo.

$$A_s = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 7,10 \text{ cm}^2$$

Se utilizará varillas No. 3 @ 10 cm

Momento último que resiste el área de acero con S máx.

$$M_u = \phi \left[ A_s * f_y \left( d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$\phi_{\text{flexión}} = 0,90$$

$$M_u = 0,90 \left[ 7,10 * 2\,810 \left( 12 - \frac{7,10 * 2\,810}{1,7 * 210 * 100} \right) \right] = 205\,436 \text{ kg} - \text{cm}$$

MU= 2 054,36 kg-m > 2 018,65 kg-m (momento máximo requerido)

El momento último que resiste el área de acero con S=10. Es mayor a los momentos requeridos por lo que se utiliza:

- Acero por temperatura

$$A_t = 0,2\%(b)(12)$$

$$A_t = 0,002(100)(12) = 2,4 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento utilizando acero No. 3 (0,71 cm<sup>2</sup>):

$$x = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{2,4 \text{ cm}^2} = 29,58 \text{ cm} = S$$

Se utilizará varillas No.3 @ 30 cm

Descripción de los muros del tanque:

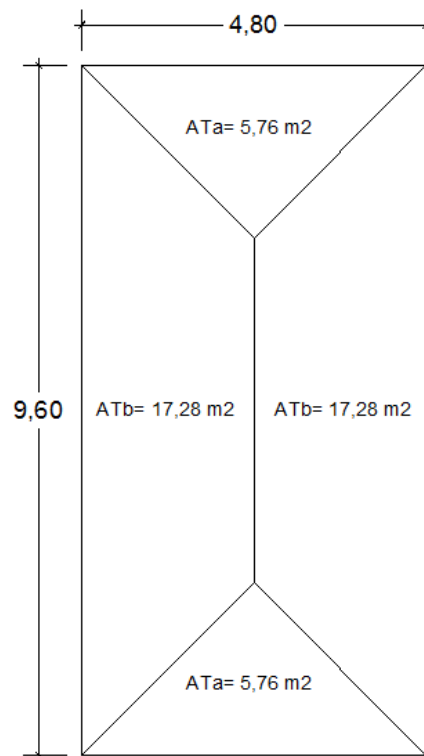
- El material más económico y de mayor acceso para la población es la piedra bola, por lo que se utilizará concreto ciclópeo para la construcción de los muros del tanque.
- Por su profundidad, el tanque será de tipo semi-enterrado.
- La condición crítica para el cálculo estructural es cuando el tanque está completamente lleno.



## Diseño de los muros del tanque

- Cálculo del área tributaria de la losa sobre el muro

Figura 15. **Áreas tributarias**



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

$$AT_b = 17,28 \text{ m}^2$$

$$AT_a = 5,76 \text{ m}^2$$

Se utilizará el área tributaria mayor, en este caso será  $AT_b = 17,28 \text{ m}^2$

- Peso sobre el muro ( $W_m$ ) en T/m (lado a)

$$W_{losa} = \frac{CU * A_{tributaria}}{l}$$

$$W_{viga} = 1.4(W_{especifico\ del\ concreto} * b_{viga} * a_{viga})$$

$$W_m = W_{losa} + W_{viga}$$

Sustituyendo datos se obtienen

$$W_{losa} = \frac{0,885\ T/m^2 * 17,28\ m^2}{9,60\ m} = 1,59\ T/m$$

$$W_{viga} = 1,4(2,4\ T/m^3 * 0,15\ m * 0,20\ m) = 0,10\ T/m$$

$$W_m = 1,59\ T/m + 0,10\ T/m = 1,69\ T/m$$

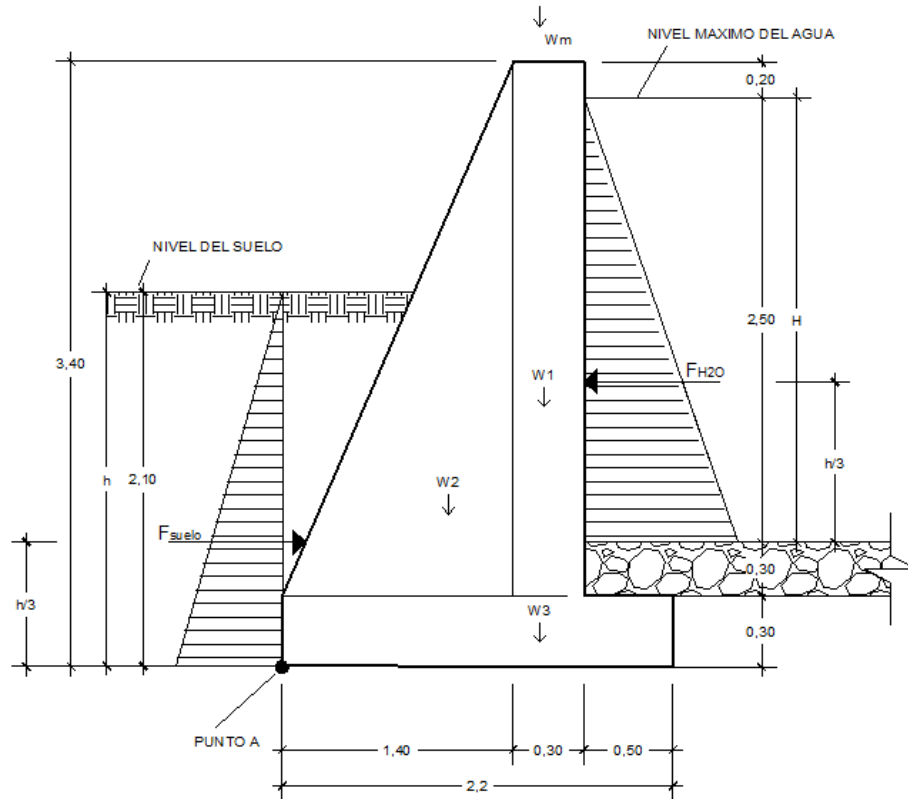
- Cálculo del coeficiente de empuje pasivo ( $k_p$ )

De la teoría de Rankine y utilizando un ángulo de fricción interna  $\emptyset = 30^\circ$ , se obtiene la siguiente expresión:

$$k_p = \frac{1 - \text{sen } \emptyset}{1 + \text{sen } \emptyset}$$

$$k_p = \frac{1 - \text{sen } 30^\circ}{1 + \text{sen } 30^\circ} = 1/3$$

Figura 16. Diagrama de cuerpo libre y presión del muro



Fuente: elaboración propia, con programa Auto Cad 2013.

- Presiones horizontales:
  - Presión horizontal del agua sobre el muro ( $P_{H2O}$ )

$$P_{H2O} = \rho_{H2O} * H$$

$$P_{H2O} = 1 \text{ T/m}^3 * 2,5\text{m} = 2,5\text{T/m}^2$$

- Presión horizontal del suelo sobre el muro (Ps)

$$P_{\text{suelo}} = \rho_{\text{suelo}} * h * k_p$$

$$P_{\text{suelo}} = 1,4 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} * 2,1\text{m} * 1/3 = 0,98 \text{ T/m}^2$$

- Fuerzas totales sobre el muro:

- Fuerza total del agua sobre el muro ( $F_{\text{H}_2\text{O}}$ )

$$F_{\text{H}_2\text{O}} = P_{\text{H}_2\text{O}} * \frac{H}{2}$$

$$F_{\text{H}_2\text{O}} = 2,5\text{T/m}^2 * 2,5\text{m} / 2 = 3,13 \text{ T/m}$$

- Fuerza total del suelo (Fs)

$$F_{\text{suelo}} = P_{\text{suelo}} * \frac{h}{2}$$

$$F_{\text{suelo}} = 0,98\text{T/m}^2 * 2,1\text{m}/2 = 1,03 \text{ T/m}$$

- Cálculo de momentos:

Momento generado por el empuje pasivo del suelo (respecto del punto A)

$$M_{\text{suelo}} = F_s * \frac{h}{3}$$

$$M_{\text{suelo}} = 1,03 \text{ T/m} * 2,1\text{m}/3 = 0,72 \text{ T - m/m}$$

Momento generado por el empuje activo del agua (respecto del punto A)

$$M_{\text{H}_2\text{O}} = F_{\text{H}_2\text{O}} * \left(\frac{H}{3} + 0,70\right)$$

$$M_{\text{H}_2\text{O}} = 3,13 \text{ T/m} * (2,5/3 + 0,6)\text{m} = 4,48 \text{ T - m/m}$$

Tabla XIX. **Momento del muro respecto de punto A**

Figura	W (T/m)	Brazo (m)	Momento(T-m/m)
W1	$0,9 \text{ m}^2 * 2 \text{ T/m}^3 = 1,8 \text{ T/m}$	$1,40 + 0,15 = 1,55 \text{ m}$	2,79
W2	$2,10 \text{ m}^2 * 2 \text{ T/m}^3 = 4.2 \text{ T/m}$	$2 * 1,40/3 = 0,93 \text{ m}$	3,92
W3	$0,66 \text{ m}^2 * 2 \text{ T/m}^3 = 1,69 \text{ T/m}$	$2,2 / 2 = 1,10 \text{ m}$	1,45
Wm	0,9 T/m	$1,40 + 0,15 = 1,55 \text{ m}$	2,62
	$Wt = 9,01 \text{ T/m}$		$Mr = 10,78$

Fuente: elaboración propia.

- Verificación de la estabilidad contra el volteo ( $F_s \geq 1,5$ )

$$F_s = \frac{\sum M_{\text{resist}}}{\sum M_{\text{actua}}}$$

$$F_s = \frac{Mr + M_{\text{suelo}}}{M_{\text{H}_2\text{O}}}$$

$$F_s = \frac{10,70 \text{ T - m/m} + 0,72 \text{ T - m/m}}{4,48 \text{ T - m/m}} = 2,54$$

$$F_s = 2,54 \geq 1,5$$

- Verificación de la estabilidad contra deslizamiento ( $F_{sd} \geq 1,5$ )

$$F_{sd} = \frac{\sum F_{resist}}{\sum F_{actua}}$$

$$F_{sd} = \frac{F_{suelo} + 0,9 * \text{tg } \emptyset * W}{F_{H2O}}$$

$$F_{sd} = \frac{1,03\text{T/m} + 0,9 * \text{tg } 30^\circ * 9,01 \text{ T/m}}{3,13 \text{ T/m}} = 1,83$$

$$F_{sd} = 1,83 > 1,5$$

- Verificación de la presión bajo la base del muro,  $P_{max} < V_s$  donde la excentricidad es:

$$a = \frac{M_r + M_{suelo} - M_{H2O}}{W}$$

$$e_x = \frac{\text{Base}}{2} - a$$

Sustituyendo en las fórmulas se tiene:

$$a = \frac{10,79\text{T} - \text{m/m} + 0,72 \text{ T} - \text{m/m} - 4,48 \text{ T} - \text{m/m}}{9,01\text{T/m}} = 0,78\text{m}$$

$$e_x = \frac{2,20}{2} - 0,78 = 0,32\text{m}$$

- Módulo de sección (Sx)

$$S_x = \frac{1}{6} * \text{Base}^2 * \text{longitud}$$

$$S_x = \frac{1}{6} * (2,20 \text{ m})^2 * 1 \text{ m} = 0,80$$

- Verificación de las presiones

$$P = \frac{Wt}{\text{Area}} \pm \frac{Wt * e_x}{S_x}$$

- Presión máxima:

$$P_{\text{máx}} = \frac{9,01 \text{ T}}{2,20 \text{ m} * 1 \text{ m}} + \frac{9,01 \text{ T} * 0,32 \text{ m}}{0,80 \text{ m}^3} = 7,67 \text{ T/m}^2$$

- Presión mínima:

$$P_{\text{mín}} = \frac{9,01 \text{ T}}{2,20 \text{ m} * 1 \text{ m}} + \frac{9,01 \text{ T} * 0,32 \text{ m}}{0,80 \text{ m}^3} = 0,51 \text{ T/m}^2$$

$P_{\text{máx.}} = 7,67 \text{ T/m}^2 < V_s = 10 \text{ T/m}^2$  No se excede el valor soporte del suelo

$P_{\text{mín.}} = 0,51 \text{ T/m}^2 > 0$  No hay presiones negativas

### **3.13.2. Dimensionamiento de los 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 este caso no se es necesario de pozos de absorción ya que el desfogue será a un río que paso por la aldea.

### **3.14. Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)**

El impacto ambiental podría definirse como la alteración, modificación o cambio en el ambiente producidos por el efecto de la acción o actividad humana.

Debe quedar claro que el termino impacto no implica negatividad ya que este puede ser negativo o positivo.

La Evaluación de Impacto Ambiental es el análisis de las posibles consecuencias de un proyecto sobre la salud ambiental, la integridad de los ecosistemas y la calidad de los servicios ambientales, que estos están en condiciones de proporcionar.

Actualmente, las aguas residuales son descargadas en la superficie del suelo formando lodo y focos de contaminación transmitiendo enfermedades que afecta a la salud de los pobladores, como el paisaje del lugar, por lo que la población está teniendo una participación negativa en el ambiente.



Impacto negativo: no será permanente, este solo sucederá durante el período de construcción, donde el suelo sobrellevará un leve cambio por ser removido al momento de la excavación, provocando problemas de polvo debido al viento y problemas de accesibilidad a personas y vehículos

Impacto positivo: será la eliminación de aguas residuales, que fluyen sobre la superficie del suelo. Se tendrá la eliminación de fuentes de proliferación de enfermedades, mosquitos y zancudos, y con ello la eliminación de enfermedades que estos puedan transmitir a los habitantes del lugar, además la eliminando la posibilidad de contaminación de la napa freática

Este proyecto estaría beneficiando de manera positiva la calidad de vida de los pobladores.

### **3.15. Programa de operación y mantenimiento**

El sistema trabaja por gravedad y no requiere de una operación específica diaria; sin embargo, se debe de realizar un recorrido periódicamente a los pozos de visita, limpiando elementos ajenos al sistema que puedan impedir el buen funcionamiento del mismo, comprobar que las tuberías que entran y salen de los pozos de visita no estén quebradas o dañadas al igual que las tapaderas de los pozos de visita tomando las acciones de reparación y remozamiento cuando fueran necesarias por último se debe de realizar los procedimientos de limpieza en los tiempos previstos, para las fosas sépticas.

### **3.16. Propuesta de tarifa**

Para poder tener en operación y mantenimiento el sistema de alcantarillado sanitario, se propone una tarifa de 10 quetzales mensuales para toda la población beneficiada.

### **3.17. Evaluación socioeconómica**

La evaluación de un proyecto de esta naturaleza consiste en determinar el efecto que el proyecto tendrá sobre el bienestar de la sociedad mediante el método del Valor Presente Neto y por la Tasa Interna de Retorno

#### **3.17.1. Valor Presente Neto (VPN)**

Se realiza a partir de un flujo de efectivo, trasladando todo al presente. Es una forma fácil de visualizar si los ingresos son mayores que los egresos afectados con el proyecto.

$$VPN = VP_{\text{beneficios}} - VP_{\text{costos}}$$

Para la anterior fórmula se tiene tres resultados posibles:

VPN>0

VPN=0

VPN<0

- Cuando es mayor que cero, se recupera la inversión, se obtiene la rentabilidad además de una ganancia que es igual al valor presente.

- Cuando es igual a cero, se recupera la inversión y se obtiene la rentabilidad deseada.
- Cuando es menor que cero, se evalúa según la tasa de interés y el porcentaje de ganancia.

El proyecto de alcantarillado sanitario cumple con un objetivo de carácter social ya que es de beneficio para la comunidad en el cual solo se cuenta con la tarifa por servicio Q 10,00 quetzales por 53 viviendas la cual suma un valor anual de Q 6 360,00 considerando un valor de rescate igual a 0 y una tasa de interés de 5 por ciento, los egresos se establecen como el costo total del proyecto.

$$VPN = -Q 601 009,18 + 6 360,00(P/A, 5\%, 20)$$

$$VPN = -Q 601 009,18 + Q 6 360,00 \left( \frac{(1 + 0,05)^{20} - 1}{0,05 * (1 + 0,05)^{20}} \right)$$

$$VPN = -Q 601 009,18 + Q 6 360,00 * (12,4622) = -Q 521 763,58$$

### 3.17.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

No es posible obtener una Tasa Interna de Retorno TIR atractiva ya que este proyecto es de carácter social; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión es de costo/beneficio, este se determina de la siguiente manera:

$$\frac{\text{Costo}}{\text{Beneficio}} = \frac{Q 601 009,18}{648 \text{ habitantes}} = \frac{Q 927,48}{\text{hab.}}$$

### 3.18. Presupuesto

El presupuesto para el sistema de alcantarillado sanitario se integró con a base de precios unitarios, considerando materiales con precios que se manejan en la cabecera municipal. En cuanto a costos indirectos se contempló un 40 por ciento que incluye: supervisión, gastos administrativos, impuestos y utilidades.

Tabla XX. **Presupuesto de sistema de alcantarillado sanitario**

<b>CUADRO DE CANTIDADES DE TRABAJO</b>					
<b>PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ</b>					
<b>NO.</b>	<b>RENLÓN</b>	<b>UNIDAD DE MEDIDA</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>COSTO RENLÓN</b>
1	Replanteamiento topografico	Km	2	Q 3,297.56	Q 7,749.27
2	Trazo y nivelación	Km	2	Q 3,437.36	Q 8,077.79
3	Colector principal 6"	km	2	Q 93.47	Q 243,015.72
4	Pozos de visita	U	46	Q 3,724.38	Q 171,321.31
5	Conexiones domiciliarias	Unidad	53	Q 1,488.15	Q 68,454.75
6	Fosa séptica	Unidad	2	Q 204,780.66	Q 204,780.66
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>Q 703,399.51</b>
<b>1 US\$ = 7,81222</b>			<b>COSTO TOTAL EN US\$</b>		<b>Q 90,038.36</b>

Fuente: elaboración propia.

### 3.19. Cronograma de ejecución

Calendariza las actividades para la construcción de pozos de visita, colector principal, fosas sépticas y conexiones prediales entre otros, para el sistema de alcantarillado sanitario.

Tabla XXI. **Cronograma de ejecución del sistema de alcantarillado sanitario**

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO																				
UBICACIÓN: CASERÍO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QHICHÉ																				
CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN																				
DESCRIPCIÓN	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Replanteo topográfico	■																			
Trazo y nivelación		■	■																	
Colector principal			■	■	■	■	■	■	■	■	■									
Pozos de visita				■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■					
Conexiones domiciliarias					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■				
Fosa septica																■	■	■	■	

Fuente: elaboración propia.

### 3.20. Elaboración de planos

Se presentarán planos con información topográfica e hidráulica en formato doble carta, conteniendo especificaciones técnicas para la construcción del proyecto, todos dibujados en escalas convencionales.

Tabla XXII. **Índice de planos del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Agua Tibia 1**

Descripción	Plano
Planta topográfica	1/6
Planta de densidad de viviendas	2/6
Planta perfil ramal 1	3/6
Planta perfil ramal 2	4/6
Detalles de posos de visita	5/6
Detalle de fosa séptica y conexiones prediales	6/6

Fuente: elaboración propia.



## CONCLUSIONES

1. La construcción de un sistema de agua potable vendrá a mejorar la calidad de vida de 49 familias del caserío Buena Vista 2, ya que contarán con agua de buena calidad y cantidad, para evitar la utilización de fuentes contaminadas.
2. La construcción del sistema de alcantarillado sanitario vendrá a resolver la problemática de los focos de contaminación y malos olores en la aldea Agua Tibia 1, por cuanto las aguas residuales serán evacuadas correctamente, evitando ser vertidas a flor de tierra, este proyecto beneficiara a 53 familias.
3. El diseño de introducción del sistema de agua potable del caserío Buena Vista 2 y del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Agua Tibia 1 provee de los documentos técnicos necesarios para que en coordinación con la Municipalidad, se desarrollen en beneficio de la comunidad.
4. El desarrollo de proyectos reales a través del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) complementa la formación profesional del estudiante, ya que en ella se desarrollan los conocimientos adquiridos durante la formación académica.





## RECOMENDACIONES

1. Solicitar mano de obra no calificada a los beneficiarios para ayudar a reducir los costos del proyecto.
2. Se deberá exigir el cumplimiento de las especificaciones contenidas en los planos a la entidad ejecutora.
3. Garantizar la supervisión técnica y control de calidad de los materiales, durante la ejecución del proyecto, a través de un profesional de la ingeniería civil.
4. Actualizar el presupuesto de los proyectos antes de su licitación, ya que, tanto materiales y salarios, están sujetos a cambios ocasionados por la variación económica.
5. Es necesario garantizar el correcto mantenimiento del sistema de agua potable, así como el funcionamiento del sistema de desinfección.
6. Implementar un plan de mantenimiento para mantener en buenas condiciones el proyecto, y así garantizar el buen funcionamiento del sistema de alcantarillado.



