



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

**DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DRENAJE SANITARIO  
PARA LA ALDEA EL CARRIZAL, AGUA BLANCA, JUTIAPA**

**Elios Humberto Aguirre Martínez**

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, abril de 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DRENAJE SANITARIO  
PARA LA ALDEA EL CARRIZAL, AGUA BLANCA, JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**ELIOS HUMBERTO AGUIRRE MARTÍNEZ**

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, ABRIL DE 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Estuardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

## HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

### DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA EL CARRIZAL, AGUA BLANCA, JUTIAPA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 13 de abril de 2015.



**Elios Humberto Aguirre Martínez**



Guatemala, 29 de febrero de 2016  
REF.EPS.DOC.142.02.16

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano  
Director  
Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Elios Humberto Aguirre Martínez** con carné No. **200515881**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA EL CARRIZAL, AGUA BLANCA, JUTIAPA.**

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. Manuel Alfredo Arrivillaga  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
MAAO/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

Guatemala,  
01 de marzo de 2016

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA EL CARRIZAL, AGUA BLANCA JUTIAPA** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Elios Humberto Aguirre Martínez, con Carnet No.200515881 , quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAR A TODOS

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa  
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

/mrrm.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 02 de marzo de 2016  
Ref.EPS.D.116.03.16

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 DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA EL CARRIZAL, AGUA BLANCA, JUTIAPA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Elios Humberto Aguirre Martínez, carné 200515881**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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 Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto, al trabajo de graduación del estudiante Elios Humberto Aguirre Martínez, titulado **DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA EL CARRIZAL, AGUA BLANCA, JUTIAPA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, abril 2016.

/mrrm.

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



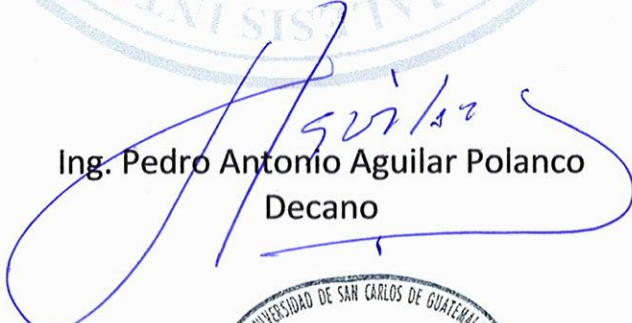




DTG. 170.2016

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA EL CARRIZAL, AGUA BLANCA, JUTIAPA**, presentado por el estudiante universitario: **Elios Humberto Aguirre Martínez**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

  
Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Decano

Guatemala, abril de 2016



/gdech

## **ACTO QUE DEDICO A:**

### **Dios**

Mi creador, fuente de inspiración que me guía y da la sabiduría en la realización de todos mis actos. Junto a él todas mis metas han sido y seguirán siendo posibles.

### **Mis padres**

Manuel Humberto Aguirre Castañeda e Irma Luz Martínez Noguera, por todo su amor, ejemplo vivo y apoyo a lo largo de mi vida y en este nuevo logro de mi carrera. Los amo.

### **Mis hermanas**

Marlín Roxana, Brenda Judith e Irma Mariela Aguirre Martínez, núcleo de unidad, quienes me han ayudado y animado para seguir siempre adelante.

### **Mi sobrina**

Adriana Orellana Aguirre, que este éxito sea un ejemplo a seguir.

### **Doctor**

### **Alfonso Girón G.**

Por su cariño, apoyo en todo momento que siempre me impulsó a ser mejor persona y animado para seguir siempre adelante.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Dios</b>		Que me dio su amor, sabiduría, paciencia, y por ser mi guía cada día y brindarme la oportunidad de alcanzar esta meta.
<b>Mis padres</b>		Manuel Humberto Aguirre Castañeda e Irma Luz Martínez Noguera, por brindarme su apoyo en todo momento.
<b>Mis amigos</b>		A todos los que de una u otra forma contribuyeron para que yo alcanzara este triunfo.
<b>Facultad de Ingeniería</b>		Por ser mi casa de estudios y por mi formación académica.
<b>Mi asesor</b>		Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta, por su apoyo y motivación en sus asesorías.
<b>Municipalidad de Agua Blanca</b>		Por haberme brindado la oportunidad de realizar el Ejercicio Profesional Supervisado en mi amado municipio.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	IX
GLOSARIO .....	XI
RESUMEN .....	XV
OBJETIVOS .....	XVII
INTRODUCCIÓN .....	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN .....	1
1.1. Monografía del municipio de Agua Blanca, Jutiapa .....	1
1.1.1. Clima .....	1
1.1.2. Colindancias .....	2
1.1.3. Localización .....	2
1.1.4. Microlocalización aldea El Carrizal .....	3
1.1.5. Territorio .....	3
1.1.6. Infraestructura.....	4
1.1.6.1. Tipos de vivienda .....	4
1.1.7. Fiestas titulares.....	4
1.1.8. Monografía de la comunidad El Carrizal .....	5
1.1.8.1. Límites y colindancias.....	5
1.1.8.2. Servicios básicos .....	5
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades y servicios .....	5
1.2.1. Descripción de las necesidades .....	6
1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades.....	6
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL .....	7

2.1.	Diseño de sistema de agua potable .....	7
2.1.1.	Descripción del proyecto .....	7
2.1.2.	Levantamiento topográfico .....	8
2.1.2.1.	Planimetría .....	8
2.1.2.2.	Altimetría .....	9
2.1.3.	Fuentes de agua .....	9
2.1.4.	Aforo de fuentes .....	9
2.1.5.	Diseño hidráulico del sistema .....	9
2.1.5.1.	Descripción del sistema a utilizar .....	10
2.1.6.	Normas y criterios de diseño .....	10
2.1.6.1.	Dotación .....	10
2.1.6.2.	Período de diseño .....	11
2.1.6.3.	Crecimiento poblacional .....	11
2.1.6.4.	Factores de consumo .....	12
2.1.6.4.1.	Factor de día máximo....	12
2.1.6.4.2.	Factor de hora máxima.....	13
2.1.6.5.	Determinación de caudales .....	13
2.1.6.5.1.	Caudal medio diario .....	13
2.1.6.5.2.	Caudal día máximo .....	14
2.1.6.5.3.	Caudal hora máxima .....	15
2.1.6.6.	Línea de impulsión .....	16
2.1.6.6.1.	Caudal de bombeo .....	16
2.1.6.7.	Diseño de la línea de bombeo .....	18
2.1.6.7.1.	Tubería de succión.....	18
2.1.6.7.2.	Tubería de descarga .....	22
2.1.6.7.3.	Golpe de ariete.....	30
2.1.7.	Tanque de distribución .....	34
2.1.7.1.	Volumen de almacenamiento .....	34

2.1.8.	Línea de distribución.....	57
2.1.9.	Red de distribución .....	60
2.1.10.	Obras de arte.....	64
2.1.11.	Válvulas .....	64
2.1.11.1.	Válvulas de compuerta .....	65
2.1.11.2.	Válvulas de compuerta para limpieza ..	65
2.1.11.3.	Válvulas de globo .....	65
2.1.11.4.	Válvulas de paso .....	66
2.1.11.5.	Válvulas automáticas de aire .....	66
2.1.11.6.	Válvula de alivio.....	66
2.1.11.7.	Válvula de retención .....	66
2.1.12.	Conexiones domiciliarias.....	67
2.1.13.	Programa de operación y mantenimiento .....	67
2.1.13.1.	Gastos de operación (O).....	67
2.1.13.2.	Gastos de mantenimiento (M).....	68
2.1.13.3.	Gastos de desinfección (D).....	68
2.1.13.4.	Gastos de administración (A).....	68
2.1.13.5.	Gastos de reserva (R).....	68
2.1.14.	Propuesta de tarifa .....	69
2.1.15.	Elaboración de planos .....	70
2.1.16.	Elaboración de presupuesto .....	70
2.1.17.	Evaluación socioeconómica.....	71
2.1.17.1.	Valor presente neto (VPN).....	72
2.1.17.2.	Tasa interna de retorno (TIR) .....	73
2.1.18.	Estudio de Impacto Ambiental inicial (EIA) .....	73
2.2.	Diseño del sistema de alcantarillado sanitario.....	74
2.2.1.	Descripción del proyecto.....	74
2.2.2.	Período de diseño.....	75
2.2.3.	Dotación.....	75

2.2.4.	Factor de retorno.....	76
2.2.5.	Fórmulas para el cálculo hidráulico .....	76
2.2.5.1.	Fórmula de Chezy .....	76
2.2.5.2.	Fórmula de Manning.....	77
2.2.5.3.	Fórmula de continuidad .....	78
2.2.6.	Pendiente .....	78
2.2.7.	Determinación del caudal de diseño .....	79
2.2.7.1.	Caudal domiciliar (Q dom) .....	79
2.2.7.2.	Caudal comercial (Q com) .....	79
2.2.7.3.	Caudal de Infiltración ( Q inf) .....	80
2.2.7.4.	Caudal de conexiones ilícitas .....	80
2.2.7.5.	Caudal industrial (Q ind) .....	81
2.2.7.6.	Caudal sanitario (Q san).....	81
2.2.7.7.	Factor de Caudal Medio (Fqm).....	81
2.2.7.8.	Factor de Harmon (FH) .....	83
2.2.7.9.	Caudal de diseño (Q dis).....	83
2.2.8.	Cálculo de cotas Invert.....	84
2.2.9.	Normas y recomendaciones.....	85
2.2.10.	Diseño del tramo E-11 a E-12 .....	86
2.2.11.	Componentes de la red .....	92
2.2.11.1.	Ramales .....	93
2.2.11.2.	Pozos de visita .....	93
2.2.11.3.	Diámetros .....	93
2.2.11.4.	Conexiones domiciliarias.....	93
2.2.11.5.	Tanque de lavado.....	94
2.2.12.	Propuesta de tratamiento .....	94
2.2.12.1.	Fosa séptica .....	95
2.2.12.1.1.	Calculo del volumen .....	96
2.2.12.2.	Pozo de absorción.....	96

2.2.13.	Programa de operación y mantenimiento .....	97
2.2.13.1.	Gastos de operación (O).....	97
2.2.13.2.	Gastos de mantenimiento (M).....	97
2.2.13.3.	Gastos de administración (A).....	97
2.2.13.4.	Gastos de reserva (R).....	98
2.2.14.	Propuesta de tarifa .....	98
2.2.15.	Elaboración de planos .....	99
2.2.16.	Elaboración de presupuesto .....	99
2.2.17.	Evaluación socioeconómica.....	100
2.2.17.1.	Valor presente neto (VPN).....	100
2.2.17.2.	Tasa interna de retorno (TIR) .....	102
2.2.18.	Estudio de Impacto Ambiental Inicial (EIA).....	102
CONCLUSIONES .....		105
RECOMENDACIONES.....		107
BIBLIOGRAFÍA.....		109
APÉNDICES .....		111





## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Ubicación del municipio de Agua Blanca, Jutiapa .....	2
2.	Ubicación aldea El Carrizal, Agua Blanca, Jutiapa.....	3
3.	Diseño de la losa del tanque .....	39
4.	Esquema del tanque y medidas .....	48
5.	Carga distribuida sobre el muro del tanque.....	50
6.	Carga puntual sobre el muro del tanque .....	51
7.	Diagrama para el cálculo de cotas invert .....	85

### TABLAS

I.	Pérdida de carga y velocidad para tramo 1 .....	21
II.	Carga dinámica total para tramo 1 .....	22
III.	Pérdida de carga y velocidad para tramo 2 .....	26
IV.	Carga dinámica total para tramo 2 .....	27
V.	Cuadro resumen para el caudal de bombeo .....	29
VI.	Diseño final de la bomba .....	29
VII.	Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento .....	36
VIII.	Momento estabilizante en el muro.....	49
IX.	Gasto de operación y mantenimiento .....	69
X.	Presupuesto del proyecto de agua potable .....	71
XI.	Anchos mínimos de zanja para instalación de tubería .....	86
XII.	Gasto de operación y mantenimiento .....	98
XIII.	Presupuesto del proyecto de drenaje .....	100



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>A</b>	Área de la tubería
<b>a</b>	Área que ocupa el tirante en la tubería
<b>Q</b>	Caudal a sección llena
<b>Qb</b>	Caudal de bombeo
<b>Qu</b>	Caudal unitario
<b>Qm</b>	Caudal medio
<b>cm</b>	Centímetros
<b>n</b>	Coefficiente de rugosidad
<b>CT</b>	Cota del terreno
<b><math>\gamma</math> agua</b>	Densidad del agua
<b><math>\emptyset</math></b>	Diámetro de la tubería
<b>Dh</b>	Distancia horizontal
<b>Do</b>	Dotación
<b>Est</b>	Estación
<b>Fqm</b>	Factor de caudal medio
<b>FH</b>	Factor de Harmon
<b>Hab</b>	Habitantes
<b>l</b>	Litros
<b>l/hab/día</b>	Litros por habitante por día
<b>l/s</b>	Litro por segundo
<b>L</b>	Longitud del tramo (agua potable)
<b>Máx</b>	Máxima
<b>m</b>	Metro

<b>m<sup>2</sup></b>	Metros cuadrados
<b>m/s</b>	Metros por segundo
<b>Min</b>	Mínima
<b>S</b>	Pendiente del terreno
<b>Hf</b>	Perdida de carga
<b>n</b>	Periodo de diseño
<b>Po</b>	Población actual
<b>Pf</b>	Población futura
<b>%</b>	Porcentaje
<b>R</b>	Radio
<b>a/A</b>	Relación de área de flujo/área a sección llena
<b>q/Q</b>	Relación de caudal/caudal a sección llena
<b>d/D</b>	Relación de profundidad/a sección llena
<b>v/V</b>	Relación de velocidad/velocidad a sección llena
<b>r</b>	Tasa de crecimiento
<b>U</b>	Unidad
<b>V</b>	Velocidad a sección llena de la tubería
<b>v</b>	Velocidad del flujo en la tubería

## GLOSARIO

<b>Accesorios</b>	Elementos secundarios en los ramales de tuberías, tales como codos, niples, coplas, tees, válvulas, y otros.
<b>Aforo</b>	Es el promedio de llenado de un recipiente con volumen constante, sus dimensiones está dada por litros sobre segundo.
<b>Altimetría</b>	Procedimiento utilizado para definir las diferencias de niveles existentes entre puntos distintos de terreno o construcción.
<b>Caudal</b>	Cantidad de agua que circula por un curso de agua de modo natural o artificial.
<b>Caudal de diseño</b>	Es la evaluación del caudal de cada tramo del sistema sanitario aplicado en un período de diseño determinado.
<b>Caudal de infiltración</b>	Es la cantidad por volumen de agua subterránea que se infiltra dentro del sistema de drenajes, debido al nivel de la capa freática.
<b>Conducción</b>	Es la infraestructura que sirve para llevar agua, desde la captación al tanque de almacenamiento.