## BIBLIOGRAFÍA


1. AGUILAR RUÍZ, Pedro. *Apuntes sobre el curso de ingeniería civil sanitaria I*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos De Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 58 p.
2. Instituto de Fomento Municipal, Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales*. Guatemala: UNEPAR; INFOM 1997. 85 p.
3. \_\_\_\_\_. *Normas generales para el diseño de alcantarillados sanitarios*. Guatemala: INFOM, 2001. 12 p.
4. OROZCO BARRIOS, Otto Roberto. *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable y diseño del sistema de alcantarillado sanitario para el caserío el Carmen, San Pablo, San Marcos*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos De Guatemala, Facultad de Ingeniería 2012. 86 p




## APÉNDICE



1. Resultado de análisis físicoquímico sanitario para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO INF, No 25 546

O.F. No. 32 588

INTERESADO: <u>DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO,</u> <u>CARNÉ No. 200831467</u>		PROYECTO: <u>EPS: "DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2, CHINIQUE, EL QUICHÉ"</u>
RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u>	DEPENDENCIA: <u>FAC. DE INGENIERÍA/USAC</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN: <u>Caserío Tapesquillo IV</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2014-03-04; 11 h 35 min.</u>	
FUENTE: <u>Nacimiento en ladera</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: <u>2014-03-05; 09 h 45 min.</u>	
MUNICIPIO: <u>Chinique</u>	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO: <u>Quiché</u>		

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	<u>Clara</u>	4. OLOR:	<u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA:	<u>--° C</u>
2. COLOR:	<u>05,00 Unidades</u>	5. SABOR:	<u>-----</u>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	<u>44,60 μmhos/cm</u>
3. TURBIEDAD:	<u>01,85 UNT</u>	6.potencial de Hidrógeno ( pH):	<u>05,71 unidades</u>		
SUSTANCIAS		SUSTANCIAS		SUSTANCIAS	
mg/L		mg/L		mg/L	
1. AMONIACO (NH <sub>3</sub> )	00,05	6. CLORUROS (Cl <sup>-</sup> )	11,00	11. SOLIDOS TOTALES	52,00
2. NITRITOS (NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> )	00,000	7. FLUORUROS ( F <sup>-</sup> )	00,22	12. SOLIDOS VOLÁTILES	14,00
3. NITRATOS (NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> )	07,70	8. SULFATOS (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )	02,00	13. SOLIDOS FIJOS	38,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,01	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	05,00
5. MANGANESO (Mn)	00,003	10. DUREZA TOTAL	30,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	24,00


ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)			
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	00,00	28,00	28,00

OTRAS DETERMINACIONES \_\_\_\_\_

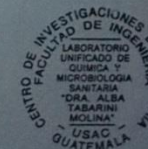
**OBSERVACIONES:** Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con las normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21<sup>st</sup> EDITION 2 005, NORMAS COGUANOR NGO 4 010 ( SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 2001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2014-03-12



Vo.Bo.  
Inga. Telma Maricela Caso Miralles  
DIRECTORA III/USAC



Luzmila Meléndez Santos  
Ingeniera Química Col. No. 420  
Ingeniera Sanitaria  
Jefe Técnico Laboratorio

FACULTAD DE INGENIERIA --USAC--  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-6000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
Página web: <http://ci.usac.edu.gt>

Fuente: elaboración propia.

## 2. Resultado de análisis bacteriológico para diseño del sistema de abastecimiento de agua potable



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



**EXAMEN BACTERIOLOGICO**

O.T. No. 32 588		INF. No. A – 357480	
INTERESADO	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO (CARNÉ No. 200831467)	PROYECTO:	EPS" DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2, CHINIQUE, EL QUICHÉ"
MUESTRA RECOLECTADA POR	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	Caserío Tapesquillo IV	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2014-03-04: 11 h35 min.
FUENTE:	Nacimiento en ladera	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	2014-03-05: 09 h45 min.
MUNICIPIO:	Chinique	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	Con refrigeración
DEPARTAMENTO:	Quiché		
SABOR:	----	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	No hay
ASPECTO:	Clara	CLORO RESIDUAL	
OLOR:	Inodora		

**INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)**

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm <sup>3</sup>	----	Innecesaria	Innecesaria
01,00 cm <sup>3</sup>	----	Innecesaria	Innecesaria
00,10 cm <sup>3</sup>	----	Innecesaria	Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm <sup>3</sup>		< 2	< 2

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21<sup>TH</sup> NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.

Guatemala, 2014-03-12



Vo.Bo.  
Inga. Telma Manicela Cano Morales  
DIRECTORA CII/USAC



Dra. Alba Tabarini Molina  
Ingeniera Sanitaria  
Técnico Laboratorio



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
LABORATORIO UNIFICADO DE QUIMICA Y MICROBIOLOGIA SANITARIA  
"DRA. ALBA TABARINI MOLINA"  
USAC  
GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA – USAC –  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria

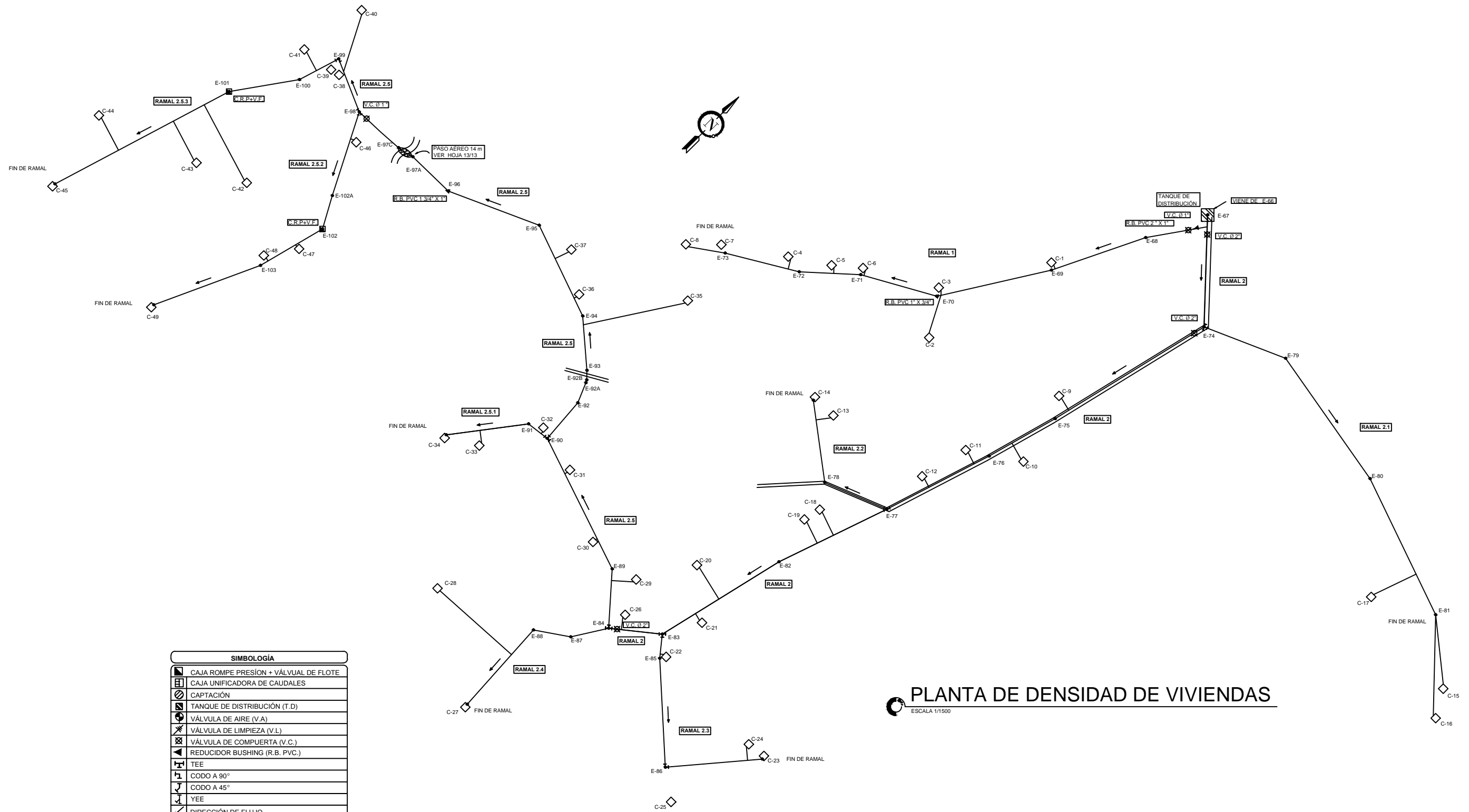
Fuente: elaboración propia.











## PLANTA DE DENSIDAD DE VIVIENDAS

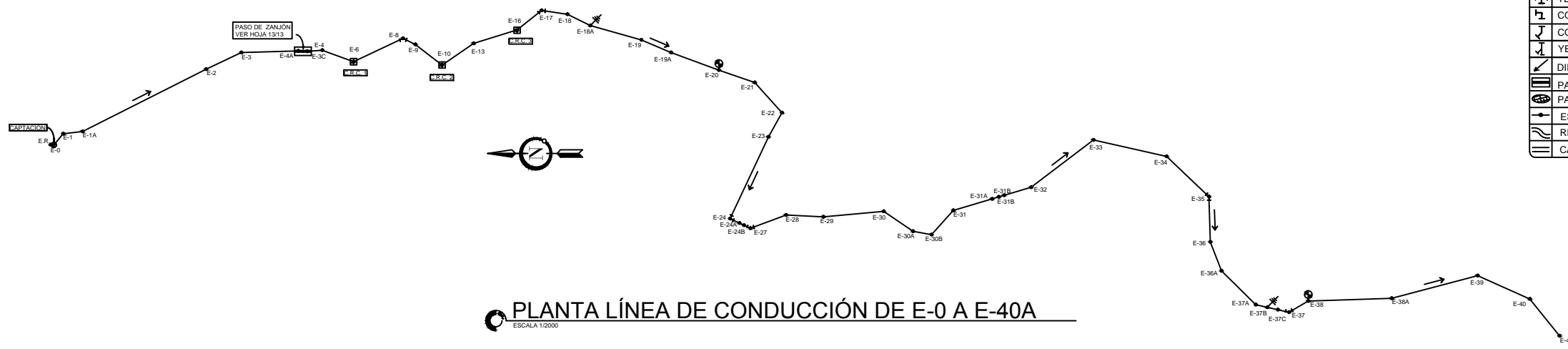
ESCALA 1/1500

SIMBOLOGÍA	
	CAJA ROMPE PRESIÓN + VÁLVULA DE FLOTE
	CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES
	CAPTACIÓN
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (T.D)
	VÁLVULA DE AIRE (V.A)
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (V.L)
	VÁLVULA DE COMPUERTA (V.C)
	REDUCIDOR BUSHING (R.B. PVC.)
	TEE
	CODO A 90°
	CODO A 45°
	YEE
	DIRECCIÓN DE FLUJO
	PASO DE ZANJÓN
	PASO AEREO
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	RIO
	CARRETERA DE TERRACERÍA



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

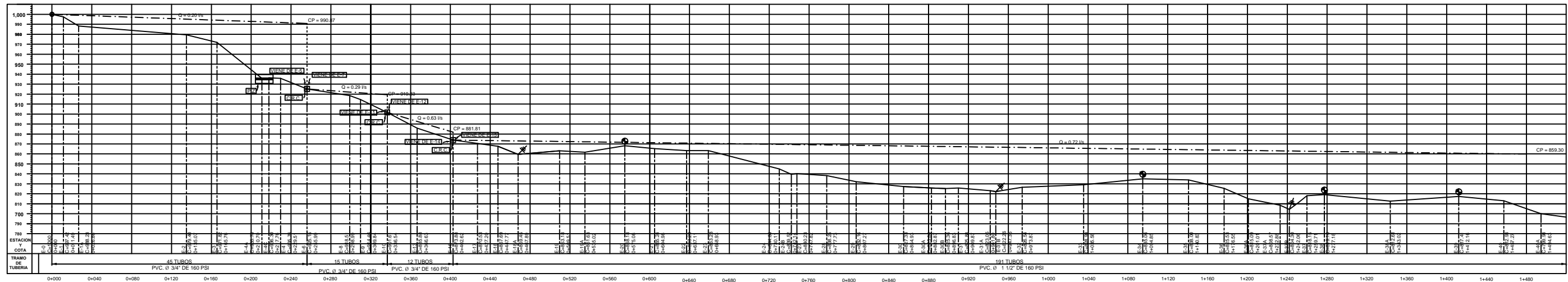
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ
CONTENIDO:	PLANTA DE DENSIDAD DE VIENDAS
CÁLCULO Y DISEÑO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
DIBUJO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
ESCALA:	1/1500
FECHA:	SEPTIEMBRE 2014
HOJA:	2/13



SIMBOLOGÍA	
	CAJA ROMPE PRESIÓN + VÁLVULA DE FLOTE
	CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES
	CAPTACIÓN
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (T.D)
	VÁLVULA DE AIRE (V.A)
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (V.L)
	VÁLVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	REDUCIDOR BUSHING (R.B. PVC.)
	TEE
	CODO A 90°
	CODO A 45°
	YEE
	DIRECCIÓN DE FLUJO
	PASO DE ZANJÓN
	PASO AÉREO
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	RÍO
	CARRETERA DE TERRACERÍA

**PLANTA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE E-0 A E-40A**  
ESCALA 1/2000

VA A E-41 EN HOJA No. 413



**PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE E-0 A E-40A**  
ESCALA 1/2000

VA A E-41 EN HOJA No. 413

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

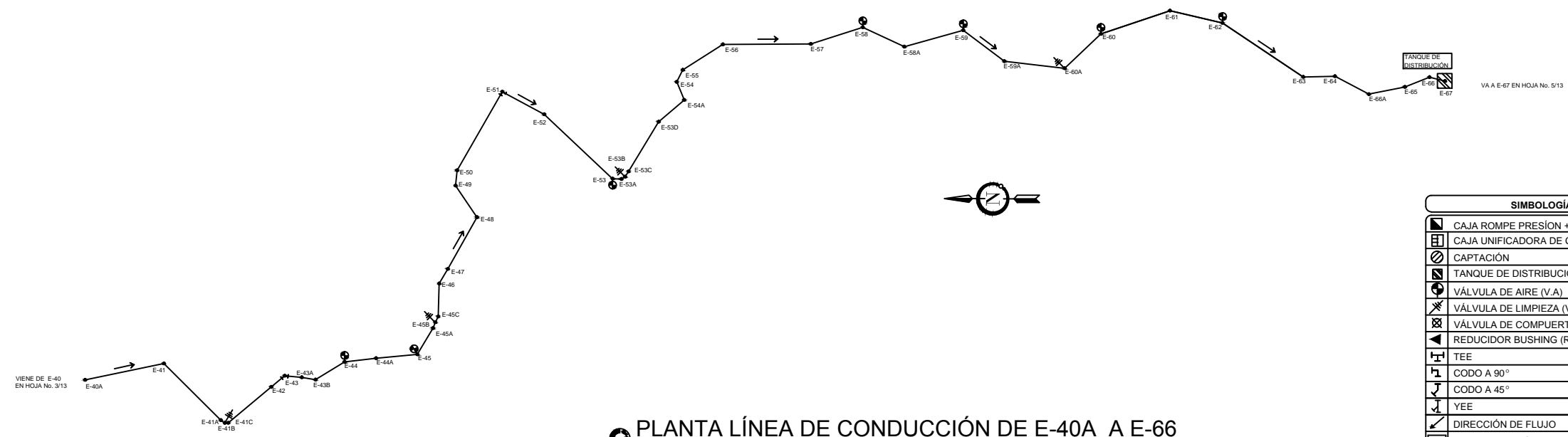
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ

CONTENIDO: LÍNEA DE CONDUCCIÓN PLANTA PERFIL DE E-0 A E-40A

CÁLCULO Y DISEÑO: DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO

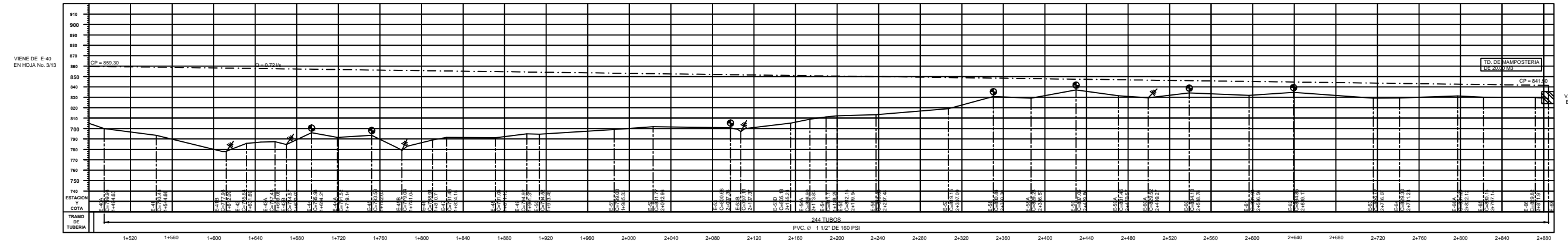
DIBUJO: DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO

HOJA 3 DE 13  
1/2000  
SEPTIEMBRE 2014




**PLANTA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE E-40A A E-66**  
 ESCALA 1/2000

SIMBOLOGÍA	
	CAJA ROMPE PRESIÓN + VÁLVULA DE FLOTE
	CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES
	CAPTACIÓN
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (T.D)
	VÁLVULA DE AIRE (V.A)
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (V.L)
	VÁLVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	REDUCIDOR BUSHING (R.B. PVC.)
	TEE
	CODO A 90°
	CODO A 45°
	YEE
	DIRECCIÓN DE FLUJO
	PASO DE ZANJÓN
	PASO AÉREO
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	RIO
	CARRETERA DE TERRACERÍA



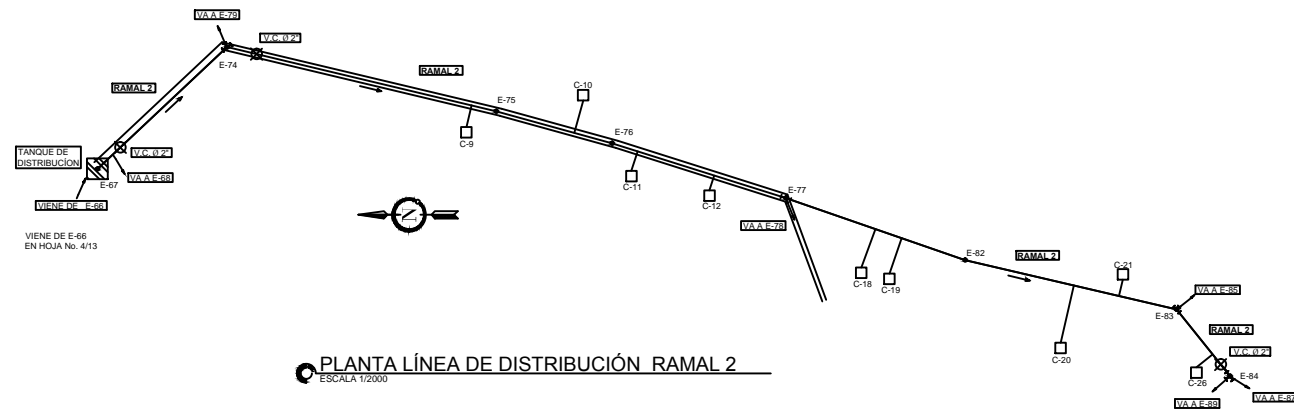
**PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE E-40A A E-66**  
 ESCALA 1/2000



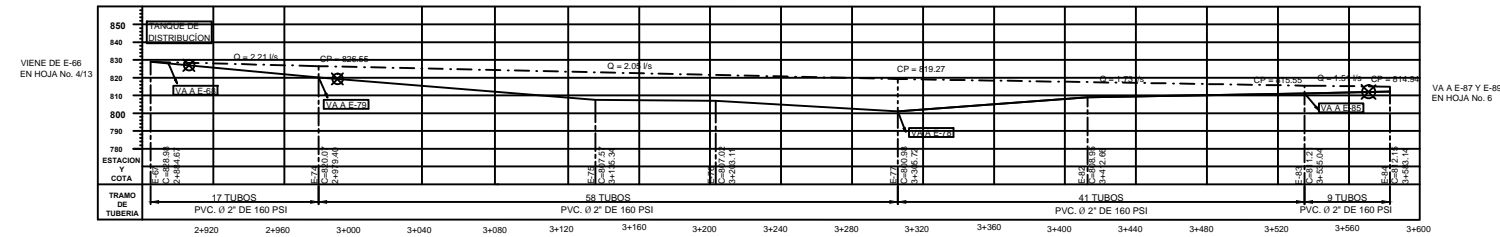
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ
CONTENIDO:	LÍNEA DE CONDUCCIÓN PLANTA PERFIL DE E-40A A E-66
CÁLCULO Y DISEÑO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
DIBUJO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
HOJA	1/2000
4	SEPTIEMBRE 2014

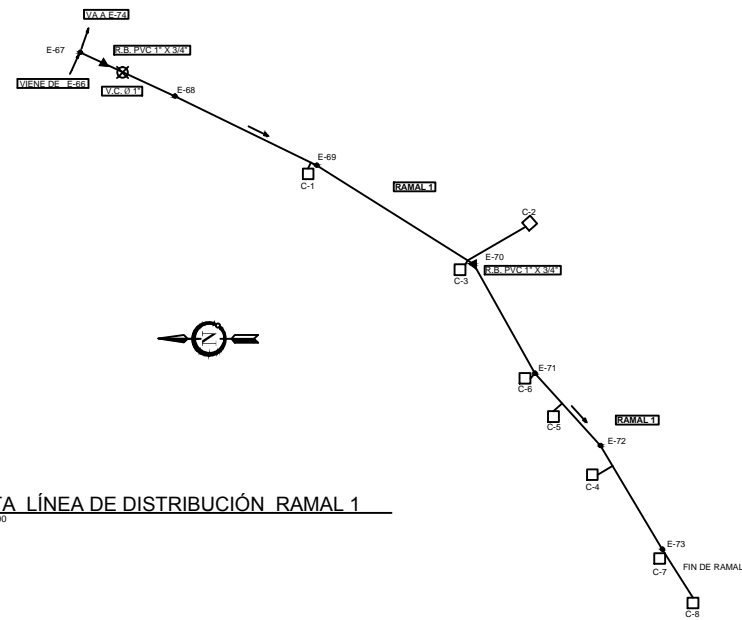
ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ BERRIÑO  
 DIRECTOR DE OBRAS