<b>Consumo</b>	Es la cantidad de recursos naturales (agua), que consume el ser humano por día.
<b>Cota invert</b>	Es la parte más baja de un colector en donde entra una o varias tuberías y solo una de ellas es de seguimiento.
<b>Cota piezometrica</b>	Es la altura de presión del agua que se tiene en un punto dado.
<b>Demanda de agua</b>	Es la cantidad de agua que requiere una población.
<b>Diseño</b>	Es la fase de trabajo de gabinete, en la que se elabora el proyecto sobre los datos obtenidos en la fase anterior del campo.
<b>Distribución</b>	Es la infraestructura que se utiliza para llevar el agua almacenada en el tanque hacia las viviendas beneficiadas.
<b>Dotación</b>	Cantidad de agua asignada a cada habitante por día, la cual debe satisfacer sus necesidades, afectadas por factores como clima, condiciones socioeconómicas, tipo de abastecimientos, y otros.
<b>Factor de retorno</b>	Es el factor que indica la relación que existe entre la cantidad de agua que se consume al día y la dotación destinada para cada persona.

<b>Pendiente</b>	Es la inclinación necesaria con respecto a una línea horizontal, diseñada para que el agua que conducen las alcantarillas se desplace libremente haciendo uso de la fuerza de gravedad, la cual en alcantarillados cumple con especificaciones establecidas.
<b>Periodo de diseño</b>	Es el tiempo durante el cual un sistema, ya sea de agua potable, drenajes, y pavimentación, dará un servicio satisfactorio a la población.
<b>Planimetría</b>	Parte de la topografía que fija posiciones de puntos proyectos en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones.
<b>Pozo de visita</b>	Es una estructura que forma parte de un alcantarillado y tiene por objeto dar inspección, limpieza y ventilación al sistema.
<b>Relaciones hidráulicas</b>	Es la relación que existe entre cada uno de los parámetros de diseño a sección llena y los parámetros de diseño a sección parcialmente llena. Estos deben cumplir con condiciones para que las tuberías no trabajen a sección llena.
<b>Tubería</b>	Es el conducto formado por tubos, en los cuales se desplazará el fluido.





## RESUMEN

El informe que a continuación se presenta está desarrollado para darle solución a las necesidades de agua potable y drenaje sanitario, prioritarias en la aldea El Carrizal. Estas se encuentran dentro del área de saneamiento.

La fase inicial contiene una investigación sociocultural conformada por la monografía y características de la infraestructura y saneamiento de la comunidad de El Carrizal.

Seguidamente se presenta el planeamiento de las necesidades de la comunidad y posterior a ello, el desarrollo de las propuestas que permitan a los habitantes de la comunidad en mención, desarrollar y alcanzar un mejor nivel de vida. Los proyectos desarrollados consisten en, sistema de agua potable y estará conformada por: diseño de línea de impulsión, tanque de distribución, red de distribución, con una longitud de 1 984,97 m con tubería Norma ASTM D 2 241, con un diámetro no menor de 3/4" ni mayor a 2 1/2", con un periodo de diseño de 22 años con un costo de 502 796,79 quetzales.

Sistema de drenaje sanitario, este estará conformada por: una longitud de 1 656,61 kilómetros de tubería Norma ASTM F 949, con un diámetro no menor que 6" ni mayor a 8", con un periodo de diseño de 32 años. Este tendrá un costo de 1 221 155,16 quetzales. La población actual a beneficiarse con la realización de este proyecto es de aproximadamente 380 habitantes, siendo un total aproximado de 58 conexiones domiciliarias a las que se les dará el servicio.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar el sistema de agua potable y drenaje sanitario para la aldea El Carrizal, Agua Blanca, Jutiapa.

### **Específicos**

1. Mejorar la calidad de vida de los habitantes de la aldea El Carrizal.
2. Proveer a la comunidad de El Carrizal de Agua Blanca, una base de datos que contenga la información de las características socioeconómicas y de infraestructura del lugar donde se realizará el proyecto.
3. Capacitar a la comunidad con los miembros del Cocode de la aldea, para que se le pueda brindar un adecuado mantenimiento a cada uno de los proyectos.
4. Desarrollar los proyectos tomando en cuenta las normas correspondientes para diseño de agua potable y drenaje sanitario.



## INTRODUCCIÓN

Agua Blanca es un municipio muy importante a nivel departamental, aporta un gran valor en la agricultura y ganadería. Además existen varias bellezas naturales y entre las cuales se encuentra la laguna de La Candelaria, comúnmente llamada laguna de Ipala, la cual se encuentra entre los dos municipios Ipala y Agua Blanca. En dicho municipio existen varios servicios públicos y del mismo modo existen carencias, entre las cuales se enfoca la aldea El Carrizal.

En El Carrizal existe problema con el agua potable y el drenaje sanitario, por lo que se realizaron varias visitas de campo. Esto con el fin de reunir información para realizar un diseño que cumpliera con las necesidades de la comunidad afectada.

En el primer capítulo contiene una investigación de tipo monográfica, aspectos históricos y socioeconómicos del municipio. Además de un diagnóstico sobre necesidades básicas de dicho municipio.

En el segundo capítulo se desarrolla el tema concerniente al diseño de sistema de agua potable. El cual es por bombeo, y también el diseño de drenaje sanitario, cada proyecto contiene planos presupuestos. Y finalmente, se presentan las conclusiones, recomendaciones, bibliografía y apéndices.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía del municipio de Agua Blanca, Jutiapa**

En 1810 se funda Agua Blanca, su nombre principalmente lo adopta en el viejo ojo de agua. Desde su fundación hasta la fecha, es el tercer municipio más grande territorialmente del departamento de Jutiapa.

### **1.1.1. Clima**

Con base en los boletines proporcionados por la estación meteorológica, esta ubicada en el municipio de Ipala, Chiquimula. Del Instituto de Vulcanología, Meteorología, Sismología e Hidrología (Insivumeh), la cual se ubica aproximadamente a 15 km de Agua Blanca, se detallan los siguientes aspectos climáticos:

- Altitud: 924 msnm
- Temperatura media: 23,5 °C
- Temperatura máxima (promedio anual): 29,5 °C
- Temperatura mínima (promedio anual): 16,2 °C
- Temperatura máxima absoluta: 34,5 °C
- Temperatura mínima absoluta: 8,6 °C
- Precipitación promedio anual (lluvia): 1 250 mm
- Días de lluvia promedio anual: 105 días
- Humedad relativa media: 76 %
- Velocidad del viento promedio: 3,9 km/h



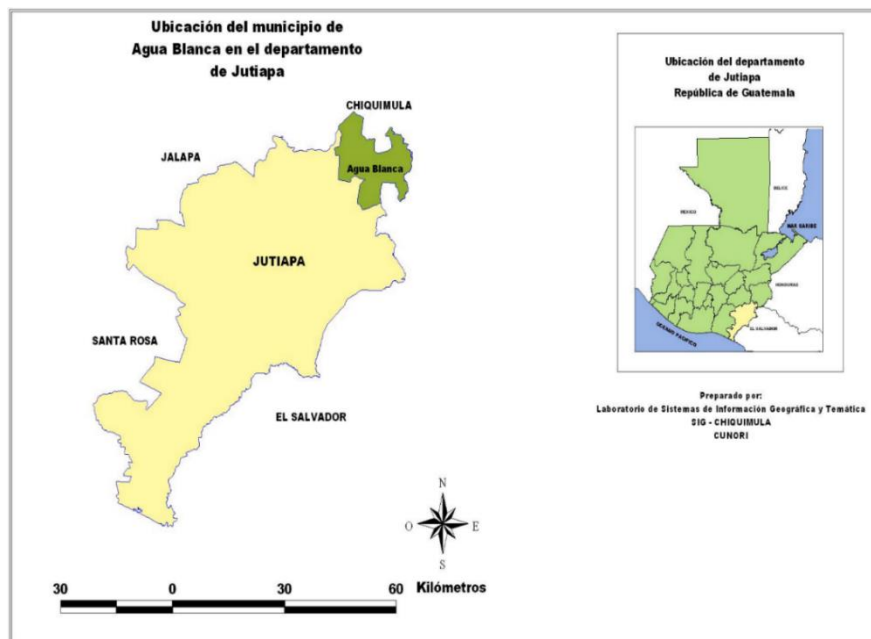
### 1.1.2. Colindancias

Al norte con Ipala y Concepción las Minas, Chiquimula, al sur con el Salvador y Concepción las Minas, al este con Concepción las Minas y la República de El Salvador, al oeste con Asunción Mita y Santa Catarina Mita, Municipios de Jutiapa y San Manuel Chaparrón, Jalapa.