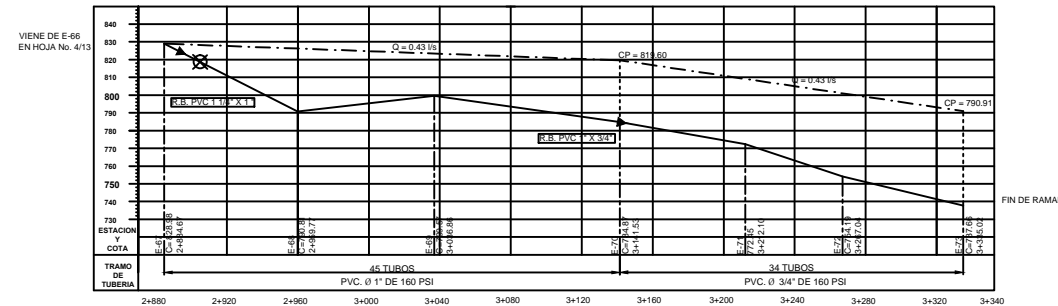
PLANTA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2  
ESCALA 1/2000



PERFIL LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2  
ESCALA 1/2000

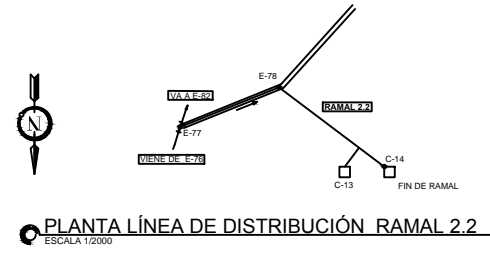


PLANTA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 1  
ESCALA 1/2000

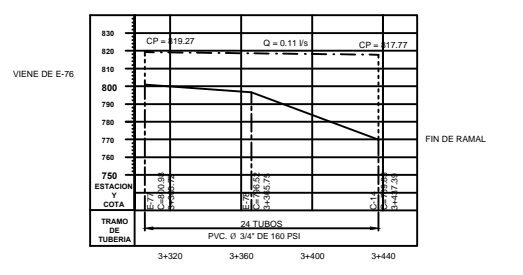


PERFIL LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 1  
ESCALA 1/2000

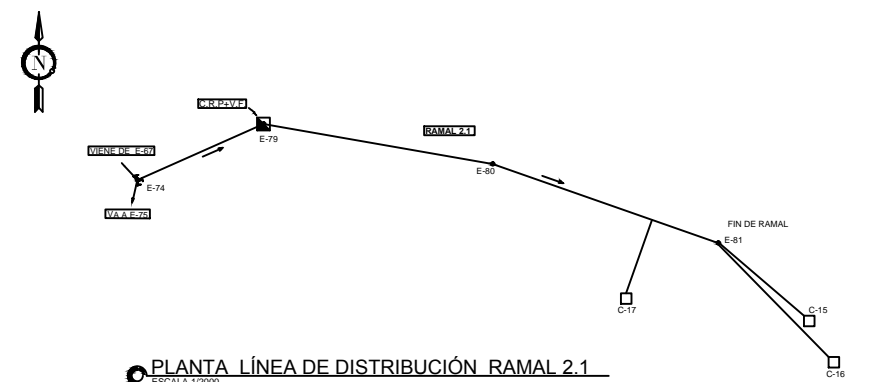
SIMBOLOGÍA	
	CAJA ROMPE PRESION + VÁLVULA DE FLOTE
	CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES
	CAPTACIÓN
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (T.D)
	VÁLVULA DE AIRE (V.A)
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (V.L)
	VÁLVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	REDUCIDOR BUSHING (R.B. PVC.)
	TEE
	CODO A 90°
	CODO A 45°
	YEE
	DIRECCIÓN DE FLUJO
	PASO DE ZANJÓN
	PASO AÉREO
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	RIO
	CARRERA DE TERRACERÍA



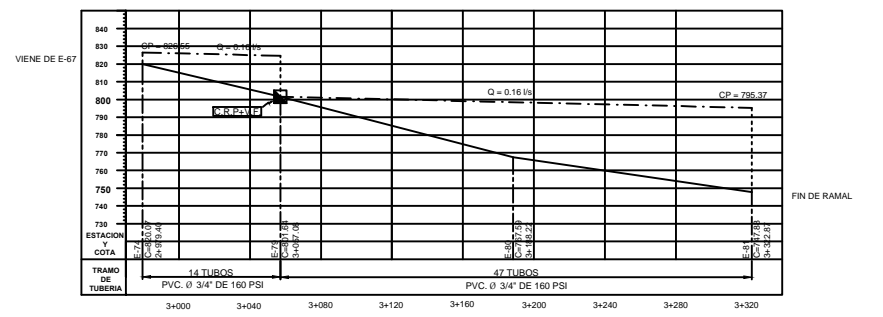
PLANTA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.2  
ESCALA 1/2000



PERFIL LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.2  
ESCALA 1/2000



PLANTA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.1  
ESCALA 1/2000



PERFIL LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.1  
ESCALA 1/2000

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

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ

CONTENIDO: LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN PLANTA PERFIL RAMAL 1 - LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN PLANTA PERFIL RAMAL 2  
LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN PLANTA PERFIL RAMAL 2.1 - LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN PLANTA PERFIL RAMAL 2.2

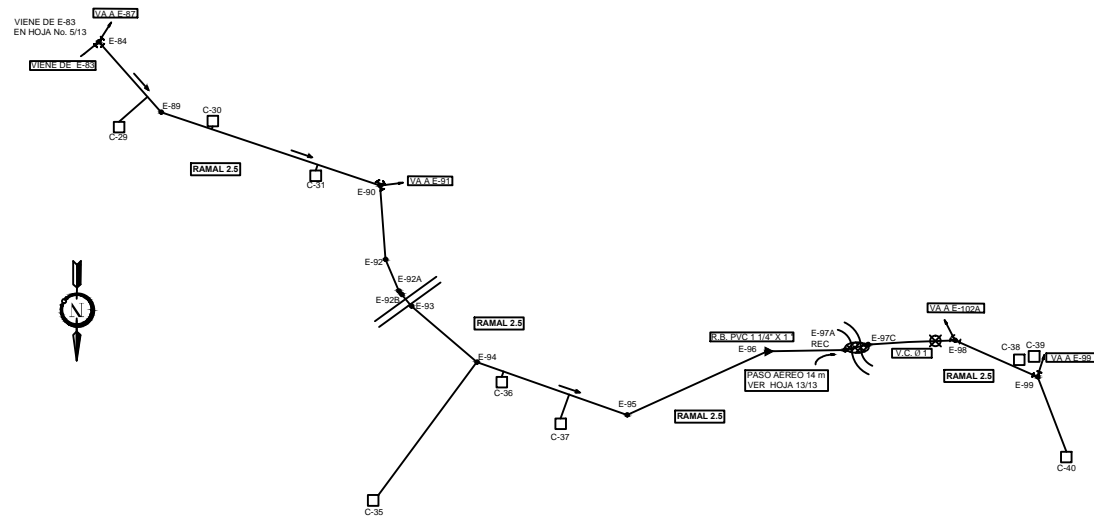
CÁLCULO Y DISEÑO: DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO

DIBUJO: DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO

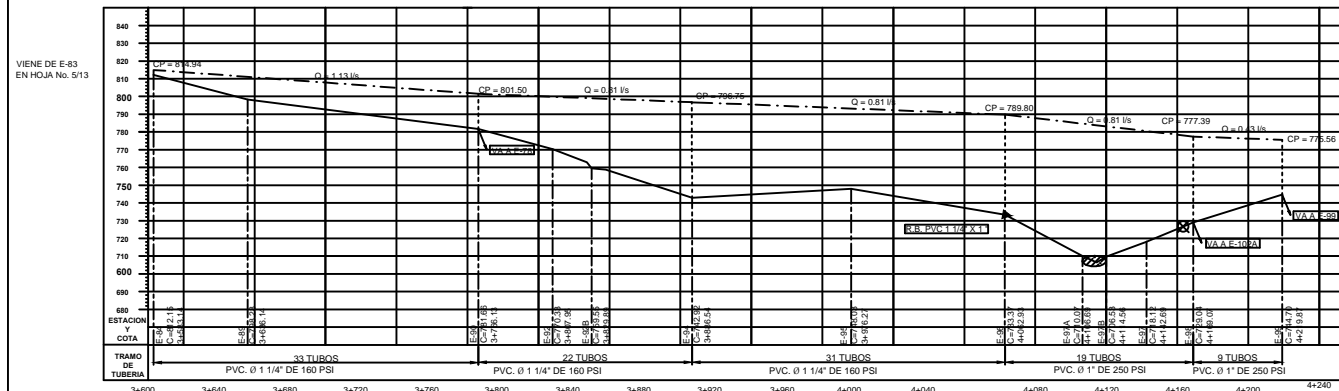
ESCALA: 1/2000

HOJA: 5

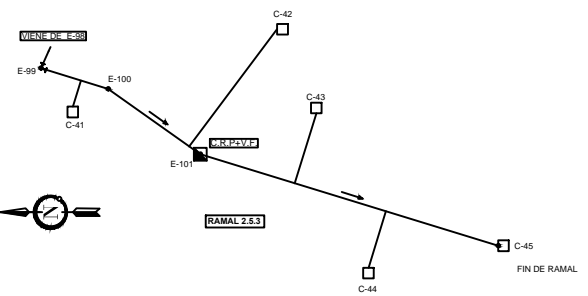
ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ BARRERA  
SEPTIEMBRE 2014



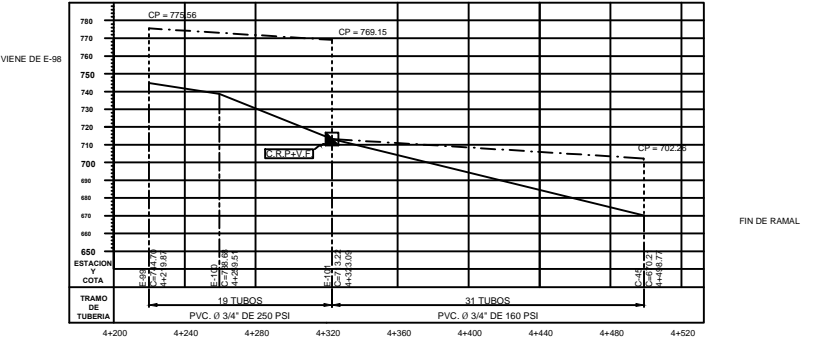
PLANTA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.5  
ESCALA 1/2000



PERFIL LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.5  
ESCALA 1/2000



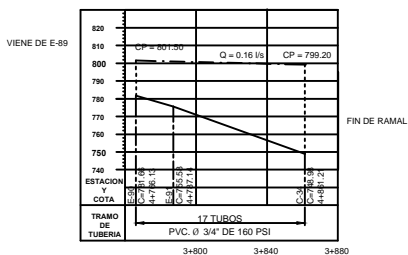
PLANTA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.5.3  
ESCALA 1/2000



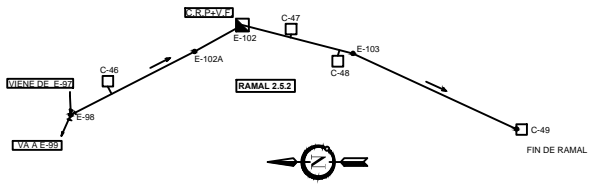
PERFIL LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.5.3  
ESCALA 1/2000

SIMBOLOGÍA	
	CAJA ROMPE PRESIÓN + VÁLVULA DE FLOTE
	CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES
	CAPTACIÓN
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (T.D.)
	VÁLVULA DE AIRE (V.A.)
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (V.L.)
	VÁLVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	REDUCIDOR BUSHING (R.B. PVC.)
	TEE
	CODO A 90°
	CODO A 45°
	YEE
	DIRECCIÓN DE FLUJO
	PASO DE ZANJÓN
	PASO AEREO
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	CARRETERA DE TERRACERÍA

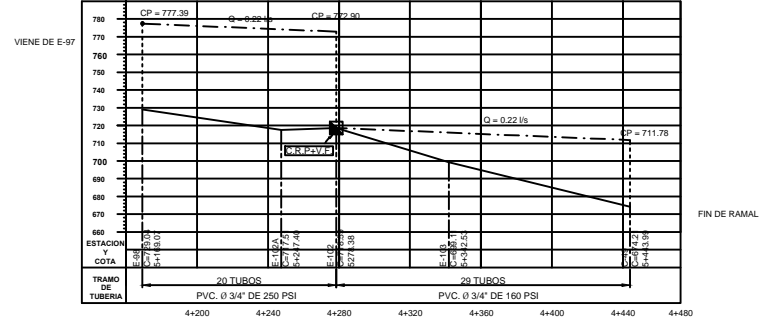
PLANTA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.5.1  
ESCALA 1/2000



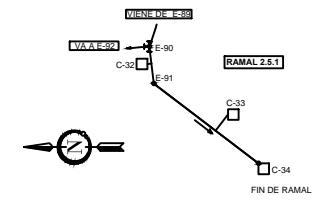
PERFIL LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.5.1  
ESCALA 1/2000



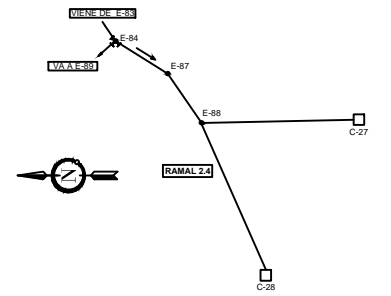
PLANTA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.5.2  
ESCALA 1/2000



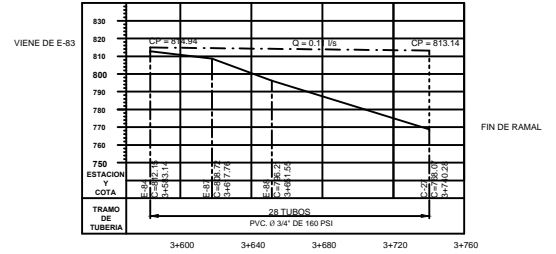
PERFIL LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.5.2  
ESCALA 1/2000



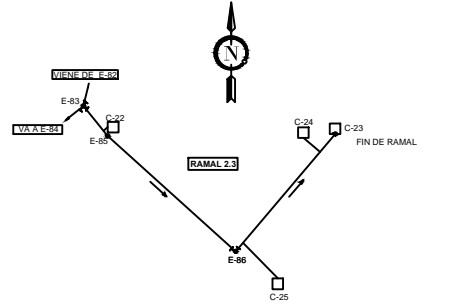
PLANTA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.5.1  
ESCALA 1/2000



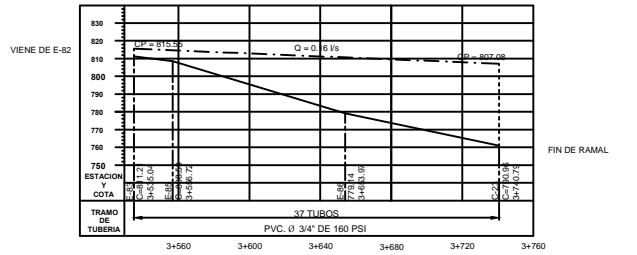
PLANTA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.4  
ESCALA 1/2000



PERFIL LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.4.  
ESCALA 1/2000



PLANTA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.3  
ESCALA 1/2000



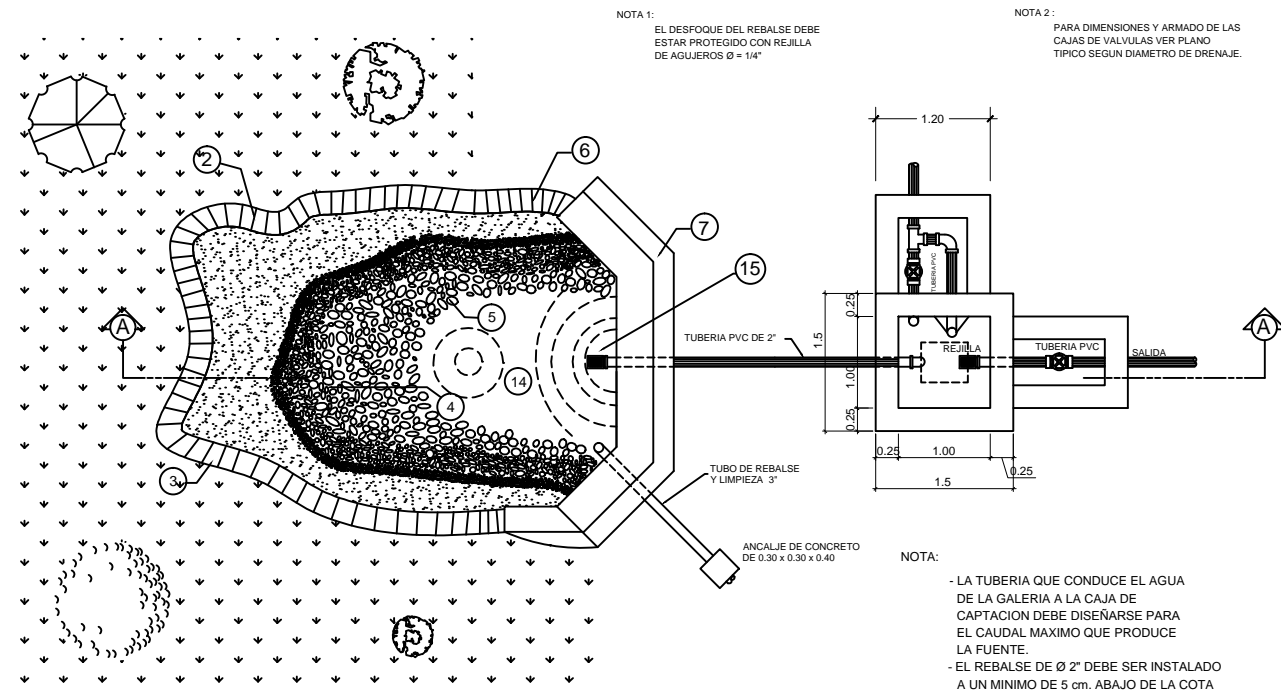
PERFIL LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2.3  
ESCALA 1/2000



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

PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINCHÉ, QUICHÉ		
CONTENIDO:	LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN PLANTA PERFIL RAMAL 2.5 - LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN PLANTA PERFIL RAMAL 2.5.1 LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN PLANTA PERFIL RAMAL 2.5.2 - LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN PLANTA PERFIL RAMAL 2.5.3 LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN PLANTA PERFIL RAMAL 2.4 - LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN PLANTA PERFIL RAMAL 2.3		
CÁLCULO Y DISEÑO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO		
DIBUJO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO		
ESCALA:	1/2000	HOJA	6
<small>ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ BERRIAGO ABRIL DE 2014</small>			<small>SEPTIEMBRE 2014</small>





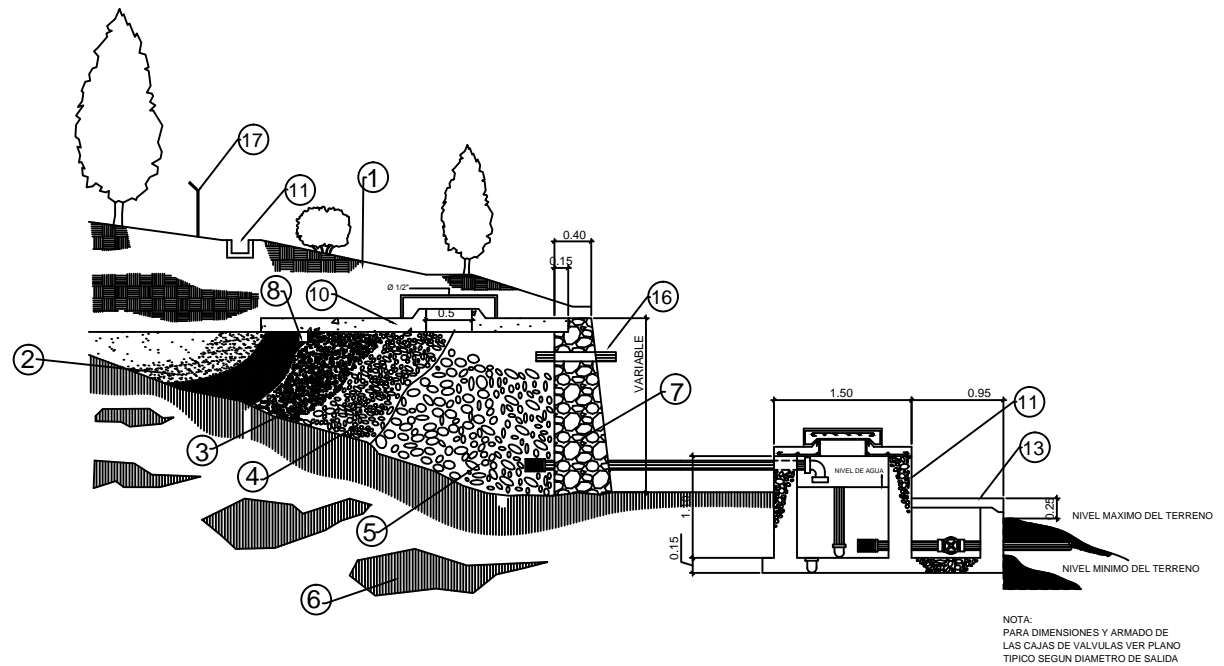
NOTA 1:  
EL DESFOQUE DEL REBALSE DEBE ESTAR PROTEGIDO CON REJILLA DE AGUJEROS Ø = 1/4"

NOTA 2:  
PARA DIMENSIONES Y ARMADO DE LAS CAJAS DE VALVULAS VER PLANO TÍPICO SEGUN DIAMETRO DE DRENAJE.