### 1.1.3. Localización

El municipio de Agua Blanca se localiza a 42 km de la cabecera departamental de Jutiapa, sobre el km 167 de la carretera que conduce hacia Esquipulas por la carretera CA-1 Oriente.

Figura 1. **Ubicación del municipio de Agua Blanca, Jutiapa**

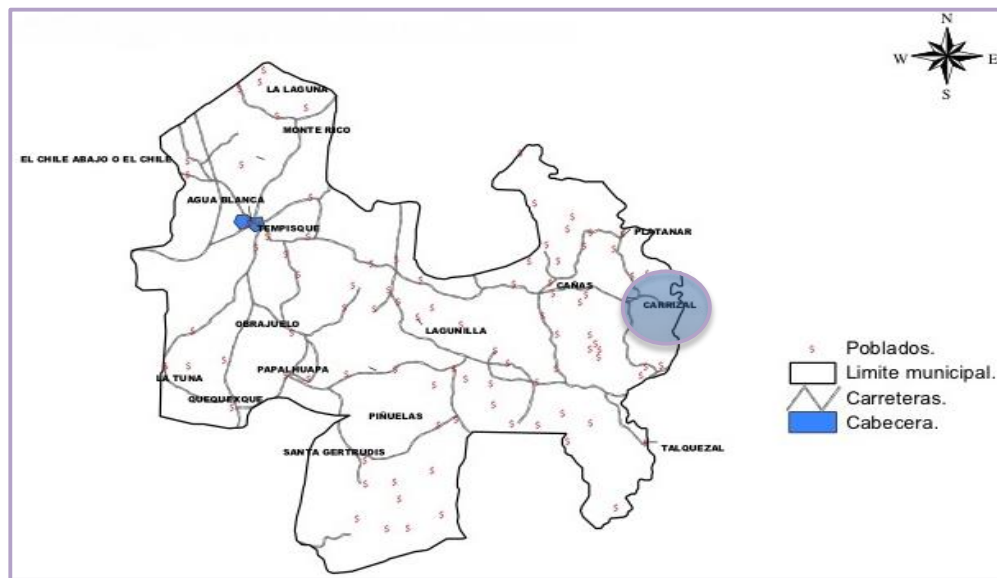


Fuente: Laboratorio de Sistemas de Información Geográfica y Temática SIG Chiquimula CUNORI.

#### 1.1.4. Microlocalización aldea El Carrizal

Esta comunidad se localiza a 22 km del municipio de Agua Blanca, departamento de Jutiapa.

Figura 2. Ubicación aldea El Carrizal, Agua Blanca, Jutiapa



Fuente: Municipalidad de Agua Blanca.

#### 1.1.5. Territorio

Agua Blanca es un municipio que cuenta con una extensión territorial de 340 Km<sup>2</sup>. La cabecera municipal consta de un casco urbano y un área rural con un total de 14 aldeas, dividida en 81 caseríos y 17 cerros.

### **1.1.6. Infraestructura**

Está constituida por algunos de los medios físicos e instituciones debidamente organizadas. Ellas permiten el desarrollo económico y social de un país o comunidad.

#### **1.1.6.1. Tipos de vivienda**

En lo que a vivienda se refiere en todo el municipio se cuenta con un promedio de 3 891 viviendas distribuidas de la siguiente manera: en el área rural existe un total de 2 813 viviendas y en el casco urbano un total de 1 078. Es necesario mencionar que esta información está actualizada con datos obtenidos en el censo realizado en 2012, por el centro de salud del municipio de Agua Blanca.

### **1.1.7. Fiestas titulares**

Entre estas se pueden enlistar las siguientes:

- Feria titular: 04 al 09 de enero en honor a los 3 Reyes Magos.
- También se lleva a cabo feria de: barrio El Atillo 14 de febrero, barrio El Llano 25 de marzo, barrio Tetuán 3 de mayo, barrio Arriba 2 de noviembre.
- También se lleva a cabo en el mes de enero la feria titular de la aldea El Tempisque.

### **1.1.8. Monografía de la comunidad El Carrizal**

Es una de las 14 aldeas de Agua Blanca, la cual cuenta con siete caseríos.

#### **1.1.8.1. Límites y colindancias**

La región limita de la siguiente manera: al norte, con la aldea El Platanar, al sur, con la aldea Talquezal, al este, con el municipio de Concepción las Minas, Chiquimula, al oeste, con la aldea Las Cañas. El centro de la aldea El Carrizal se encuentra rodeado de cerros y su ingreso es por medio de un camino de terracería.

#### **1.1.8.2. Servicios básicos**

Es una de las pocas aldeas de Agua Blanca, que no cuenta con los servicios básicos de agua potable. Esto debido a su distancia y el mal estado en que se encuentra la carretera que conduce hacia ella.

### **1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades y servicios**

Se realizó una investigación con a las necesidades de la población y los servicios con los que cuenta actualmente la aldea El Carrizal. Priorizándose los servicios básicos como el agua potable y el alcantarillado.

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

La aldea El Carrizal, Agua Blanca, Jutiapa, por su localización de la cabecera municipal, carece de una serie de necesidades. Esto tanto de servicios básicos como de infraestructura. Entre los que se pueden enlistar los siguientes:

- Diseño del sistema de agua potable
- Sistema de drenaje sanitario
- Pavimentación de caminos

### **1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades**

Las razones por las cuales se priorizaron los diseños de sistema de agua potable y de drenaje sanitario son las siguientes:

- Cuenta con un pozo perforado, mas no con la red de distribución de agua potable.
- No tiene un sistema de alcantarillado sanitario.
- Las aguas servidas escurren por las calles de la aldea.
- No es conveniente pavimentar las calles, sin instalar subterráneas de agua potable y drenaje.
- Existen un alto índice de enfermedades que son el resultado de no contar con un diseño de sistema de agua potable y un sistema de drenaje sanitario.

## **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

### **2.1. Diseño de sistema de agua potable**

A continuación se hace una descripción del proyecto de agua potable para la aldea El Carrizal, del municipio de Agua Blanca. Por lo que se utilizará el diseño más conveniente para su realización.

#### **2.1.1. Descripción del proyecto**

La necesidad se identificó mediante una investigación de la problemática real que viven los pobladores del área, al igual que la mayoría de comunidades del municipio de Agua Blanca. Esta presenta aún deficiencias en infraestructura básica, por lo que la mayoría de las necesidades parecieran ser prioritarias. Esto debido a que cada una presenta una problemática que afecta directamente a los pobladores de distintos sectores de la población. De estos, los sectores marginales presentan más deficiencias en los servicios.

El proyecto consiste en el equipamiento de un pozo existente mediante una bomba centrífuga y una línea de impulsión con su debida caseta de bombeo. Así también se construirá un tanque de distribución, con una capacidad de 36 m<sup>3</sup> y una red de distribución de agua potable. Este proyecto tendrá una longitud de 1 984,79 m.

## **2.1.2. Levantamiento topográfico**

Sirve para definir la línea de distribución y los ramales abiertos de un sistema de agua potable. Este permite también encontrar los puntos de ubicación de las diferentes obras de arte que componen el acueducto.

Los levantamientos topográficos para acueductos, contienen las dos acciones principales de la topografía. Estos son: la planimetría y la altimetría.

En el levantamiento topográfico se utilizó el siguiente equipo: un teodolito FOIF, dos plomadas, una cinta métrica con longitud de 50 m, una estadía de acero inoxidable de 3 m, una brújula, clavos de lámina y machete.