NOTA:  
- LA TUBERIA QUE CONDUCE EL AGUA DE LA GALERIA A LA CAJA DE CAPTACION DEBE DISEÑARSE PARA EL CAUDAL MAXIMO QUE PRODUCE LA FUENTE.  
- EL REBALSE DE Ø 2" DEBE SER INSTALADO A UN MINIMO DE 5 cm. ABAJO DE LA COTA MAS BAJA DEL BROTE DEL MANANTIAL PARA EVITAR RECARGAS EN EL MISMO.  
- LA CONSTRUCCION DE LA VIGA VER CORTE A-A QUEDARA A CRITERIO DEL CONSTRUCTOR CUANDO SE CONSIDERE NECESARIO.

PLANTA DE CAPTACION DE UN BROTE DEFINIDO

SIN ESCALA



CORTE A-A

SIN ESCALA

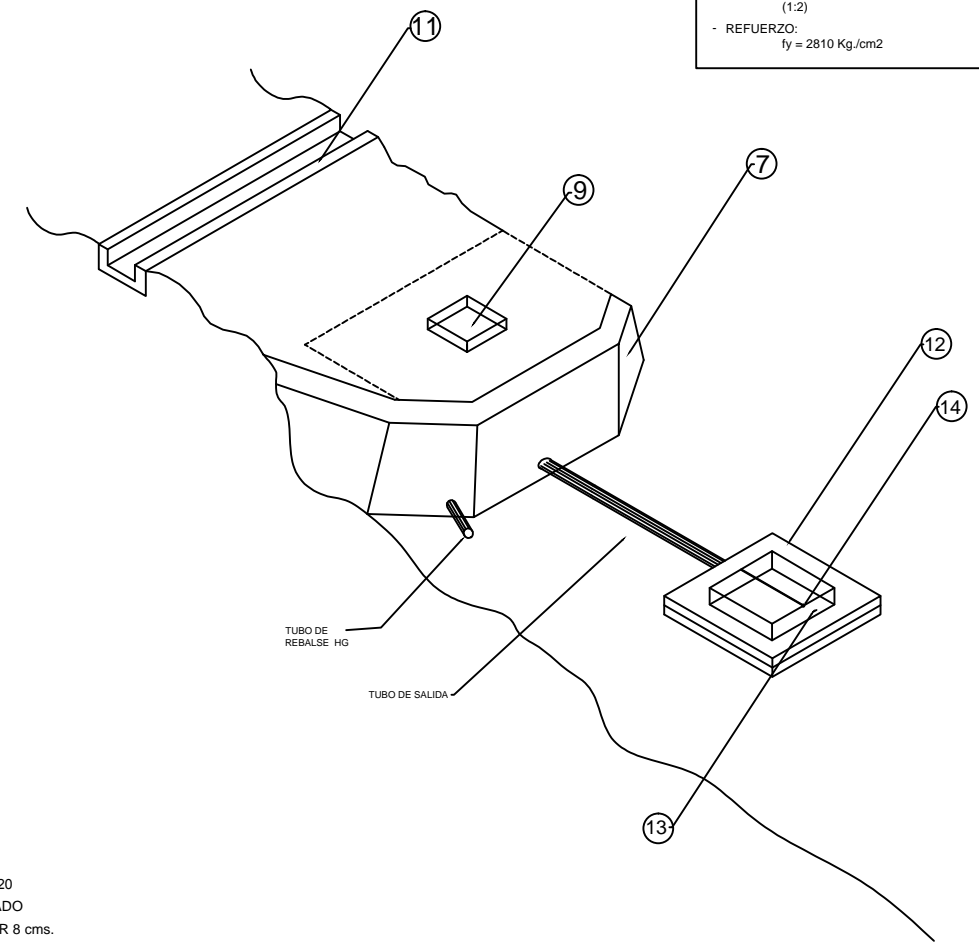
NOTA:  
PARA DIMENSIONES Y ARMADO DE LAS CAJAS DE VALVULAS VER PLANO TÍPICO SEGUN DIAMETRO DE SALIDA

**NOTAS GENERALES**

- EN ESTE PLANO UNICAMENTE SE INDICAN LAS ESTRUCTURAS MAS IMPORTANTES QUEDA A CRITERIO DEL INGENIERO CONSTRUCTOR LA DECISION PARA CADA CASO EN PARTICULAR.
- LA EXCAVACION DEBE HACERSE HASTA ENCONTRAR EL ESTRATO IMPERMEABLE DEBE CAPTARSE LA TOTALIDAD DEL AGUA DEL ACUIFERO DEJANDO PREVISTO REBALSE HACER UNA ZANJA DE DRENAJE INTERCEPTOR PARA PROTEGER Y EVITAR INFILTRACIONES DEL AGUA SUPERFICIAL, ESTA ZANJA ESTARA A UN MINIMO DE 7m. DE LA CAPTACION.

**ESPECIFICACIONES**

- MAMPOSTERIA DE PIEDRA:  
PIEDRA BOLA 67%  
MORTERO 33%  
EL MORTERO A UTILIZAR SABIETA  
PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA(1:2)
- CONCRETO:  
F<sub>c</sub>=210 Kg./cm<sup>2</sup> 3000 Lbs./plg<sup>2</sup>  
PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA-PIEDRIN (1:2:3)
- MUROS:  
LOS MUROS DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE PROPORCION CEMENTO-ARENA (1:2) DEBIDAMENTE ALISADA
- LOSAS:  
LA LOSA DE CONCRETO DEBE DARSE UN DESNIVEL DE 1% HACIA LOS LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERNIDA CON CEMENTO-ARENA EN PROPORCION (1:2)
- REFUERZO:  
f<sub>y</sub> = 2810 Kg./cm<sup>2</sup>



PERSPECTIVA DE CAPTACION

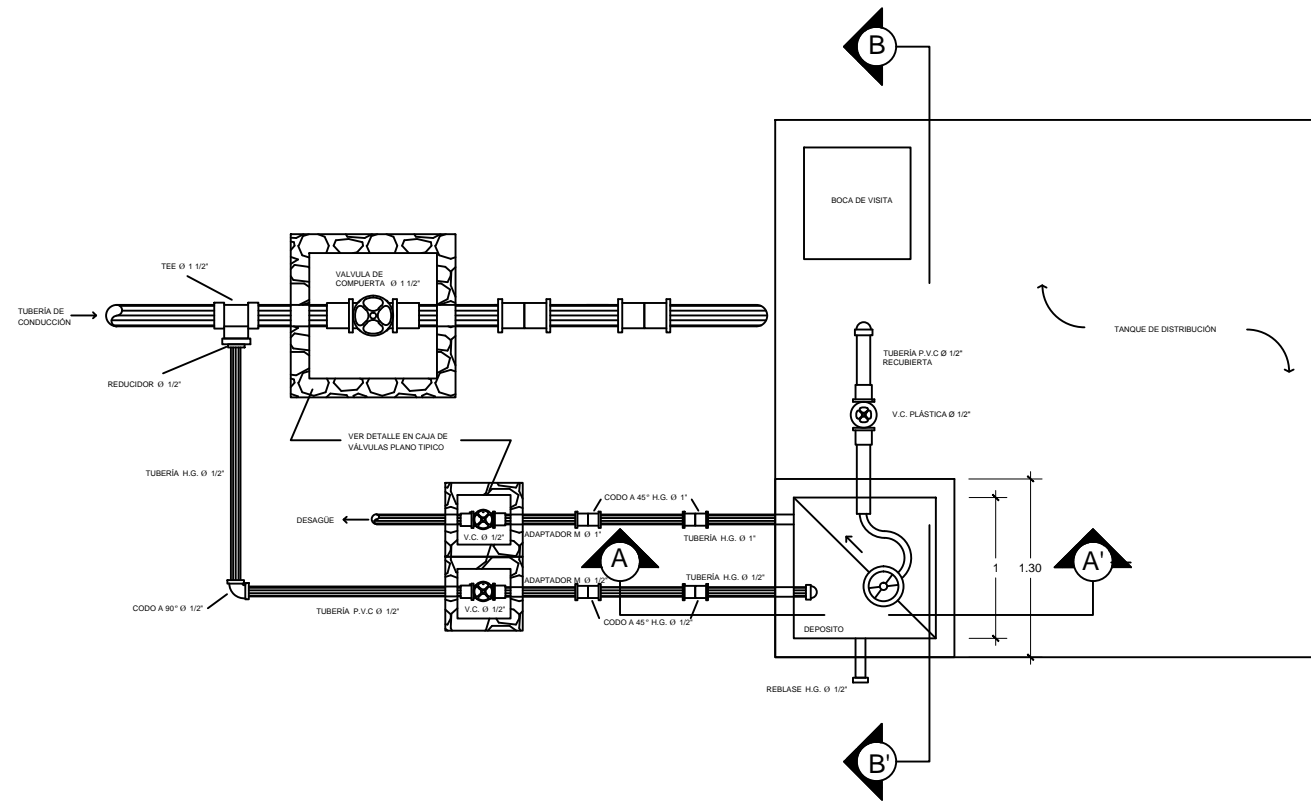
SIN ESCALA

- ① TERRENO NATURAL
- ② ACUIFERO
- ③ GRAVA 1/2"
- ④ GRAVA 3"
- ⑤ PIEDRA BOLA DE 6"-10"
- ⑥ MANTO DE ROCA
- ⑦ MURO DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERIA
- ⑧ VIGA 0.20 X 0.20 4 Ø 3/8" + EST. Ø 1/4" @ 0.20
- ⑨ TAPADERA PARA INSPECCION CON CANDADO
- ⑩ SELLO SANITARIO DE CONCRETO ESPESOR 8 cms.
- ⑪ CONTRACUNETA REVESTIDA
- ⑫ CAJA REUNIDORA
- ⑬ CAJA DE VÁLVULA DE COMPUERTA
- ⑭ CANDADO PARA INTERPERIE
- ⑮ DEPOSITO DE AGUA
- ⑯ REBLASE Ø 2"
- ⑰ CERCO

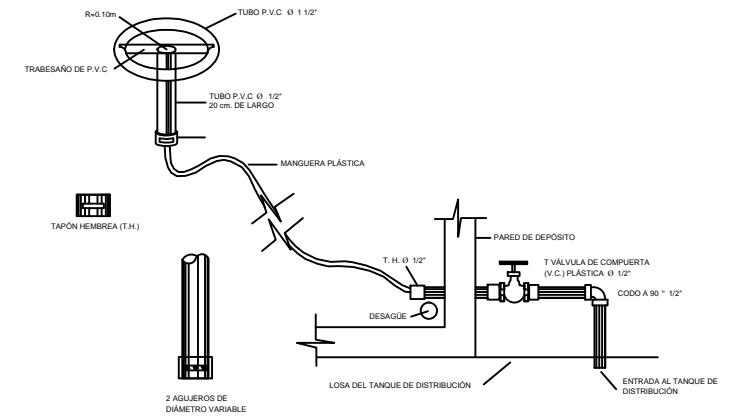


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

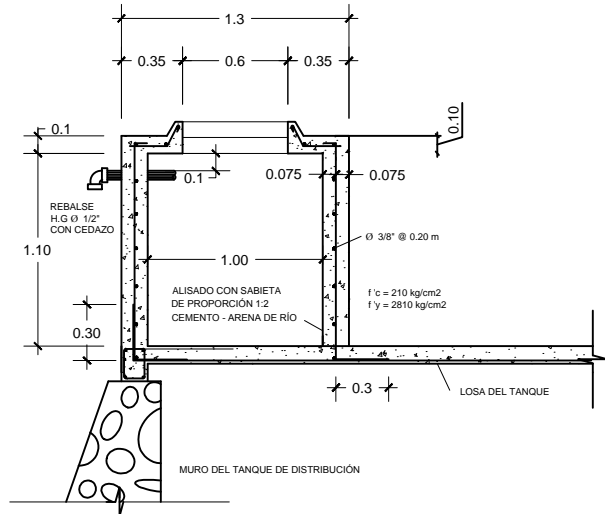
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ		
CONTENIDO:	CAPTACION DE LA FUENTE		
CÁLCULO Y DISEÑO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO		
DIBUJO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO		
INDICADA	HOJA	7/13	
ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ GERRAND —ASESOR EJECUTIVO—			



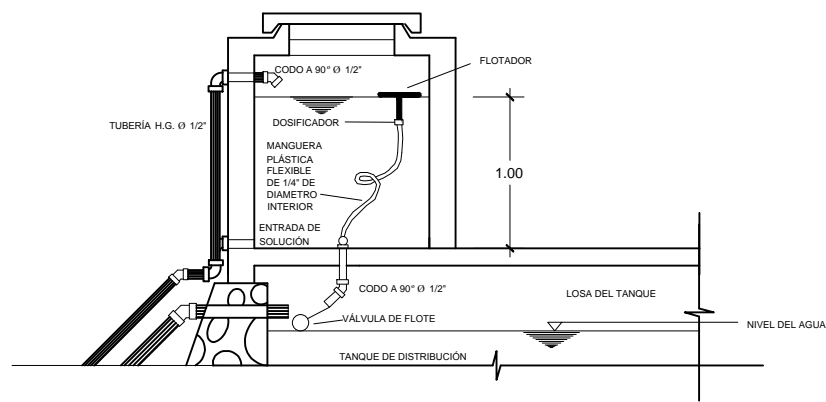
PLANTA DE HIPOCLORADOR SIN ESCALA



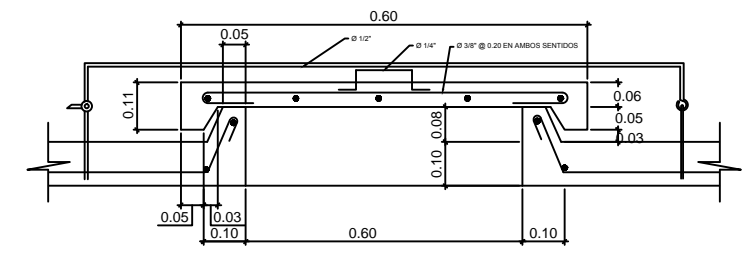
SECCIÓN B-B' SIN ESCALA




ARMADO DE MUROS SIN ESCALA

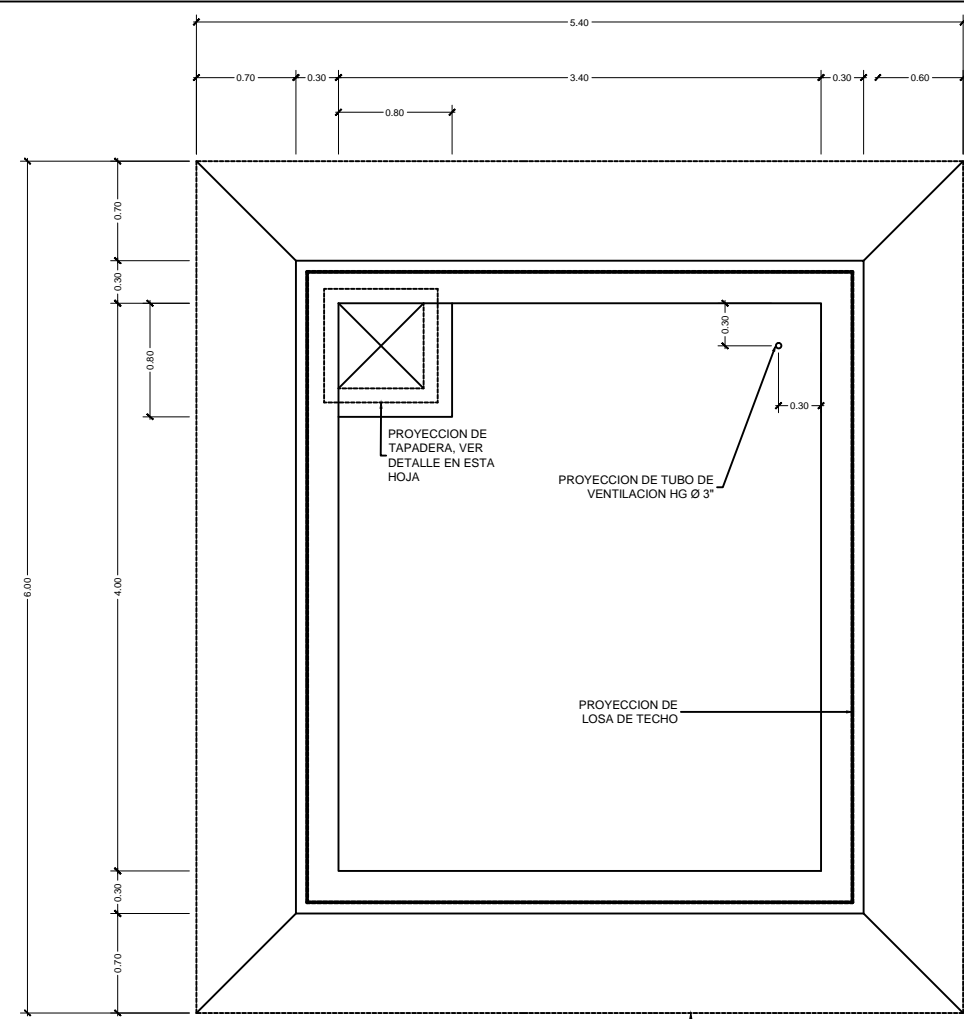


SECCIÓN A-A' SIN ESCALA

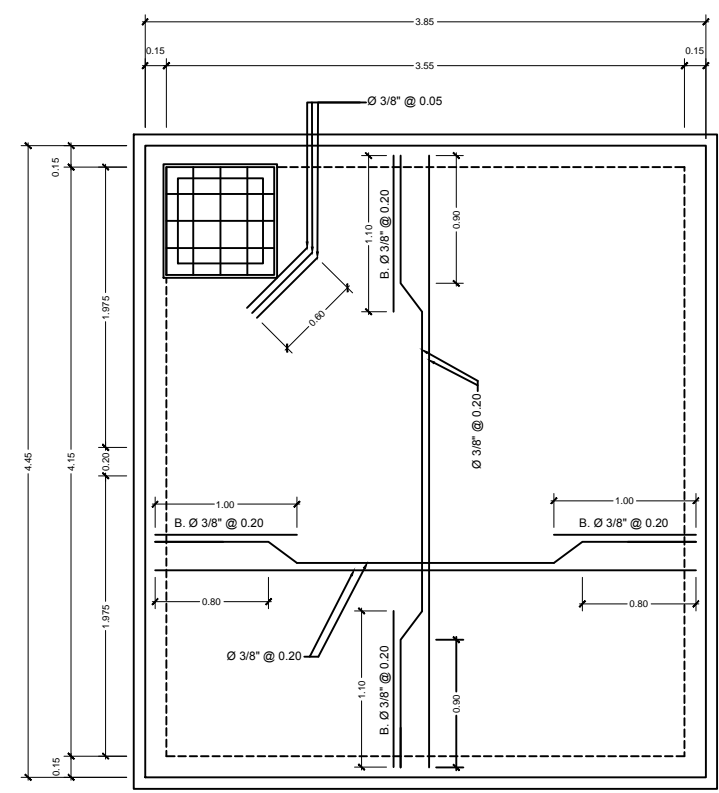


DETALLE TAPADERA SIN ESCALA

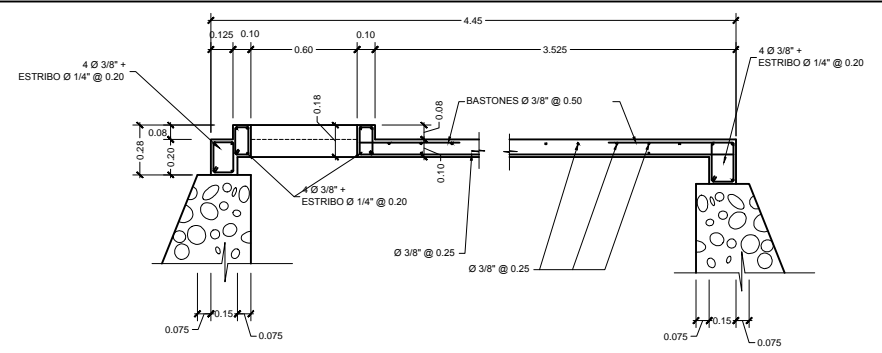
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ
		CONTENIDO:	HIPOCLORADOR
CÁLCULO Y DISEÑO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO	DIBUJO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
INDICADA	HOJA	8 / 13 <small>ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ BERRIÑO - INGENIERO</small>	