### **2.1.2.1. Planimetría**

La planimetría tiene por objeto determinar la longitud del proyecto que se va a realizar, localizar los accidentes geográficos y todas aquellas características tanto naturales como no naturales. Estas influyen en el diseño del sistema, por ejemplo: calles, edificaciones, áreas de desarrollo futuro, carreteras, zanjones, ríos, cerros, y otros.

El método empleado para el levantamiento topográfico fue el de conservación de acimut.

Los resultados topográficos de planimetría se presentan en el apéndice 4.

#### **2.1.2.2. Altimetría**

Es el procedimiento que se aplica para determinar la elevación de puntos situados sobre la superficie terrestre. Este concepto es necesario, puesto que la elevación de un punto solo puede establecerse con relación a otro punto o a un plano.

#### **2.1.3. Fuentes de agua**

Del recurso hídrico para consumo humano. Existen dos tipos de fuentes de agua: superficiales y subterráneas.

#### **2.1.4. Aforo de fuentes**

Es la medición del caudal de agua que produce. Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, el aforo es una de las partes más importantes, ya que indicará si la fuente es suficiente para abastecer a toda la población. Los aforos se deben realizar en época seca o de estiaje.

Se realizó aforo a través de la prueba de bombeo y se desarrolló un caudal obteniendo de 150 gal/min en conjunto.

#### **2.1.5. Diseño hidráulico del sistema**

Después de realizado el trabajo de campo se continua el diseño del sistema de agua potable por bombeo. Esto para la aldea El Carrizal donde se detalla las instalaciones necesarias para el mismo.



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

El sistema de agua potable que se utilizará para la aldea El Carrizal será por bombeo. Al determinar las fuentes que pueden servir se construirá una captación que reúna las condiciones sanitarias adecuadas. Luego, por medio de tubos PVC, según sea el caso se transporta hasta el tanque distribuidor de caudales.

La red de distribución será con ramales abiertos. En la línea de impulsión, como en la red de distribución, se deberán colocar obras de arte, donde lo requiera el diseño.

### **2.1.6. Normas y criterios de diseño**

Se refiere a parámetros que se utilizan para diseñar. Estos se detallan a continuación.

#### **2.1.6.1. Dotación**

Es la cantidad de agua asignada en un día a cada habitante que se haya establecido dentro del diseño del proyecto. Se expresa en litros por habitante por día l/hab/día. Los factores que se consideran en la dotación son: clima, nivel de vida, calidad y cantidad de agua disponible.

La dotación adoptada para la aldea El Carrizal fue de 100 l/hab/día, considerando los aspectos antes descritos.

### **2.1.6.2. Período de diseño**

Es el tiempo durante el cual la obra construida dará un servicio satisfactorio a la población que la utiliza. Para determinar el período de diseño se deben tomar en cuenta, la vida útil de los materiales, los costos y la población de diseño. Para este proyecto se determinó utilizar un periodo de diseño de 20 años para las obras civiles y de 5 a 10 para el equipo mecánico, según normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (Unepar). En el caso del presente proyecto se adoptó un período de diseño de 20 años más 2 años de trámite.

### **2.1.6.3. Crecimiento poblacional**

Las proyecciones de la población son pronósticos que se hacen con base en datos estadísticos de censos poblacionales, que se hayan realizado en el pasado. Para la población futura existen varios métodos, pero se determinó utilizar el método geométrico.

La aldea El Carrizal tiene una población actual de 380 habitantes. Esta será beneficiada, y una tasa de crecimiento poblacional de 2,231 % anual, según el último censo del Instituto Nacional de Estadística (INE).

Su ecuación es:

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

Donde

$P_f$  = población futura

$P_o$  = población inicial

$r$  = incremento poblacional, porcentual

$n$  = período de diseño

Datos

$P_o$  = 380 habitantes

$r$  = 2,231 %

$n$  = 22 años

Solución

$$P_f = 380(1 + 0,02231)^{22} = 628 \text{ habitantes}$$

#### **2.1.6.4. Factores de consumo**

Estos son los valores que se dan de la variación que sufre el sistema en diferentes horas del día.

##### **2.1.6.4.1. Factor de día máximo**

Coeficiente o factor del día de mayor consumo. Este se define como la relación entre el valor del consumo máximo diario registrado en un año y el consumo medio diario relativo a ese mismo año. Este factor varía de 1,2 para poblaciones grandes y 1,5 para poblaciones pequeñas. El valor se tomará de 1,4 por el tamaño de la población y su nivel socioeconómico.

#### **2.1.6.4.2. Factor de hora máxima**

Sirve para compensar las variaciones en las horas de mayor consumo y satisfacer la demanda de la población, está relacionado con el número de habitantes y tipo de costumbres. Este factor varía de 2,0 para poblaciones mayores a 1 000 habitantes y 3,0 para poblaciones menores a 1 000 habitantes. Para este proyecto se utilizará un factor de 2,7 por el tamaño de la población y su nivel socioeconómico.

#### **2.1.6.5. Determinación de caudales**

Se define como gasto o caudal, a la cantidad de agua que demanda la población en lt/s. Este puede ser afectado por factores que lo convierten en caudal de línea de impulsión, caudal de línea o red de distribución.

##### **2.1.6.5.1. Caudal medio diario**

Se refiere al promedio de consumo diario que se espera tendrá la población. Se utiliza para el diseño del tanque de distribución y se expresa en lts/s. Para la aldea El Carrizal se estima:

$$Q_m = \frac{P_f * D_t}{86\ 400}$$

Donde

$Q_m$  = caudal medio diario

$P_f$  = población final

$D_t$  = dotación

Datos

$P_f = 628$  hab

$D_t = 100$  lts/hab/día

Solución

$$Q_m = \frac{100 \cdot 628}{86,400} = 0,72 \text{ l/s}$$

#### **2.1.6.5.2. Caudal día máximo**

Es el máximo caudal producido en un día durante un período de observación de un año. Es utilizado para el diseño de la línea de impulsión, está en función del factor de día máximo y el caudal medio diario.

Su ecuación es:

$$Q_{dm} = F_{dm} \cdot Q_m$$

Donde

$Q_{dm}$  = caudal día máximo

$F_{dm}$  = factor día máximo

$Q_m$  = caudal medio

Datos

$$F_{dm} = 1,4$$

$$Q_m = 0,72 \text{ l/s}$$

Solución

$$Q_{dm} = 1,4 * 0,72 = 1,01 \text{ l/s}$$

### **2.1.6.5.3. Caudal hora máxima**

Es el máximo caudal producido durante una hora en un período de observación de un año. Es utilizado para el diseño de la línea y red de distribución, está en función del factor de hora máxima y el caudal medio diario.

Su ecuación es:

$$Q_{hm} = F_{hm} * Q_m$$

Donde

$F_{hm}$  = factor hora máxima

$Q_m$  = caudal medio

$Q_{hm}$  = caudal hora máxima

Datos

$$F_{hm} = 2,7$$

$$Q_m = 0,72 \text{ l/s}$$

Solución

$$Q_{hm}=2,7*0,72=1,94 \text{ l/s}$$

#### **2.1.6.6. Línea de impulsión**

Los datos para el periodo de diseño de este tramo son de 10 años. Se tomarán en cuenta los siguientes datos:

$P_f$	474 habitantes
Dotación	100 l/hab/dia
$F_{dm}$	1,4
Nivel estático del pozo	43,97 m
Nivel dinámico del pozo	54,60 m
Cota del tanque	1 025
Cota del Pozo	964,65
Caudal máximo diario	1,49 l/s
Distancia del pozo al tanque	370,46 m
Ubicación de la bomba	84,45 m
Producción del pozo	9,45 l/s

##### **2.1.6.6.1. Caudal de bombeo**

Cuando el sistema exige ser diseñado por bombeo se requiere considerar un caudal de bombeo suficiente. Esto para abastecer el consumo máximo diario en un determinado período de bombeo.

Para determinar el caudal de bombeo es importante definirlo antes, el cual se determina en función del caudal que proporcionará el pozo. Dicho período afecta directamente el diámetro de la tubería de descarga, la potencia de la bomba y las dimensiones del tanque de alimentación. Se recomienda que el período de bombeo sea de 12 a 18 horas por día para motores eléctricos según Unepar.

Es importante aclarar que el equipo de bombeo es el que se diseña para un período de 5 a 10 años, más no el resto de los componentes del sistema. Por ello la tubería de descarga debe diseñarse de tal manera que sea suficiente para abastecer a la población futura.

Este caudal será bombeado a través de toda la línea de impulsión hasta el tanque de distribución.

Su ecuación es:

$$Q_b = \frac{Q_{dm} * 24}{\text{Núm. de horas de bombeo}}$$

Donde

$Q_b$  = caudal de bombeo

$Q_{dm}$  = caudal día máximo

Datos

$Q_{dm} = 0,77$  l/s

Núm. = 8 horas de bombeo



Solución

$$Q_b = \frac{0,77 * 24}{8 \text{ horas}} = 2,30 \text{ l/s}$$

### **2.1.6.7. Diseño de la línea de bombeo**

Es la tubería destinada al transporte del agua que sale de la entrada de la bomba hacia el tanque de distribución.

#### **2.1.6.7.1. Tubería de succión**

Se llama así a la tubería que va conectada directamente a la entrada de la bomba, uniéndola con el brocal del pozo.

Luego de haberse determinado el caudal de bombeo se puede diseñar la tubería de succión con la siguiente fórmula. Se considera la velocidad mínima de diseño de 0,60 m/s y la máxima en 3 m/s.

Su ecuación es:

$$\varnothing_e = \sqrt{\frac{1,974 * Q_b}{v}}$$

Donde

$\varnothing_e$  = diámetro teórico mínimo

$Q_b$  = caudal de bombeo

$v$  = velocidad

## Datos

$$Q_b = 2,30 \text{ l/s}$$

$$V = 0,60 \text{ m/s y } 3 \text{ m/s}$$

## Solución

$$\varnothing_e = \sqrt{\frac{1,974 * 2,30}{0,60}} = 2,75 \text{ pulg}$$

$$\varnothing_e = \sqrt{\frac{1,974 * 2,30}{3}} = 1,23 \text{ pulg}$$

Como los diámetros obtenidos anteriormente, no existen comercialmente, se verifica la pérdida de carga y la velocidad, en tubería HG de diámetros, en pulgadas, de 1½, 2, 2 ½, y 3.

- Evaluando diámetro de 2 ½”:

Su ecuación de pérdida de carga es:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L * Q_b^{1,85}}{C^{1,85} * \varnothing_e^{4,87}}$$

Donde

$\varnothing_e$  = diámetro teórico mínimo

L = longitud de tubería

$Q_b$  = caudal de bombeo

$C$  = coeficiente de rugosidad

$H_f$  = pérdida de carga

Datos

$\varnothing_e$  = 2,67 plg

$L$  = 84,45 m

$Q_b$  = 2,30 l/s

$C$  = 100

Solución

$$H_f = \frac{1\,743,811 \cdot 84,45 \cdot 2,30^{1,85}}{100^{1,85} \cdot 2,67^{4,87}} = 1,14 \text{ m}$$

Su ecuación de velocidad es:

$$v = \frac{1,974 \cdot Q_b}{\varnothing_e^2}$$

Donde

$\varnothing_e$  = diámetro teórico mínimo

$V$  = velocidad

$Q_b$  = caudal de bombeo

Datos

$$\varnothing_e = 2,67 \text{ plg}$$

$$Q_b = 2,30 \text{ l/s}$$

Solución

$$v = \frac{1,974 * 2,30}{2,67^2} = 0,64 \text{ m/s}$$

Haciendo esto con cada uno de los diferentes diámetros propuestos, se obtienen los siguientes datos:

Tabla I. **Pérdida de carga y velocidad para tramo 1**

<b>Tramo 1: bomba - brocal (HG)</b>			
<b>Diámetros a analizar</b>		<b>1½", 2, 2½", 3"</b>	
1½"	Pérdida de carga	8,94	m
	Velocidad	1,48	m/s
2"	Pérdida de carga	2,86	m
	Velocidad	0,93	m/s
2½"	Pérdida de carga	1,14	m
	Velocidad	0,64	m/s
3"	Pérdida de carga	0,54	m
	Velocidad	0,47	m/s

Fuente: elaboración propia.

En el cuadro anterior, se ve que la menor pérdida de carga, sin descuidar la velocidad, se obtiene con la tubería de diámetro de 2,5 pulgadas. Con los

datos obtenidos anteriormente, se obtiene la carga dinámica total (CDT) de la siguiente manera:

Tabla II. **Carga dinámica total para tramo 1**

<b>Carga dinámica total (bomba - brocal)</b>		<b>2 ½"</b>	
1	Altura	84,45	m
2	Pérdida de carga	1,14	m
3	Pérdida por velocidad	0,021	m
4	Pérdidas menores	0,114	m
CDT (bomba-brocal)		85,73	m

Fuente: elaboración propia.

#### **2.1.6.7.2. Tubería de descarga**

Se coloca inmediatamente después de la bomba, generalmente, en abastecimiento de agua potable en el área rural. Esta tubería descarga líquido a un tanque de almacenamiento, aunque se podría conectar directamente a la tubería de distribución.

Para minimizar la resistencia al paso del agua, y eliminar formaciones de aire, es conveniente considerar en el diseño e instalación de la tubería de descarga, las siguientes reglas:

- Esta tubería debe colocarse en la ruta más directa posible, desde la bomba, hasta el punto de descarga. Esto aminora la resistencia al paso del agua.

- Cuando se usen vueltas o dobleces deben ser de radio grande, manteniendo al mínimo la resistencia al paso del agua.
- El número de cambios de dirección, válvulas y accesorios deben ser mínimos, los necesarios en esta tubería. Sin embargo, en lugares bajos deben instalarse válvulas de limpieza y, si es requerido, en los picos de la línea, deberán colocarse válvulas de aire.
- Cuando se contemple la conexión de más de una bomba a una misma tubería de descarga, se recomienda el uso de accesorios. Estos conducen el fluido por la ruta más directa; usando por ejemplo: yee doble o codos de mínimo ángulo.

Luego de haberse determinado el caudal de bombeo se puede diseñar la tubería para diámetro teórico. Se consideran la velocidad mínima de diseño de 0.60 m/s y la máxima en 3 m/s:

Su ecuación de diámetro teórico mínimo es:

$$\varnothing_e = \sqrt{\frac{1,974 \cdot Q_b}{V}}$$

Donde

$\varnothing_e$  = diámetro teórico mínimo

$Q_b$  = caudal de bombeo

$V$  = velocidad

## Datos

$$Q_b = 2,30 \text{ l/s}$$

$$V = 0,60 \text{ m/s y } 3 \text{ m/s}$$

## Solución

$$\varnothing_e = \sqrt{\frac{1,974 * 2,30}{0,60}} = 2,75 \text{ pulg}$$

$$\varnothing_e = \sqrt{\frac{1,974 * 2,30}{3}} = 1,23 \text{ pulg}$$

Sustituyendo la velocidad por 0,60 m/s, se obtiene un diámetro teórico máximo. Con 3 m/s, se obtiene el diámetro teórico mínimo:

Como los diámetros obtenidos anteriormente no existen comercialmente, se verifica la pérdida de carga y la velocidad. Esto en tubería PVC de diámetros, en pulgadas, de 1 ½, 2, 2 ½ y 3.