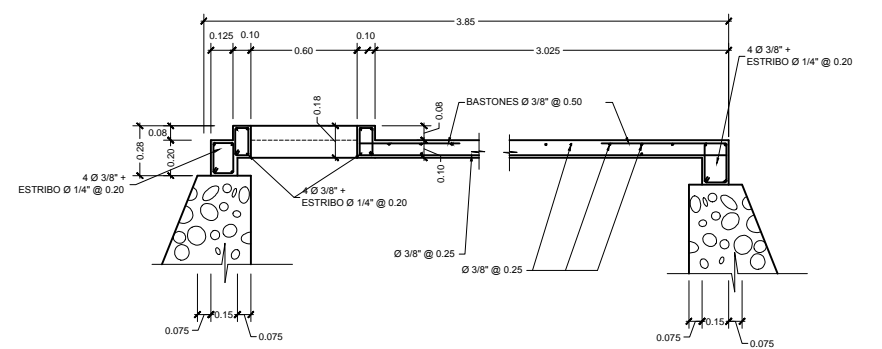
PLANTA DE TANQUE ESCALA 1:25



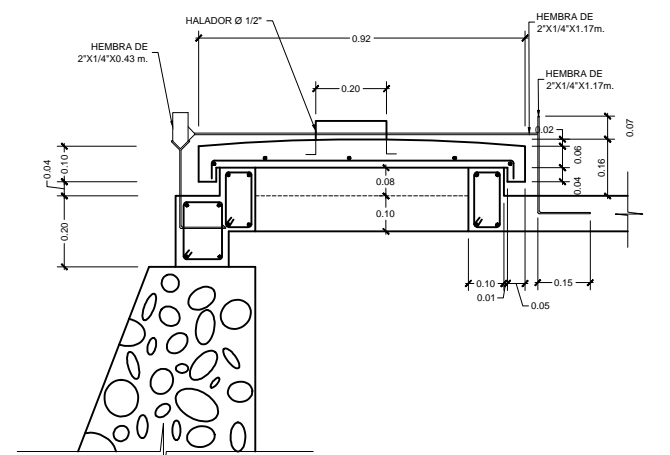
PLANTA DE LOSA DE TECHO ESCALA 1:25



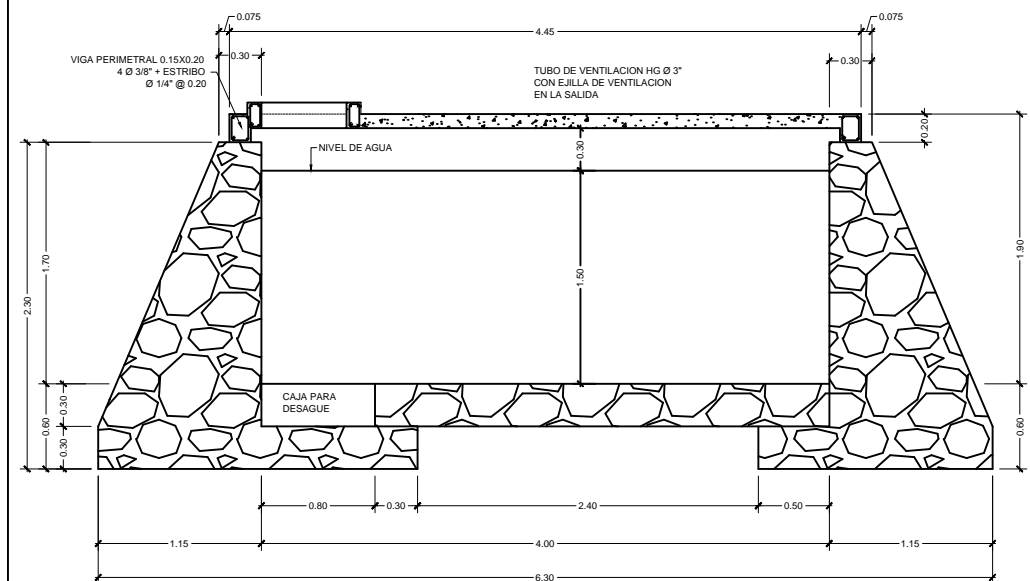
SECCION A-A ESCALA 1:20



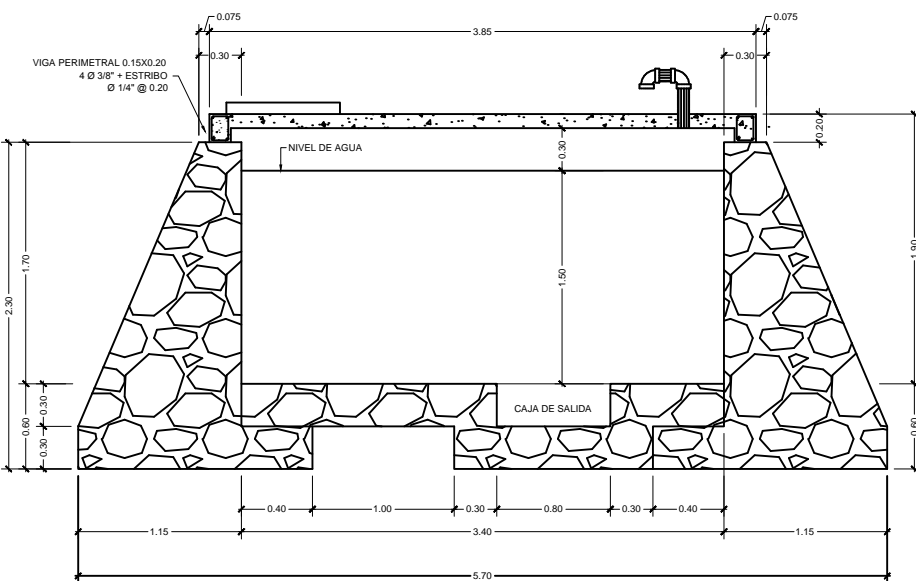
SECCION B-B ESCALA 1:20



DETALLE DE TAPADERA ESCALA 1:10



SECCION C-C ESCALA 1:25



SECCION E-E ESCALA 1:25

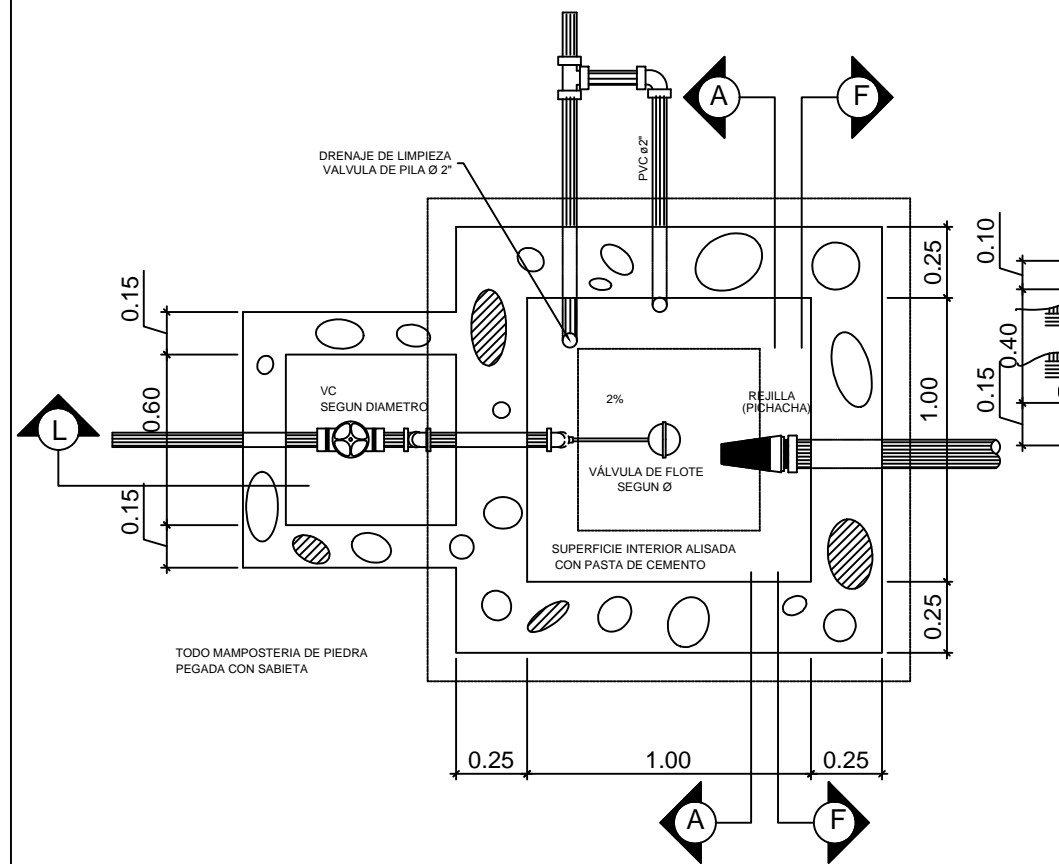
NOTAS GENERALES:

- MATERIALES:
- 1º CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 Kg/cm<sup>2</sup> (3000 lb/Pig) A LOS 28 DIAS
  - 2º ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE fy = 2810 Kg/cm<sup>2</sup> (GRADO 40 KSI) ESPECIFICACION ASTM A615
  - 3º VARIOS: LOS MUROS ESTAN DISEÑADOS PARA TRABAJAR TANTO SOBRE COMO BAJO TIERRA.
  - 4º TODAS LA DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
  - 5º 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.
  - 6º EL TERREÑO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO.
  - 7º LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.
  - 8º LOS MUROS DE PIEDRA DEBERAN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UN CAPA DE SABIETA DE CEMENTO ARENA PROPORCION (1:2), DEBIDAMENTE ALISADA.
  - 9º LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE COCNETRO DEBERAN QUEDAR CERNIDAS CON CEMENTO ARENA.
  - 10º LOS MUROS DE TANQUE SERAN DE MAMPOSTERIA: 87% PIEDRA BOLA 33% SABIETA-CEMENTO-ARENA 1:2
  - 11º EL RECUBRIMIENTO EN LA LOSA SERA DE 0.03m.

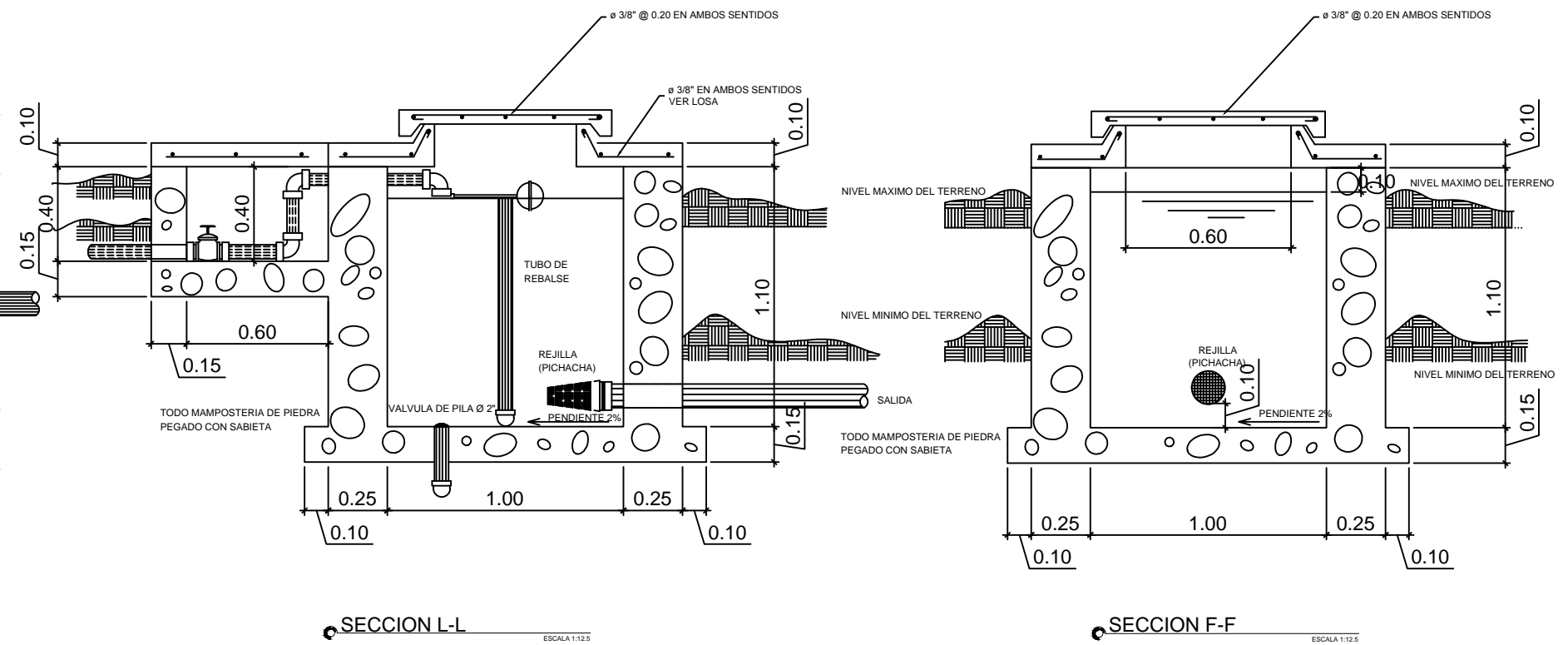


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ
CONTENIDO:	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
CÁLCULO Y DISEÑO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOZO
DIBUJO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOZO
INDICADA:	9
FECHA:	SEPTIEMBRE 2014

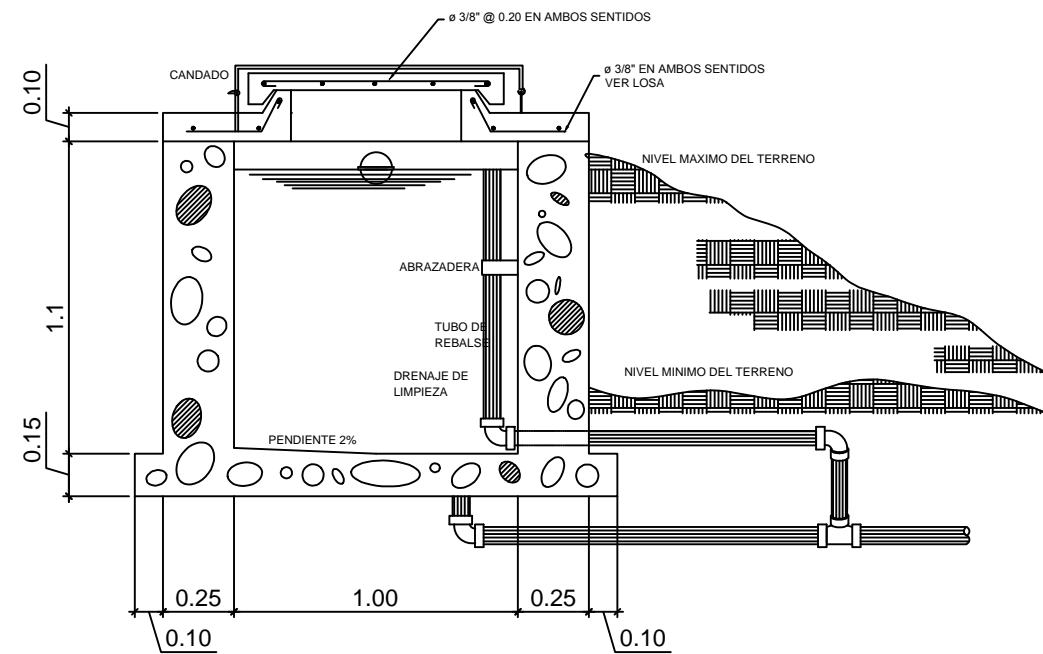


CAJA ROMPE PRESIÓN ESCALA 1:12.5

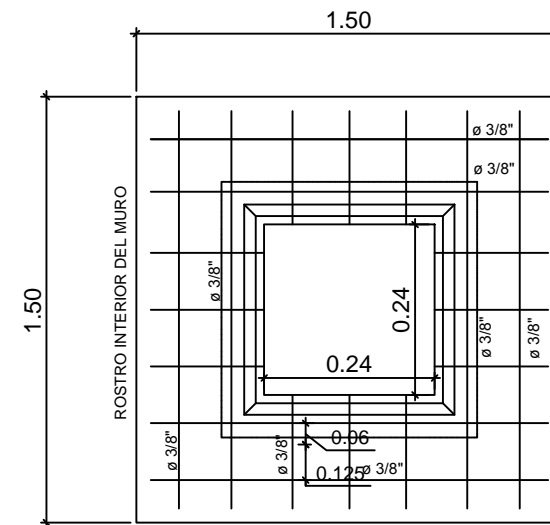


SECCION L-L ESCALA 1:12.5

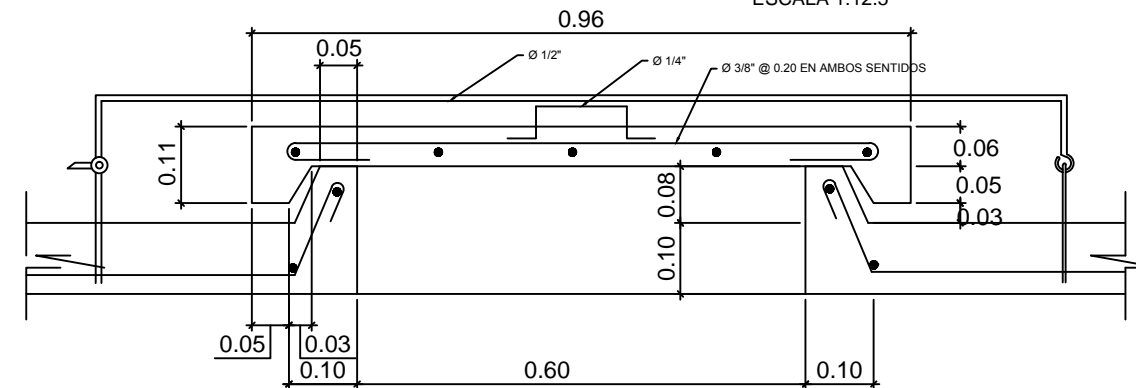
SECCION F-F ESCALA 1:12.5



SECCION A-A ESCALA 1:12.5



DETALLE DE LOSA ESCALA 1:12.5



DETALLE DE TAPADERA ESCALA 1:5

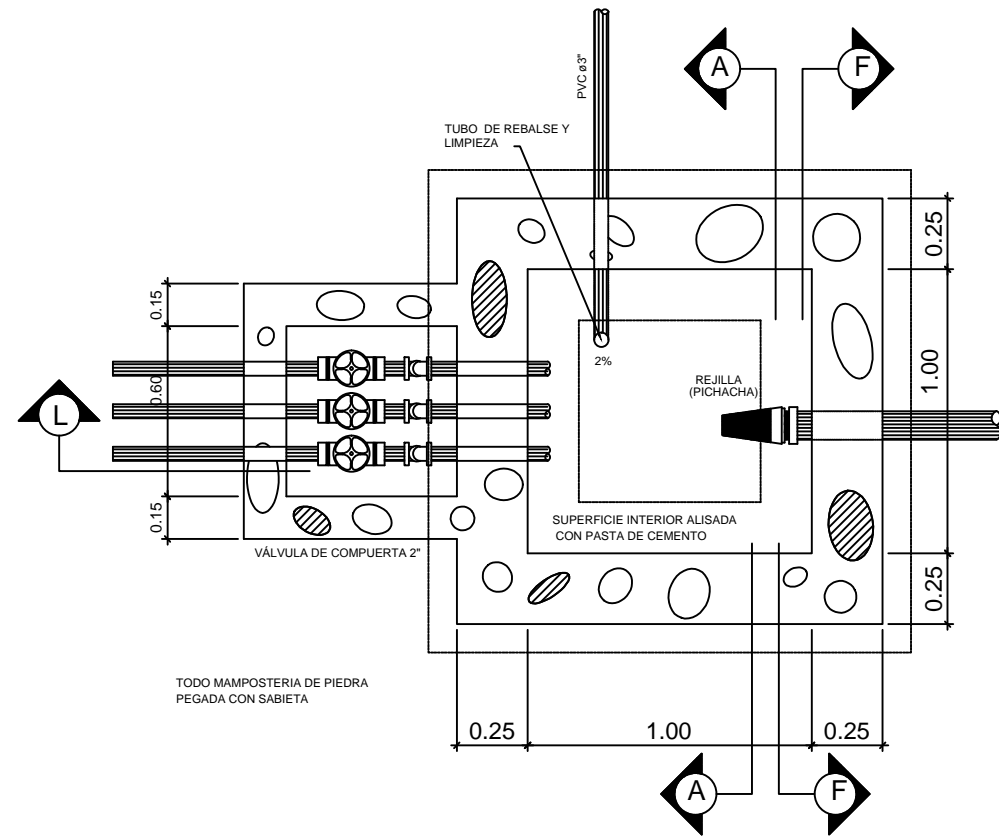
NOTAS:

1. LA MAMPOSTERÍA SERA 67% PIEDRA Y 33% SABIETA CON RELACIÓN 1: CONCRETO, 2 ARENA DE RÍO.
2. CONCRETO f'c = 3000 PSI
3. ACERO DE REFUERZO GRADO 40, f'y = 40,000 PSI
4. EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE REBALSE SERA MAYOR QUE EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE ENTRADA Y EL MINIMO SER 2"
5. LA CAMARA ROMPE PRESIÓN CON VÁLVULA DE FLOTE PARA LA RED DE DISTRIBUCIÓN ESTÁ DISEÑADA PARA UNA PRESIÓN HIDROESTÁTICA NO MAYOR A 60 m.c.a.