- Evaluando diámetro de 2 ½”:

Su ecuación de pérdida de carga es:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L * Q_b^{1,85}}{C^{1,85} * \varnothing_e^{4,87}}$$

Donde

$\varnothing_e$  = diámetro teórico mínimo

L = longitud de tubería

$Q_b$  = caudal de bombeo

C = coeficiente de rugosidad

$H_f$  = pérdida de carga

Datos

$\varnothing_e$  = 2,67 plg

L = 370,46 m

$Q_b$  = 2,30 l/s

C = 150

Solución

$$H_f = \frac{1\,743,811 \cdot 370,46 \cdot 2,30^{1,85}}{150^{1,85} \cdot 2,67^{4,87}} = 2,37 \text{ m}$$

Su ecuación de velocidad es:

$$v = \frac{1,974 \cdot Q_b}{\varnothing_e^2}$$

Donde

$\varnothing_e$  = diámetro teórico mínimo

$Q_b$  = caudal de bombeo



Datos

$$\varnothing_e = 2,67 \text{ plg}$$

$$Q_b = 2,30 \text{ l/s}$$

Solución

$$v = \frac{1,974 * 2,30}{2,67^2} = 0,64 \text{ m/s}$$

Haciendo esto con cada uno de los diferentes diámetros propuestos, se obtienen los siguientes datos:

Tabla III. Pérdida de carga y velocidad para tramo 2

<b>Tramo 2: brocal - tanque (PVC)</b>			
<b>Diámetros a analizar</b>		<b>1 ½", 2", 2 ½", 3"</b>	
1 ½"	Pérdida de carga	18,52	m
	Velocidad	1,48	m/s
2"	Pérdida de carga	5,93	m
	Velocidad	0,93	m/s
2 ½"	Pérdida de carga	2,37	m
	Velocidad	0,64	m/s
3"	Pérdida de carga	1,11	m
	Velocidad	0,47	m/s

Fuente: elaboración propia.

En el cuadro anterior, se ve menor pérdida de carga, sin descuidar la velocidad, se obtiene con la tubería de diámetro de 2 ½" pulgadas. Con los datos obtenidos anteriormente, se obtiene la carga dinámica total (CDT):

Tabla IV. **Carga dinámica total para tramo 2**

<b>Carga dinámica total (brocal - tanque)</b>		<b>2 1/2"</b>	
1	Altura	55,50	m
2	Pérdida de carga	2,37	m
3	Pérdida por velocidad	0,021	m
4	Pérdidas menores	0,237	m
	CDT (brocal-tanque)	58,12	m

Fuente: elaboración propia.

Sumando las cargas dinámicas totales de los dos tramos se obtiene la carga dinámica total final de los dos tramos. Se agrega una altura de reserva de 3 m:

$$85,73+58,12+3=146,85 \text{ m}$$

Ahora, se calcula la potencia de la bomba, tomando en cuenta una eficiencia del 70 %:

Su ecuación de potencia es:

$$P_{ot} = \frac{Q_b * CDT}{76 * e}$$

Donde

$P_{ot}$  = potencia

$Q_b$  = caudal de bombeo

CDT = carga dinámica total

e = eficiencia de la bomba + eficiencia del motor

Datos

$Q_b = 2,30$  l/s

CDT = 146,85 m

e = 70 %

Solución

$$P_{ot} = \frac{2,30 \cdot 146,85}{76 \cdot 0,70} = 6,36 \cong 7,5 \text{ hp}$$

En el mercado actual, el costo de la bomba se cotiza dependiendo los caballos de fuerza (hp) necesarios. Si se sabe que para efectos de cotización, cada caballo de fuerza (hp) tiene un costo de Q 2 500,00 se calcula el valor de la bomba:

$$7,5 \cdot 2\,500 = Q\,18\,750$$

Haciendo el procedimiento anterior, se obtienen los datos siguientes para las diferentes horas de bombeo:

Tabla V. **Cuadro resumen para el caudal de bombeo**

Horas de bombeo	Caudal de bombeo	Hp propuesto	Hp real	Costo de la bomba / 10,000	Costo de la bomba inverso	Consumo energía por habitante al mes
12	1,54	4,26	5,00	1,2500	3,75	3,54
10	1,84	5,17	7,50	1,8750	2,50	4,42
9	2,05	5,80	7,50	1,8750	1,88	3,98
8	2,30	6,36	7,50	1,8750	1,88	3,57
7	2,63	7,32	7,50	1,8750	1,88	4,16
6	3,07	8,43	10,00	2,5000	1,88	3,57
4	4,61	12,81	15,00	3,7500	1,25	3,54

Fuente: elaboración propia.

A continuación se muestra la tabla VI, que resumen del diseño de la bomba:

Tabla VI. **Diseño final de la bomba**

Tiempo de bombeo (hrs)	8
Caudal de bombeo (l/s)	2,30
Potencia de la bomba (hp)	7,5
Tubería de succión HG (pulg)	2 ½"
Pérdida de carga (m)	1,14
Velocidad (m/s)	0,64
Tubería de descarga PVC (pulg)	2 ½"
Pérdida de carga (m)	2,37
Velocidad (m/s)	0,64
Carga dinámica total	146,85

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.6.7.3. Golpe de ariete

Es un fenómeno que se produce al momento de cerrar una válvula bruscamente o cuando hay cese de energía. Por lo tanto, hay que verificar que la tubería sea capaz de aguantar la sobrepresión.

En algunos casos se puede colocar una válvula de alivio o retención. Esto para reducir el golpe de ariete.

El golpe de ariete es una onda de presión que se propaga con una velocidad llamada celeridad (a) que se calcula de la siguiente manera:

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{k \cdot D_i}{E \cdot e}}}$$

Donde

k = módulo de elasticidad volumétrica del agua ( $2,07 \cdot 10^4$  kg/cm<sup>2</sup>)

E = módulo de elasticidad del material

D<sub>i</sub> = diámetro interno del tubo

e = espesor de la pared del tubo

La sobrepresión generada se calcula de la siguiente manera:

$$P = \frac{a \cdot v}{g}$$

Donde

a = celeridad

v = velocidad de servicio en m/s

g = gravedad 9,81 m/s<sup>2</sup>

P = sobrepresión en m.c.a.

La verificación de la resistencia de la tubería a soportar el golpe de ariete, se realiza sumando la altura de bombeo, agregando la sobrepresión. Esto debe ser menor que la presión de trabajo de la tubería.

- Cálculo de la celeridad

Su ecuación es:

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{k \cdot D_i}{E \cdot e}}}$$

Donde

k = 2,07\*10<sup>4</sup> kg/cm<sup>2</sup>

E = 3\*10<sup>4</sup> kg/cm<sup>2</sup> (para tubería PVC)

D<sub>i</sub> = 67,65 mm (para tubería PVC de 2 ½")

e = 2,79 mm (para tubería PVC de 2 ½")

Solución

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{2,07 \cdot 10^4}{3 \cdot 10^4} \cdot \frac{67,65}{2,79}}} = 337,70 \text{ m/s}$$

- La velocidad para determinar la sobrepresión:

Su ecuación es:

$$v = \left( 1,974 \cdot \frac{Q_b}{\emptyset^2} \right)$$

Donde

$v$  = velocidad de servicio m/s

$Q_b$  = caudal de bombeo = 2,30 l/s

$\emptyset$  = diámetro = 2,29 mm

Solución

$$v = \left( 1,974 \cdot \frac{2,30}{2,79^2} \right) = 0,60 \text{ m/s}$$

- Sobrepresión

Su ecuación es:

$$P = \frac{a \cdot v}{g}$$

Donde

P = sobrepresión m.c.a.

a = celeridad m/s

v = velocidad de servicio m/s

g = gravedad 9,81 m/s<sup>2</sup>

Solución

$$P = \frac{337,70 \cdot 0,60}{9,81} = 20,61 \text{ m.c.a.}$$

- Verificando si la tubería resiste el golpe de ariete

$$P_{\max} = 20,61 \text{ m.c.a.} + 54,60 \text{ m.c.a.}$$

$$P_{\max} = 75,21 \text{ m.c.a.} \cong 107,44 \text{ lb/pulg}^2$$

$$P_{\max} = 107,44 \text{ lb/pulg}^2 < 160 \text{ lb/pulg}^2$$

De manera que la tubería PVC clase 160, sí resiste dicha presión.