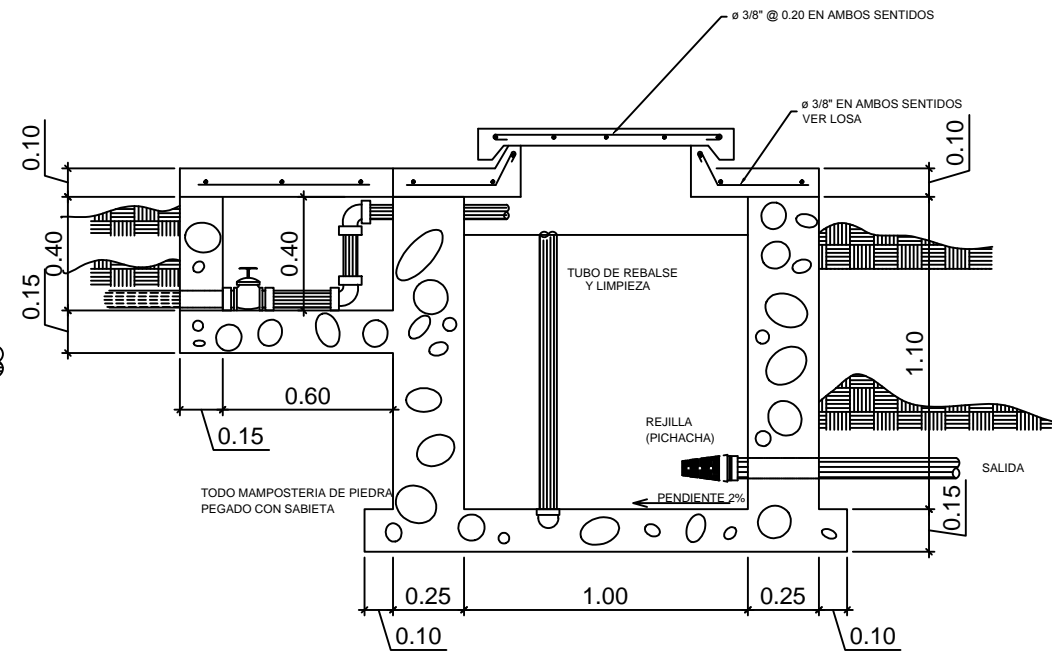


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

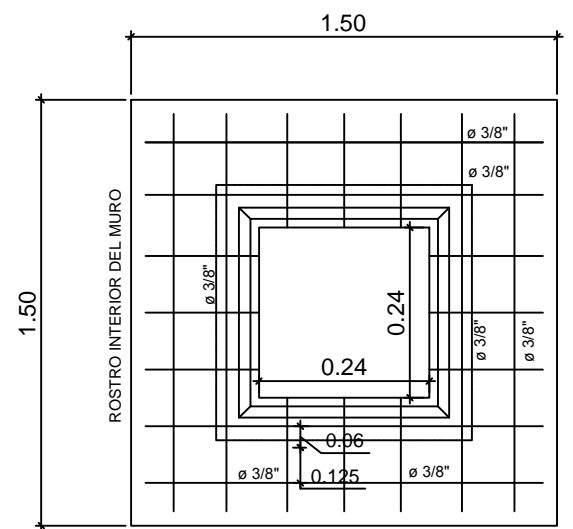
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ
CONTENIDO:	CAJA ROMPE PRESIÓN
CÁLCULO Y DISEÑO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
DIBUJO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
INDICADA	HOJA 10
FECHA	SEPTIEMBRE 2014
ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ BERRIÑO	INGENIERO EN JEFE



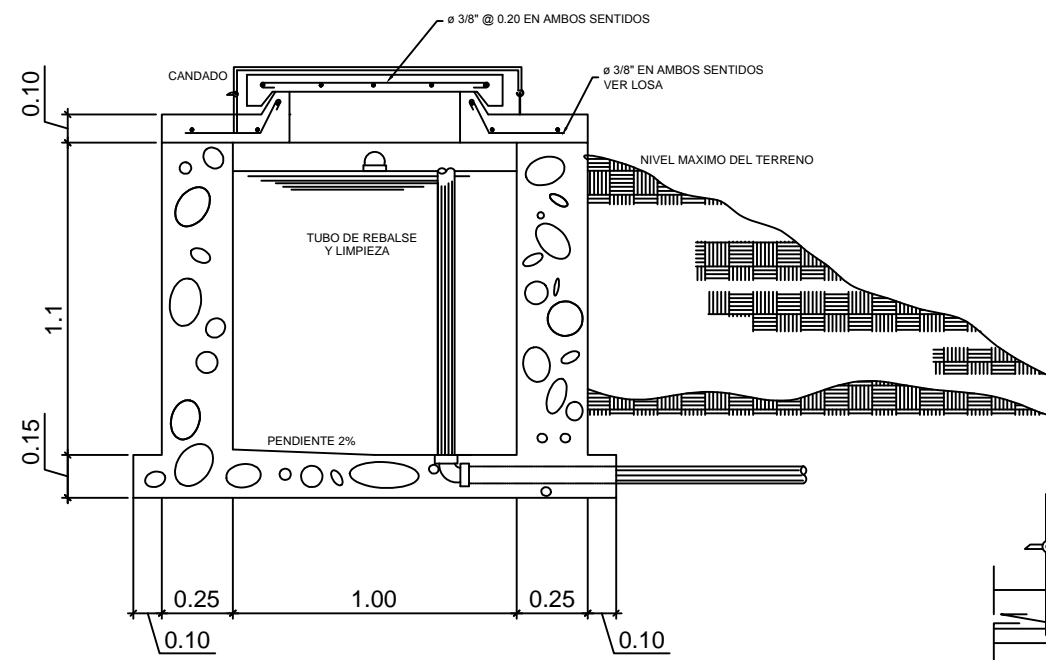
CAJA UNIFICADORA DE CAUDAL  
ESCALA 1:12.5



SECCION L-L  
ESCALA 1:12.5



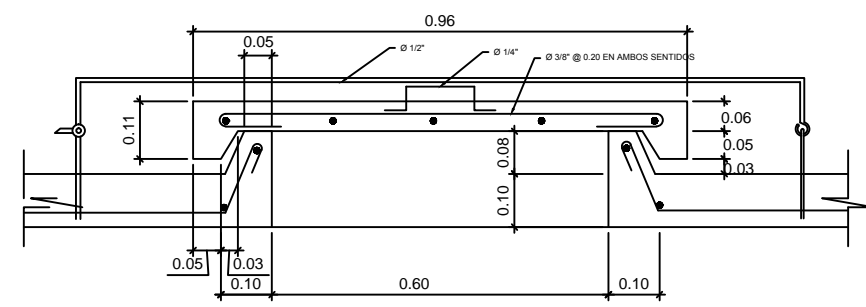
DETALLE DE LOSA  
ESCALA 1:12.5



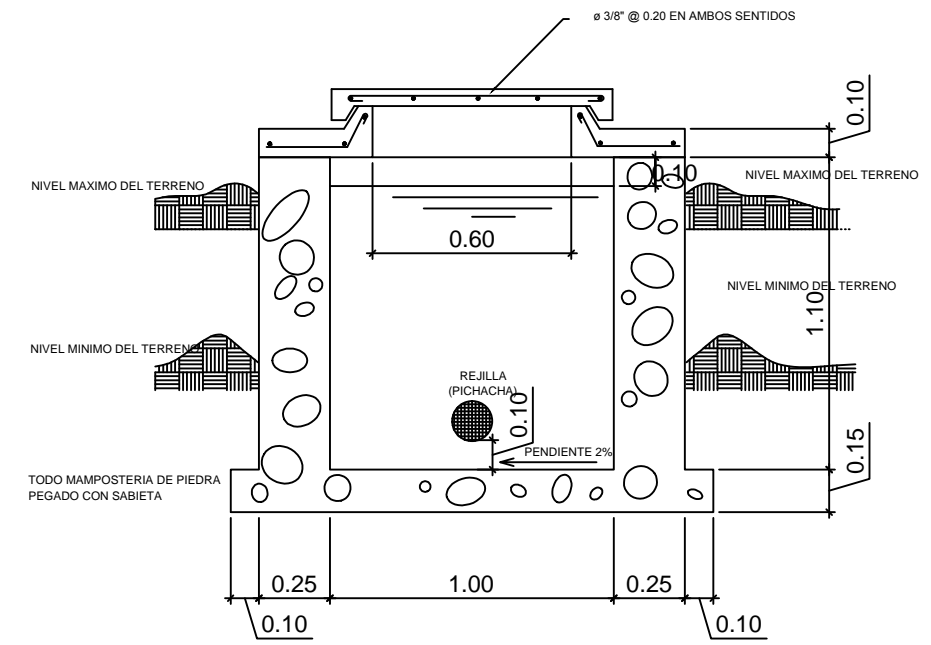
SECCION A-A  
ESCALA 1:12.5

NOTAS:

1. LA MAMPOSTERÍA SERA 67% PIEDRA Y 33% SABIETA CON RELACIÓN 1: CONCRETO, 2 ARENA DE RÍO.
2. CONCRETO  $f'c = 3000$  PSI
3. ACERO DE REFUERZO GRADO 40,  $f'y = 40,000$  PSI
4. EL DIAMETRO DE LA TUBERÍA DE REBALSE SERA MAYOR QUE EL DIAMETRO DE LA TUBERÍA DE ENTRADA Y EL MÍNIMO SER 2"



DETALLE DE TAPADERA  
SIN ESCALA

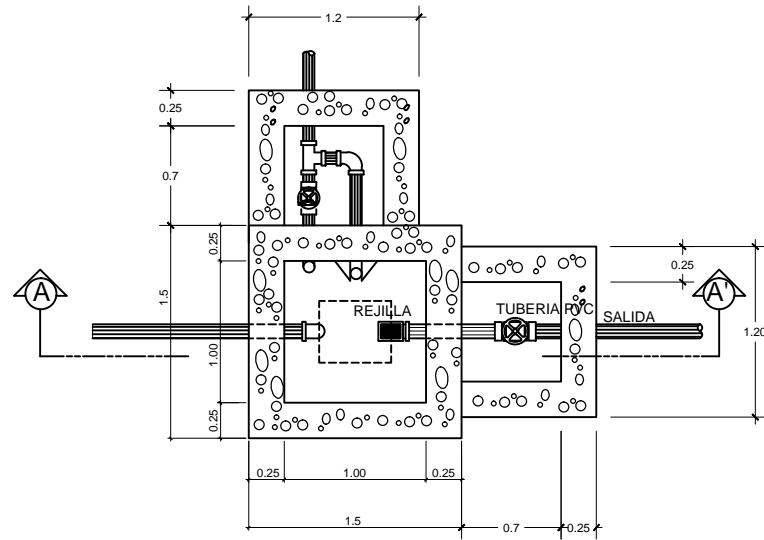


SECCION F-F  
ESCALA 1:12.5

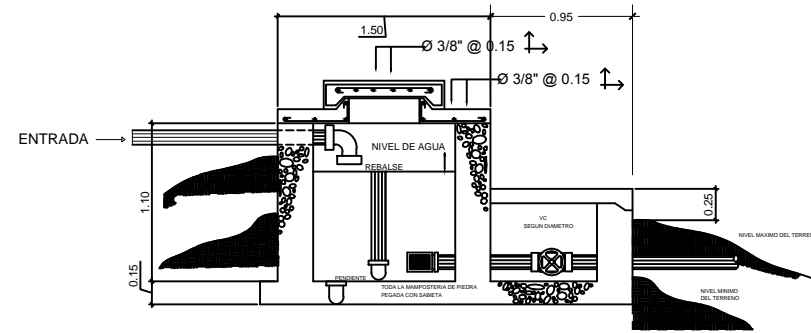


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ		
CONTENIDO:	CAJA UNIFICADORA DE CAUDAL		
CÁLCULO Y DISEÑO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO		
DIBUJO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO		
INDICADA	HOJA	11	13
ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ BERRIAND	SEPTIEMBRE 2014		



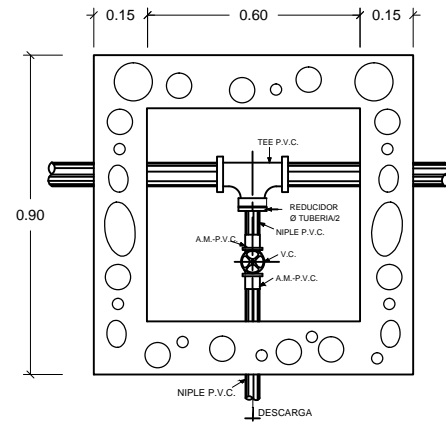
CAJA DE RECOLECCIÓN DE CAUDAL  
ESCALA 1:25



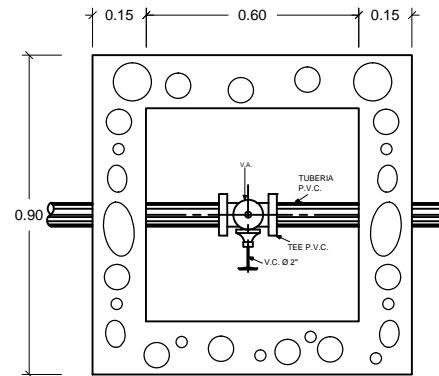
SECCIÓN A-A'  
ESCALA 1:25

NOTAS:

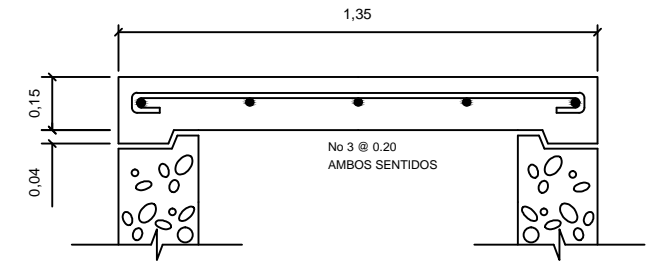
1. LA MAMPOSTERÍA SERA 67% PIEDRA Y 33% SABIETA CON RELACIÓN 1: CONCRETO, 2 ARENA DE RÍO.
2. CONCRETO  $f'c = 3000$  PSI
3. ACERO DE REFUERZO GRADO 40,  $f'y = 40,000$  PSI
4. EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE REBALSE SERA MAYOR QUE EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE ENTRADA Y EL MINIMO SER 2"



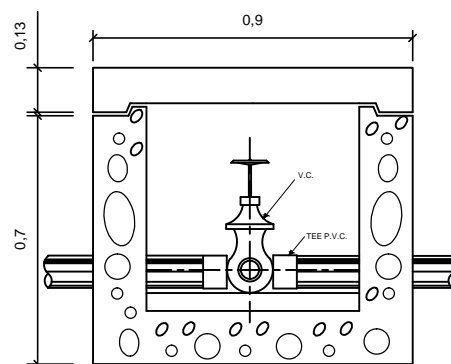
PLANTA VALVULA DE LIMPIEZA  
ESCALA 1:10



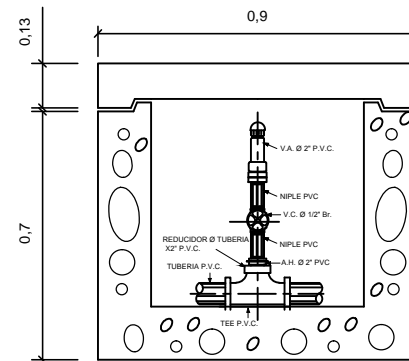
PLANTA VALVULA DE AIRE  
ESCALA 1:10



DETALLE DE TAPADERA  
SIN ESCALA



SECCION VÁLVULA DE LIMPIEZA  
ESCALA 1:10



SECCION VÁLVULA DE AIRE  
ESCALA 1:10

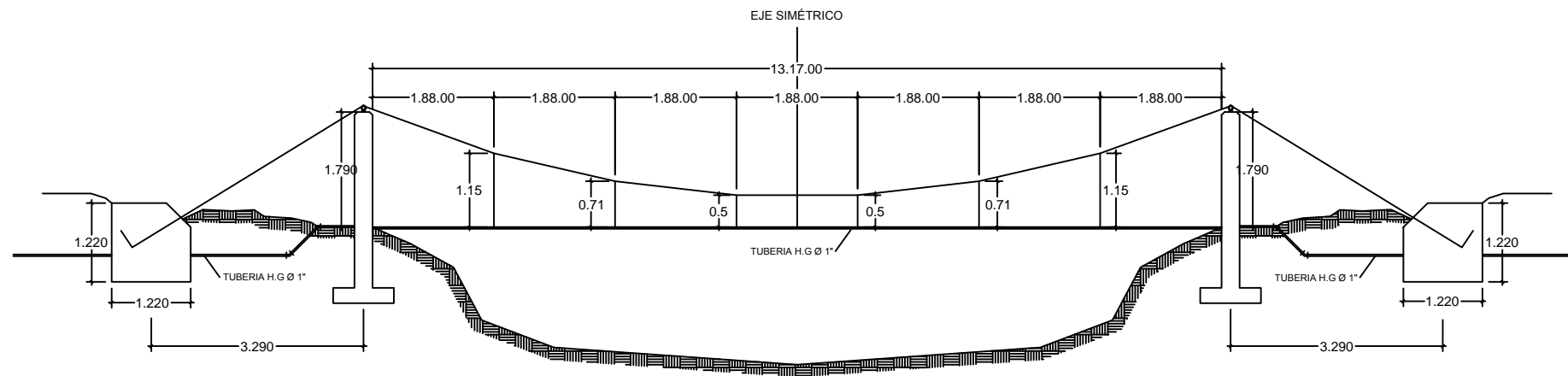
NOTAS:

1. LAS VALVULAS SE ASENTARAN SOBRE UN LECHO DE ARENA PARA FACILITAR EL DRENAJE
2. LAS CAJAS Y TAPADERAS SE CONSTRUIRAN DE PIEDRA BOLA
3. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS
4. EL HIERRO DE REFUERZO SERA DE 3/8"
5. TODAS LAS PAREDES DEVEN IR CON CERNIDO GRIS
6. EL DIAMETRO DE LA VALVULA DE LIMPIEZA SERA LA MITAD DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE CONDUCCION



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

PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ		
CONTENIDO:	CAJA DE RECOLECCIÓN DE CAUDAL, VÁLVULAS Y CAJA PARA VÁLVULAS		
CÁLCULO Y DISEÑO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO		
DIBUJO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO		
INDICADA	HOJA	12	13
FECHA	SEPTIEMBRE	2014	



**NOTAS GENERALES**

**A. MATERIALES**

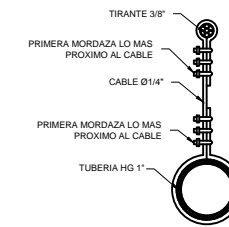
1. CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A AL COMPRESION DE 210 kg/cm<sup>2</sup>. (3000 lbs/pulg<sup>2</sup>) A LOS 28 DIAS PARA LA FUNDICION DE LAS COLUMNAS Y ZAPATAS.
2. ACERO DE REFUERZO: SE USARA REFUERZO GRADO 40 Ksi.
3. CABLE DE ALAMBRE: SE USARA CABLE DE ACERO DE ARADO MEJORADO COMPUESTO DE 6 CORDONES DE 19 ALAMBRES POR CORDON CON ALMA DE ACERO CON UN DIAMETRO SEGUN PARA CADA USO.

**B. VARIOS**

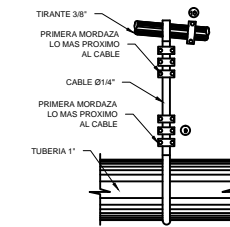
4. EL NIVEL DE CIMENTACION DE LAS ZAPATAS DEBERA SER EL MISMO PARA AMBAS COLUMNAS Y ESTAS ULTIMAS QUEDARAN PERFECTAMENTE ALINEADAS CON LOS MUERTOS RESPECTIVOS.
5. LA ESTRUCTURA HA SIDO CALCULADA PARA UN SUELO CUYA CAPACIDAD SOPORTE NO SEA MENOR DE 15.0 TONELADAS POR METRO CUADRADO.
6. EL RECUBRIMIENTO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

**PASO AÉREO**

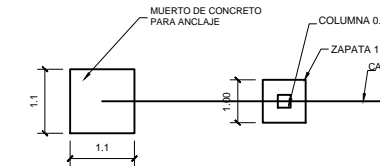
ESCALA: 1:50



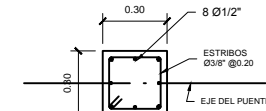
**DETALLE DE SUSPENSIÓN DE TUBO**



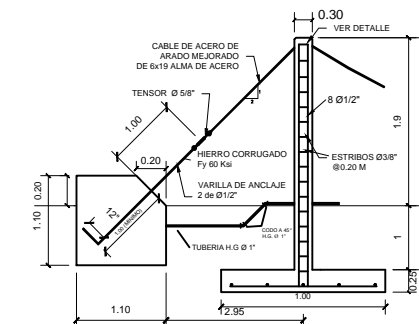
**DETALLE DE SUSPENSIÓN DE TUBO**



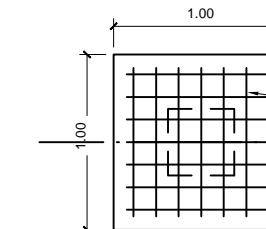
**PASO AÉREO**



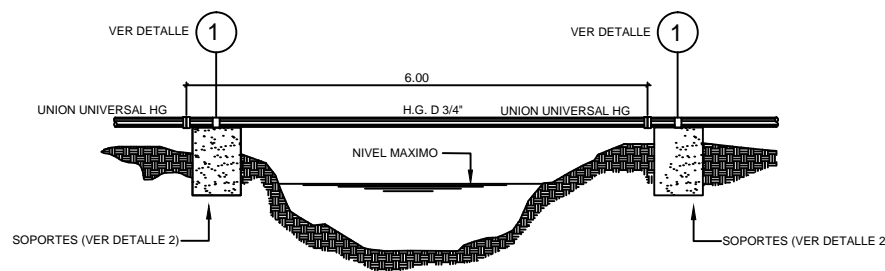
**DETALLE ESTRUCTURA DE COLUMNA**



**ELEVACION**

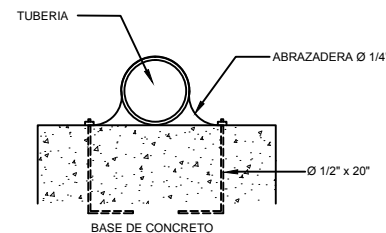


**PLANTA DE ZAPATA**



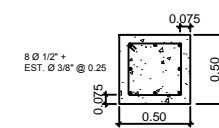
**PASO SOBRE ZANJÓN**

ESCALA 1:12.5



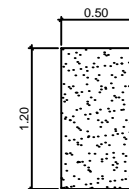
**DETALLE 1**

SIN ESCALA



**PLANTA**

ESCALA 1:20

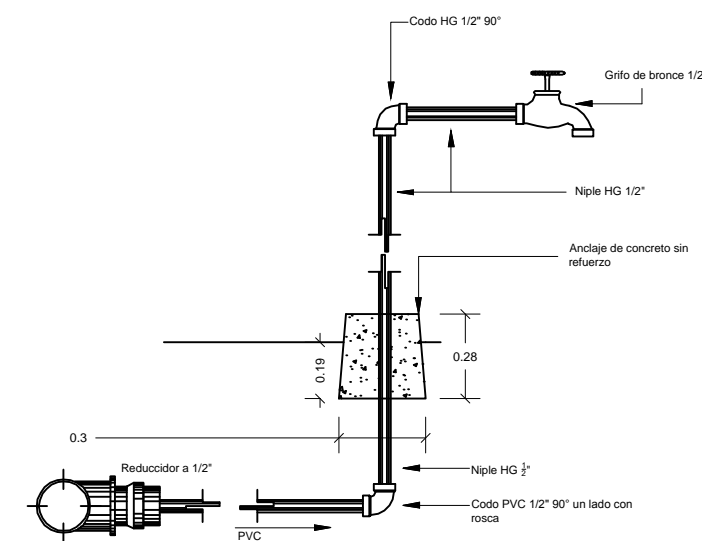


**ELEVACION**

ESCALA 1:20

**DETALLE 2**

ESCALA 1:12.5



**DETALLE DE CONEXIÓN PREDIAL**

SIN ESCALA



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

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO BUENA VISTA 2, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ

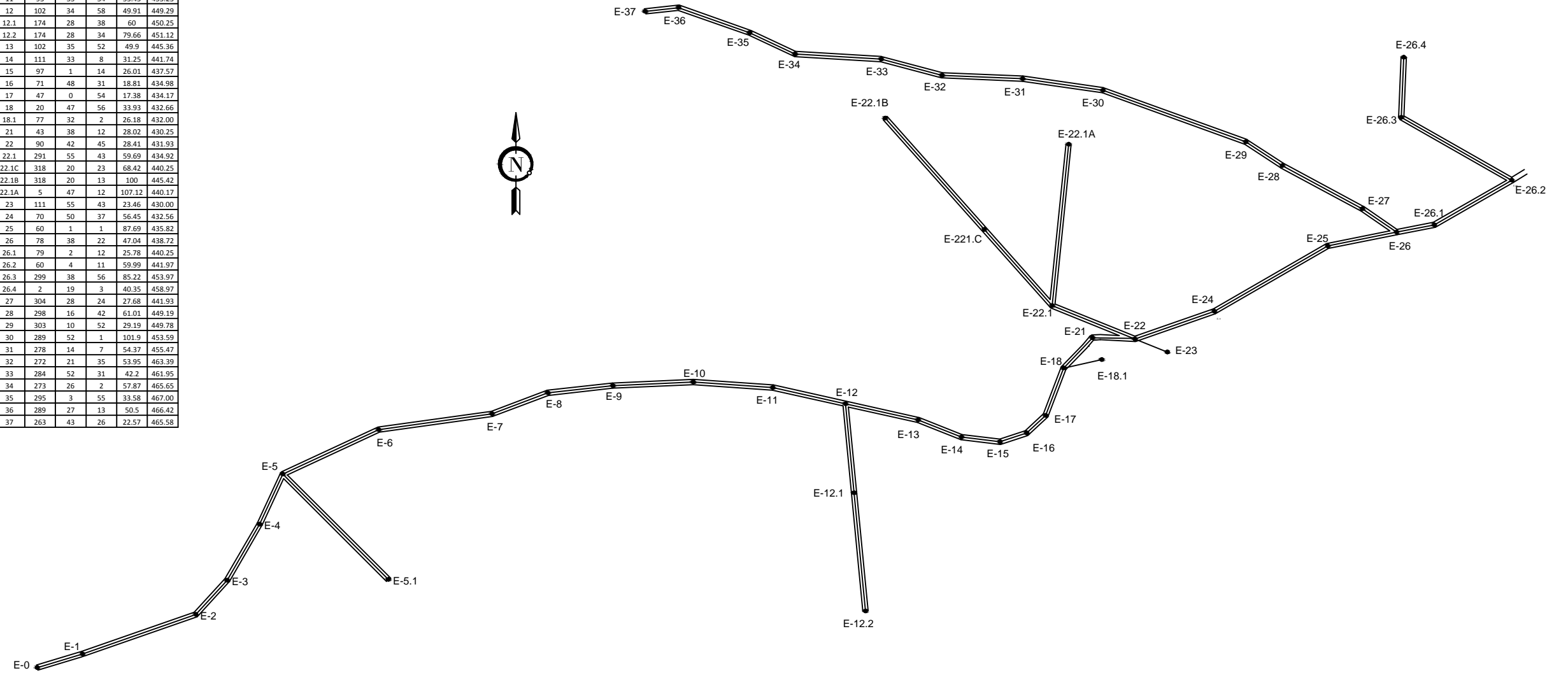
CONTENIDO: PASO AÉREO, PASO SOBRE ZANJÓN Y CONEXIONES PREDIALES

CÁLCULO Y DISEÑO: DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNSO

DIBUJO: DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNSO

TOPOGRAFÍA						
EST.	P.O.	AZIMUT			D.H. (M)	COTA
		GRA.	MIN.	SEG.		
0	1	73	14	27	31.74	496.54
1	2	70	46	41	80.39	494.93
2	3	42	28	30	31.17	495.01
3	4	30	6	35	43.44	495.30
4	5	24	51	38	37.02	491.27
5	5.1	135	0	11	100	492.46
5	6	65	8	22	70.78	482.11
6	7	82	3	46	76.72	473.10
7	8	69	17	41	39.89	466.95
8	9	83	39	57	43.82	462.07
9	10	87	26	55	54.05	458.04
10	11	93	55	54	53.45	453.23
11	12	102	34	58	49.91	449.29
12	12.1	174	28	38	60	450.25
12.1	12.2	174	28	34	79.66	451.12
12	13	102	35	52	49.9	445.36
13	14	111	33	8	31.25	441.74
14	15	97	1	14	26.01	437.57
15	16	71	48	31	18.81	434.98
16	17	47	0	54	17.38	434.17
17	18	20	47	56	33.93	432.66
18	18.1	77	32	2	26.18	432.00
18	21	43	38	12	28.02	430.25
21	22	90	42	45	28.41	431.93
22	22.1	291	55	43	59.69	434.92
22.1	22.1C	318	20	23	68.42	440.25
22.1C	22.1B	318	20	13	100	445.42
22.1	22.1A	5	47	12	107.12	440.17
22	23	111	55	43	23.46	430.00
22	24	70	50	37	56.45	432.56
24	25	60	1	1	87.69	435.82
25	26	78	38	22	47.04	438.72
26	26.1	79	2	12	25.78	440.25
26.1	26.2	60	4	11	59.99	441.97
26.2	26.3	299	38	56	85.22	453.97
26.3	26.4	2	19	3	40.35	458.97
26	27	304	28	24	27.68	441.93
27	28	298	16	42	61.01	449.19
28	29	303	10	52	29.19	449.78
29	30	289	52	1	101.9	453.59
30	31	278	14	7	54.37	455.47
31	32	272	21	35	53.95	463.39
32	33	284	52	31	42.2	461.95
33	34	273	26	2	57.87	465.65
34	35	295	3	55	33.58	467.00
35	36	289	27	13	50.5	466.42
36	37	263	43	26	22.57	465.58

ÍNDICE DE PLANOS	
PLANTA TOPOGRÁFICA	1/6
PLANTA DE DENSIDAD DE VIVIENDAS	2/6
PLANTA PERFIL RAMAL 1	3/6
PLANTA PERFIL RAMAL 2	4/6
DETALLES DE POSOS DE VISITA	5/6
DETALLES DE FOSA SÉPTICA Y CONEXIONES PREDIALES	6/6



# PLANTA TOPOGRÁFICA

ESCALA 1/1500

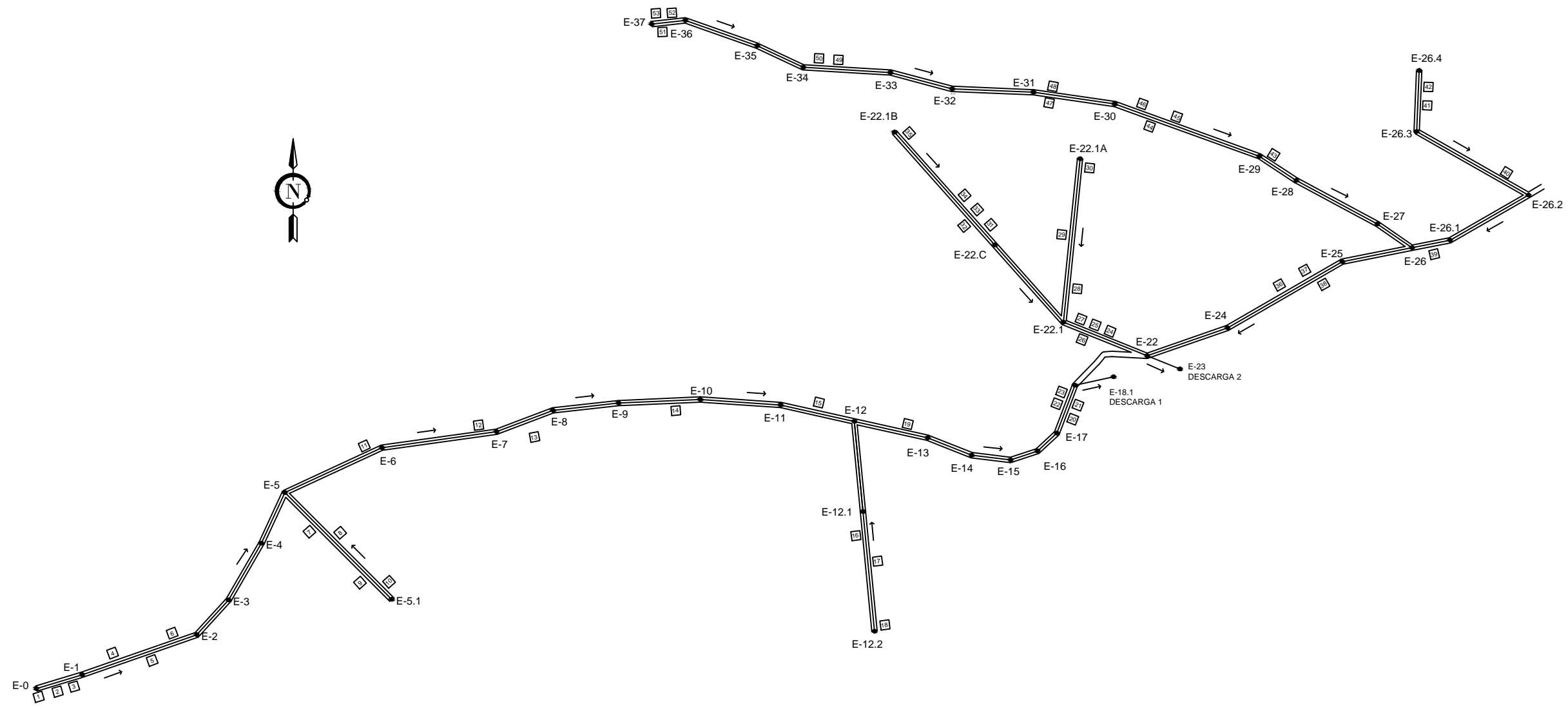


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO


PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ
CONTENIDO:	PLANTA TOPOGRÁFICA
CÁLCULO Y DISEÑO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
DIBUJO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
ESCALA:	1/1500
FECHA:	SEPTIEMBRE 2014
HOJA:	1/6

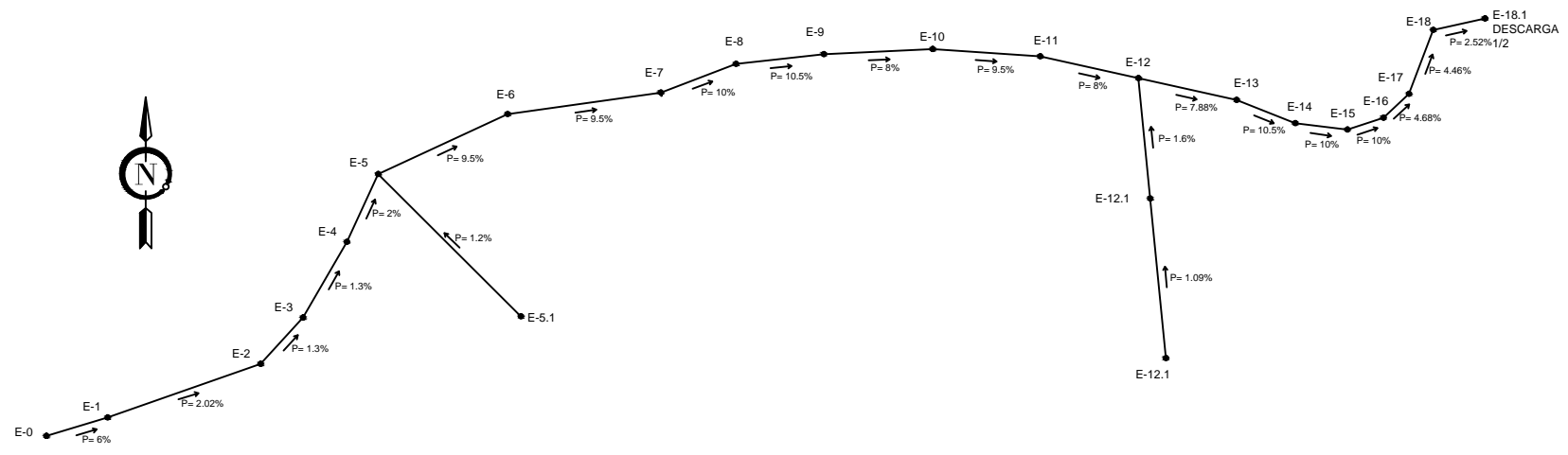
ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ BERRIÑO



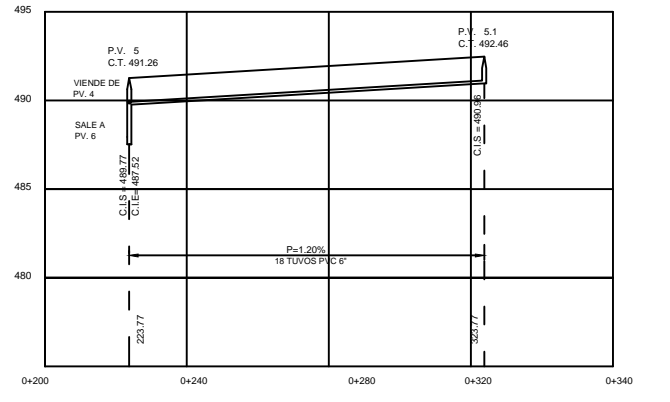


**PLANTA DE DENSIDAD DE VIVIENDA**  
 ESCALA 1/1500

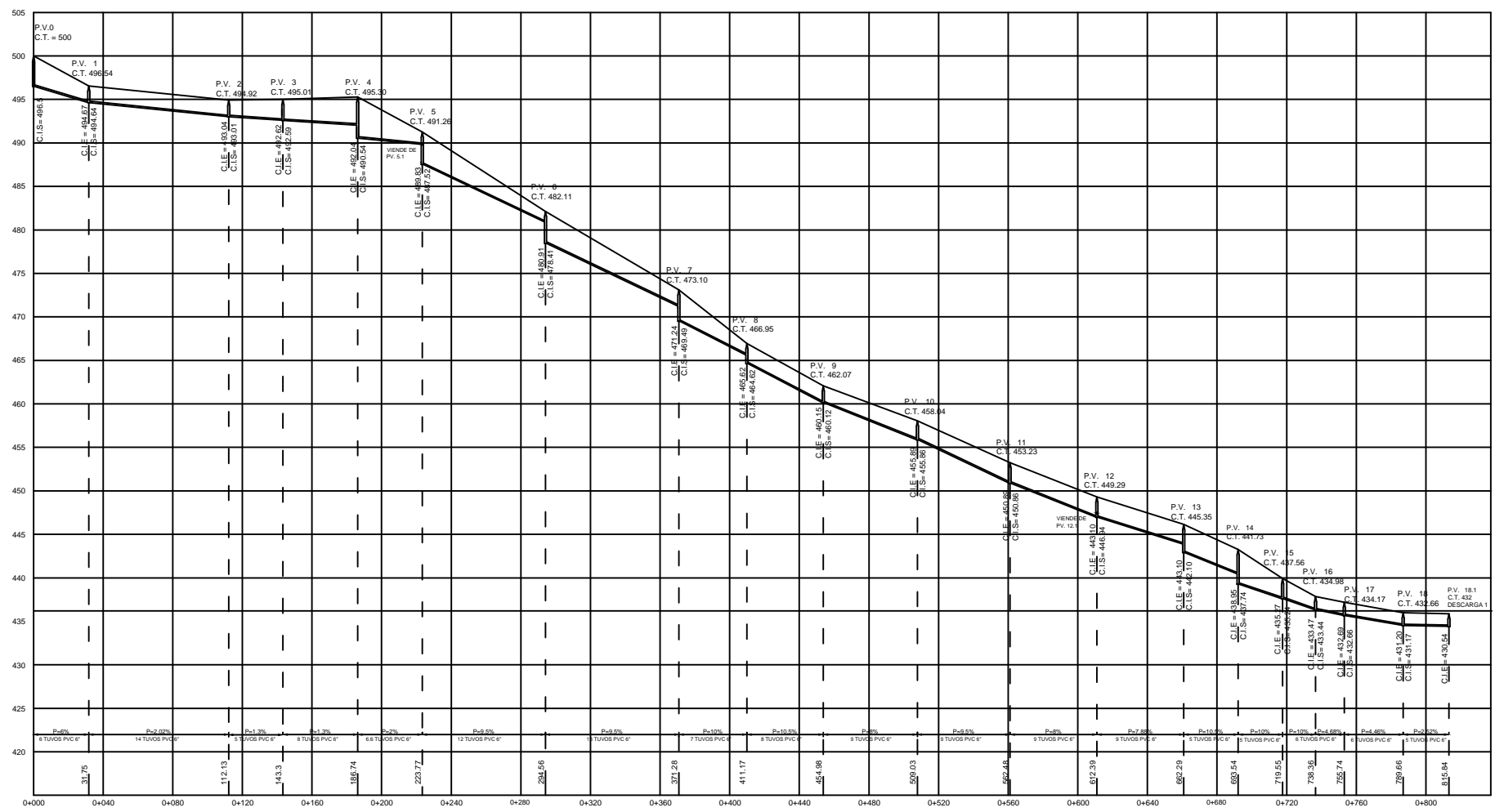
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ
		CONTENIDO:	PLANTA DENSIDAD DE VIVIENDA
		CÁLCULO Y DISEÑO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
		DIBUJO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
		ESCALA:	1/1500
		FECHA:	SEPTIEMBRE 2014
		HOJA:	26



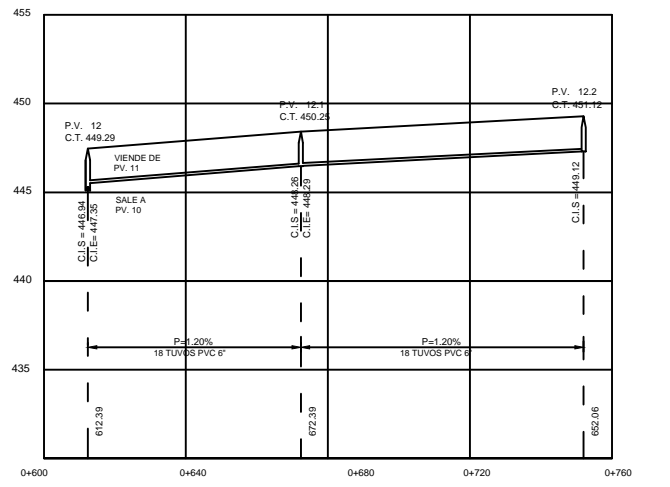
**PLANTA RAMAL 1**  
ESCALA 1/1500



**PERFIL PV. 5.1 A PV.5**  
ESCALA H:1/1000  
V: 1/200



**PERFIL PV.0 A PV.13**  
ESCALA H: 1/1500  
V: 1/300



**PERFIL PV. 12.2 A PV.12**  
ESCALA H:1/1000  
V: 1/200

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

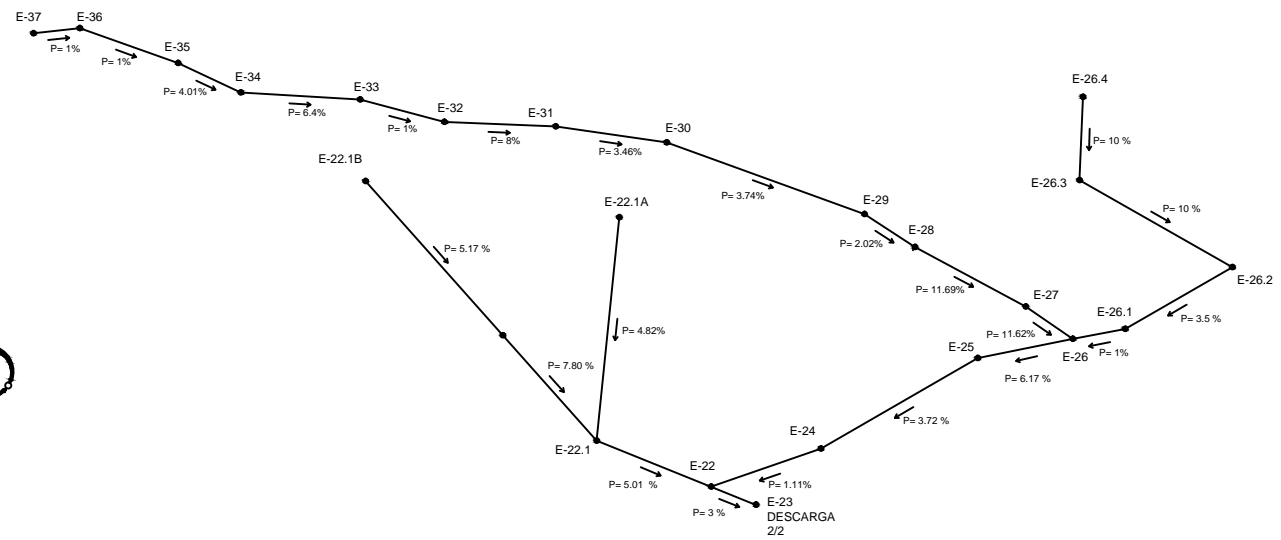
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ

CONTENIDO: PLANTA RAMAL 1 - PERFIL PV.0 A PV.13 - PERFIL PV. 5.1 A 5 - PERFIL PV. 12.2 A PV.12

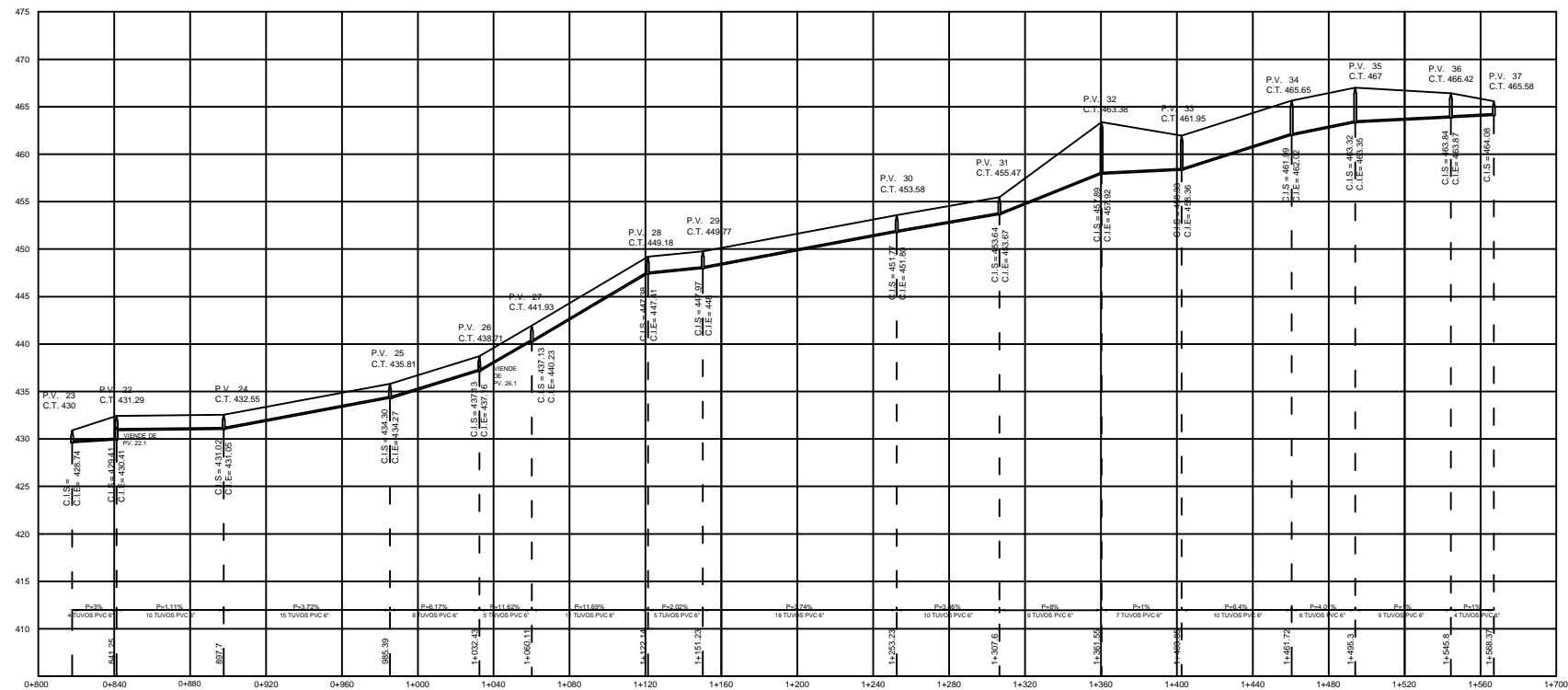
CÁLCULO Y DISEÑO: DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO

DIBUJO: DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO

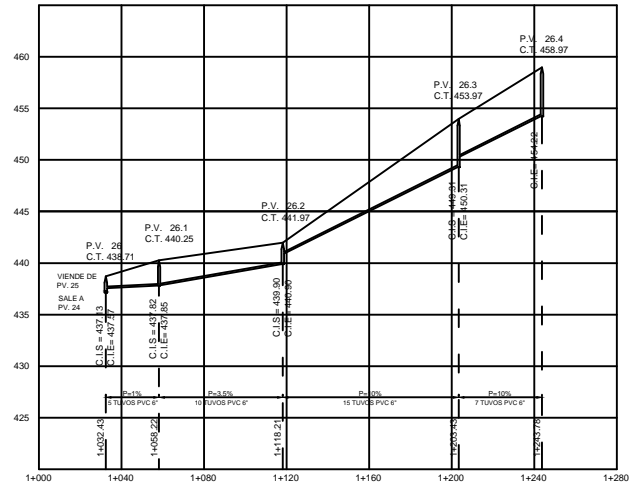
SECA	INDICADA	HOJA
		3
ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ BERRIÑO		SEPTIEMBRE 2014



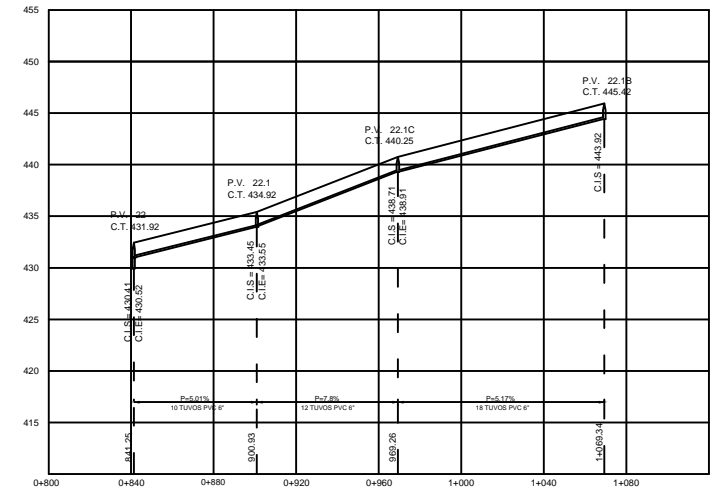
**PLANTA RAMAL 2**  
ESCALA H: 1/1500



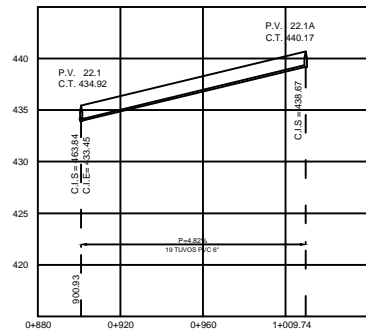
**PERFIL PV.37 A PV.23**  
ESCALA H: 1/1500  
V: 1/500



**PERFIL PV.26.4 A PV.26**  
ESCALA H: 1/1500  
V: 1/300



**PERFIL PV.22.1B A PV.22**  
ESCALA H: 1/1500  
V: 1/300



**PERFIL PV.22.1A A PV.22.1**  
ESCALA H: 1/1500  
V: 1/300



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

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ

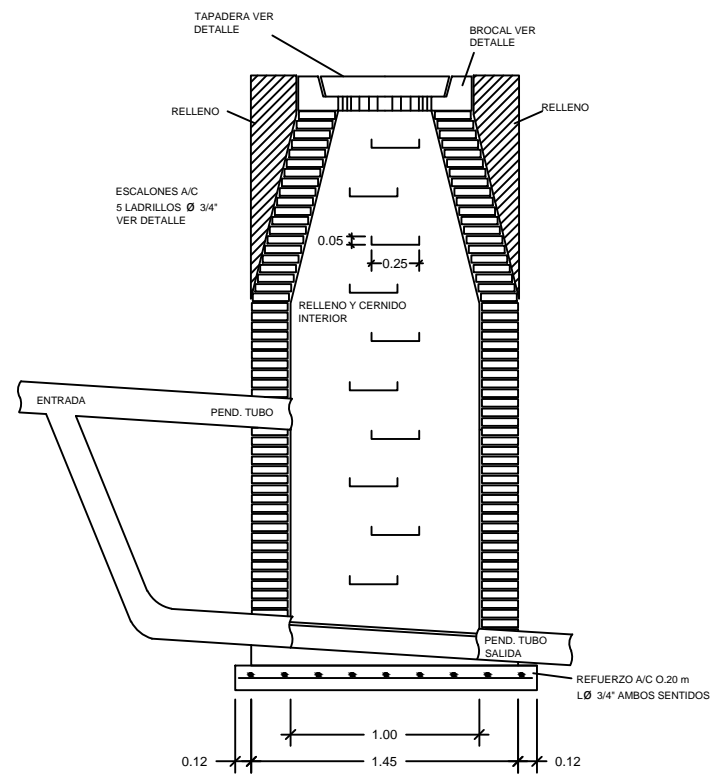
CONTENIDO: PLANTA RAMAL 2 - PERFIL PV.37 A PV.23 - PERFIL PV. 26.4 A 26  
PERFIL PV. 22.1 A PV.22 - PERFIL PV. 22.1A A PV.22.1

CÁLCULO Y DISEÑO: DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO

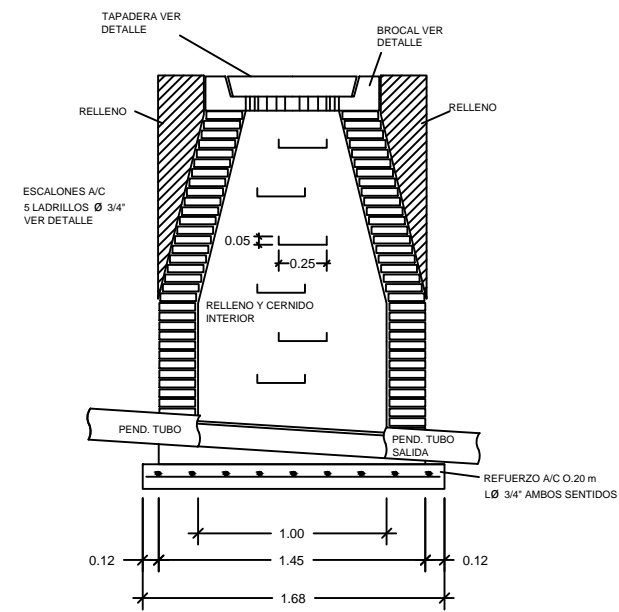
DIBUJO: DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO

HOJA  
4  
6

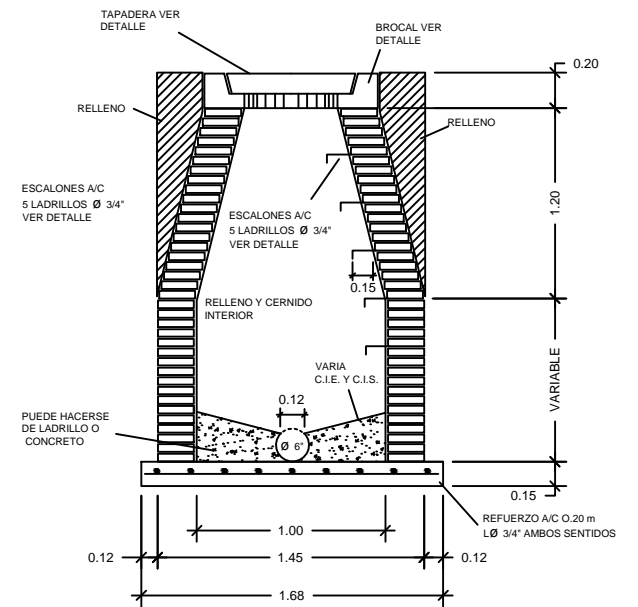
ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ BERRIANDO  
SEPTIEMBRE 2014



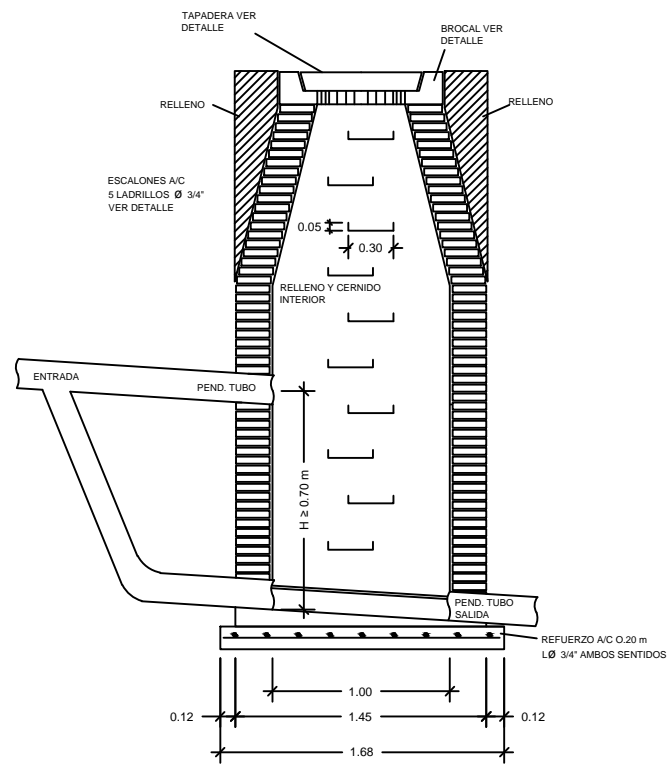
**SECCIÓN B - B' CON DISIPADOR DE ENERGIA**  
ESCALA 1/20



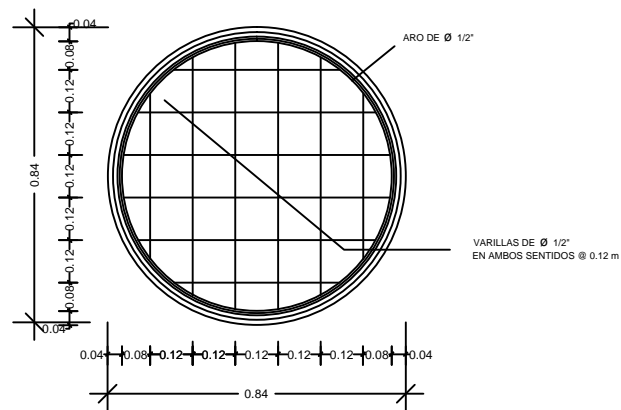
**SECCIÓN B - B'**  
ESCALA 1/20



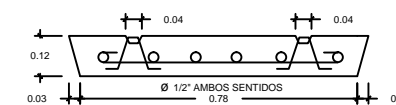
**SECCIÓN A - A'**  
ESCALA 1/20



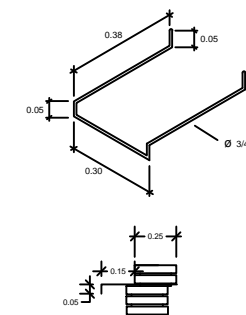
**DISIPADOR DE ENERGIA**  
ESCALA 1/20



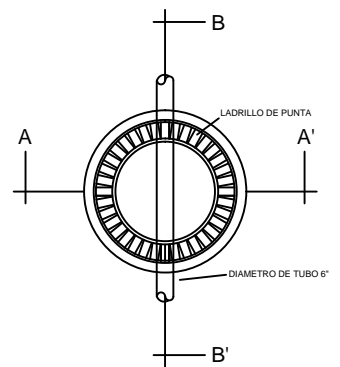
**DETALLE TAPADERA DE POZO**  
ESCALA 1/10



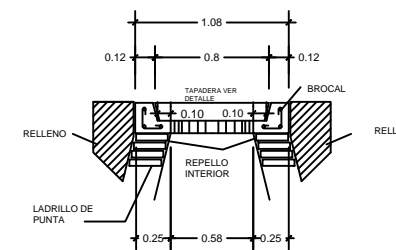
**ARMADA DE TAPADERA DE POZO**  
ESCALA 1/10



**SECCIÓN A - A'**  
SIN ESCALA



**SECCIÓN A - A'**  
ESCALA 1/25

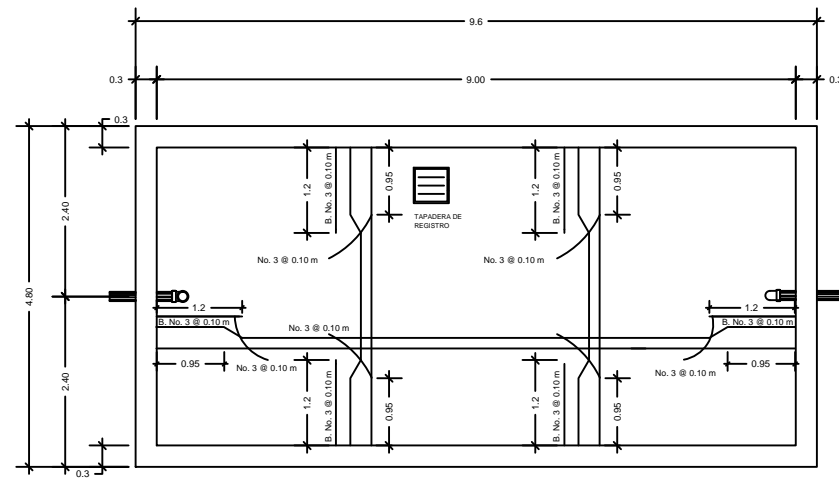


**DETALLE DE BROCAL**  
ESCALA 1/20

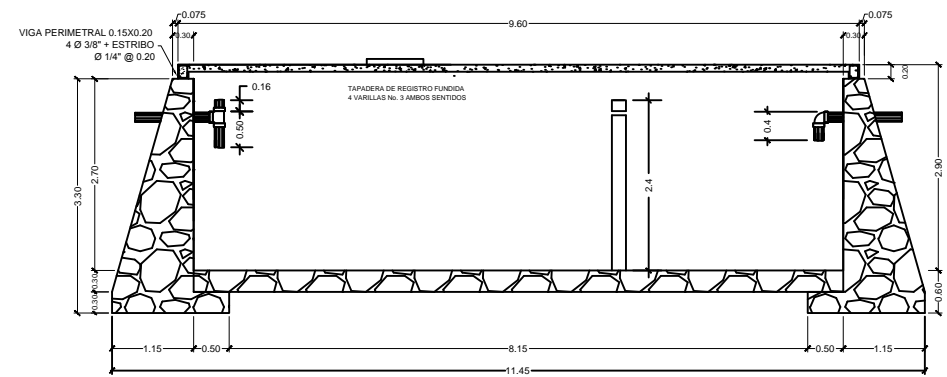


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

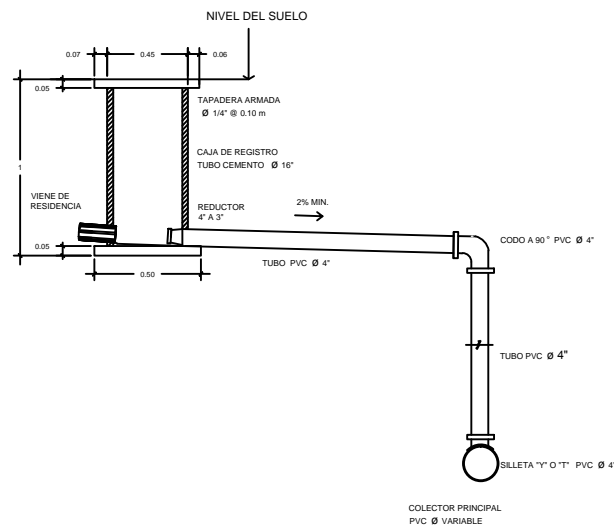
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ
CONTENIDO:	PLANO DETALLES DE POSOS DE VISITA
CÁLCULO Y DISEÑO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
DIBUJO:	DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO
INDICADA	HOJA 5
FECHA	SEPTIEMBRE 2014



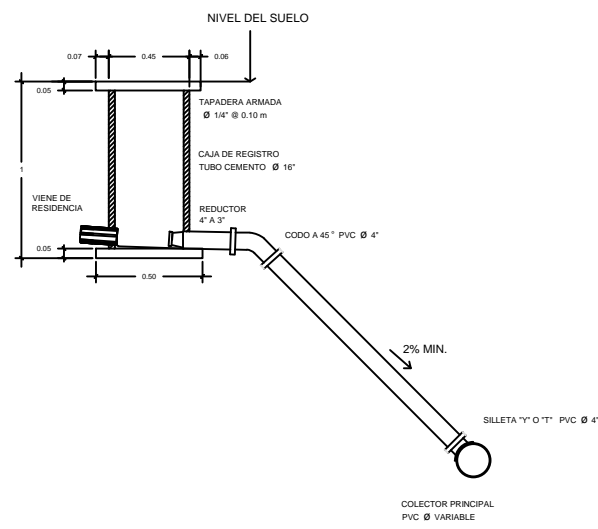
PLANTA DETALLE FOSA SEPTICA  
ESCALA 1/50



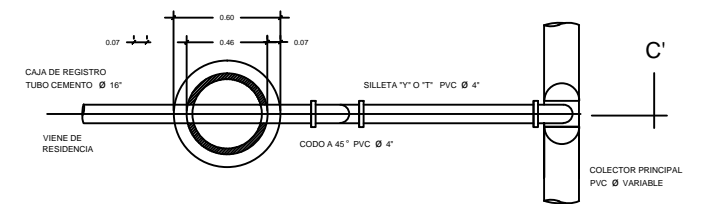
PERFIL DETALLE FOSA SEPTICA  
ESCALA 1/50



SECCIÓN C - C' PROFUNDIDADES MENORES DE 2.00 M  
ESCALA 1/20



SECCIÓN C - C' PROFUNDIDADES MAYORES DE 2.00 M  
ESCALA 1/20



PLANTA DE CANDELA DOMICILIAR  
ESCALA 1/20



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

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA AGUA TIBIA 1, MUNICIPIO DE CHINIQUE, QUICHÉ  
CONTENIDO: PLANO DETALLE DE FOSA SEPTICA Y CONEXIONES PEDIALES  
CALCULO Y DISEÑO: DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO  
DIBUJO: DAVID SALVADOR VELÁSQUEZ REYNOSO

HOJA  
1/1500  
6  
ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ BERRIÑO  
SEPTIEMBRE 2014