### **2.1.7. Tanque de distribución**

Son los componentes de un sistema de agua potable encargados de almacenar o contener la cantidad de agua necesaria. Esto cubrirá la demanda en las horas de mayor consumo.

Como se mencionó, en el resumen, se diseñará el tanque de almacenamiento, para la tubería principal de la línea de distribución.

El primer paso para el diseño de un tanque es la determinación del volumen de agua que almacenará y con esto se calculan sus dimensiones.

#### **2.1.7.1. Volumen de almacenamiento**

Para estimar el volumen del tanque se utilizan los valores de la población futura a la que ese tramo de tubería servirá. La dotación que esta población requiere y el factor de reducción que exige el Infom.

El Infom exige que si no se utiliza la demanda real de la comunidad, se debe aplicar un factor de reducción al cálculo del volumen de los tanques. Este es 25 a 40 % en sistemas de conducción por gravedad y de 40 a 65 % en sistemas por bombeo. Para el diseño de la aldea El Carrizal se utilizará un 50 % debido que, si bien la demanda fue calculada y no se trabaja sobre la demanda real, se trabaja con un censo poblacional reciente y fiable. Por ello se puede estimar un factor de reducción medio.

Así que el volumen del tanque viene dado de la siguiente forma:

Su ecuación es:

$$V_{ol} = \frac{P_f \cdot D_t \cdot F_r}{1\ 000}$$

Donde

$V_{ol}$  = volumen del tanque

$P_f$  = población final

$D_t$  = dotación

$F_r$  = factor de reducción

Datos

$P_f$  = 628 hab

$D_t$  = 100 l/hab/día

$F_r$  = 55 %

Solución

$$V_{ol} = \frac{628 \cdot 100 \cdot 0,55}{1\ 000} = 34,54 \text{ m}^3$$

Idealizando este volumen se diseñará un tanque de 36 m<sup>3</sup>. Se dejará constancia del diseño de un tanque de almacenamiento.

Para el dimensionamiento del tanque se inicia estimando la altura del tanque a partir de su volumen y de una constante. Como se explica en el

capítulo 12 del libro *Diseño de Acueductos y Alcantarillado* de Ricardo Alfredo López Cualla; los valores de constante (K).

Tabla VII. **Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento**

<b>Volumen (en cientos de m<sup>3</sup>)</b>
< 3
4 – 6
7 – 9
10 – 13
14 – 16
> 17

Fuente: López, Ricardo “*Diseño de acueductos y Alcantarillado*”. P. 80

Siguiendo la información de la tabla anterior, la constante K para un volumen de 0,36 cientos de m<sup>3</sup> (que es este caso) es de 2,00. Utilizando la siguiente ecuación se determina el estimado de la altura del tanque:

$$h = \frac{V_{ol}}{3} + k$$

Donde

h = altura (en metros)

V<sub>ol</sub> = volumen (en cientos de metros cúbicos)

k = constante en función del volumen

Solución

$$h = \frac{0,36}{3} + 2,00 = 2,12 \text{ m}$$

Conociendo la altura del tanque y a partir de las siguientes ecuaciones se procede a determinar el ancho y largo del tanque:

(1) Volumen = altura\*ancho\*largo

(2) Largo = 1,50\* ancho

Se sustituyen (2) en (1) y se obtiene la ecuación (3):

(3) Volumen=altura\*ancho\*(1,50\*ancho)

Debido que el volumen del tanque es conocido, se despeja la incógnita ancho de la ecuación (3):

$$(\text{ancho})^2 = \frac{V_{ol}}{(1,50*h)}$$

$$\text{ancho} = \sqrt{\frac{V_{ol}}{(1,50*h)}}$$

Datos

$$V_{ol} = 35 \text{ m}^3$$

$$h = 2,12 \text{ m}$$

Solución

$$\text{ancho} = \sqrt{\frac{35}{1,50 \cdot 2,12}} = 3,77 \text{ m}$$

Y sustituyendo el ancho encontrado en la ecuación (2), se obtiene:

$$\text{Largo} = 1,50 \cdot 3,77 = 5,66 \text{ m}$$

Idealizando las dimensiones por motivos constructivos se obtiene que las dimensiones del tanque serán:

$$\text{Altura} = 2,10 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 4,10 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 5,60 \text{ m}$$

Donde el espacio donde se almacenará el agua será de las siguientes dimensiones:

$$\text{Altura} = 2,10 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 5,00 \text{ m}$$

Si se chequea el volumen real del tanque será de  $36 \text{ m}^3$ , que está por encima del volumen requerido. Aun así, no representa ningún problema para el diseño del sistema de agua potable.

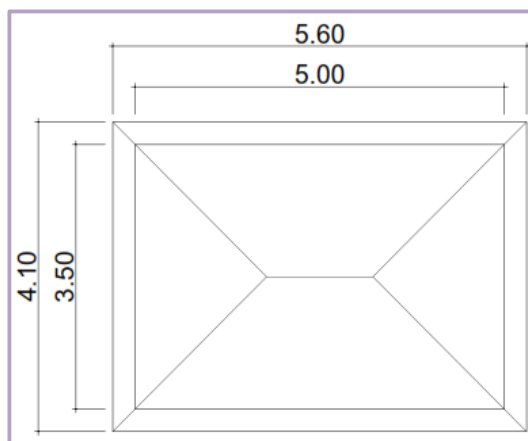
Cabe mencionar que la altura encontrada será la altura al nivel del agua, la altura real del tanque será de 2,40 m. Esta se considera aumentarle 30 cm, con el fin cumplir con el espacio necesario para la instalación de los respiraderos y rebalse del tanque.

Habiendo determinado las dimensiones del tanque se procede al diseño estructural que básicamente está compuesto de dos partes:

- La cubierta o losa, que según las normas del Infom debe ser de concreto reforzada.
- Y los muros del tanque que se diseñarán de concreto ciclópeo por cuestiones económicas.

Para la cubierta se deberá usar losa de concreto reforzado con las siguientes dimensiones como se muestra en la figura.

Figura 3. **Diseño de la losa del tanque**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

- Cálculo del espesor de la losa

Antes de calcular el espesor de la losa se verificará si la losa debe estar reforzada en uno o dos sentidos. Esto depende de las dimensiones de la misma, por medio de la relación:

$$m = \frac{A}{B}$$

Si

$m < 0,50$  el refuerzo será en un sentido

$m > 0,50$  el refuerzo será en dos sentidos

Donde

$m$  = factor utilizado para determinar el sentido del refuerzo en la losa

$A$  = lado corto de la losa

$B$  = lado largo de la losa

Datos

$A = 3,50$  m

$B = 5$  m

Solución

$$m = \frac{3,50}{5} = 0,70$$

Por lo tanto, el refuerzo de la losa será en dos sentidos. Entonces, el espesor de losa se determina con base en el perímetro.

El espesor (t) para las losas será:

$$t_{\text{para losas}} = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{(3,50 * 2) + (5 * 2)}{180} = 0,09 \text{ m} \approx 0,10 \text{ m}$$

Por motivos constructivos se trabajará con una losa de espesor 10 cm.

Habiendo determinado el espesor de losa se definen las cargas a las cuales estará sometida la losa.

- Integración de carga

Carga viva (C.V.): 100 Kg/m<sup>2</sup> (según Norma Guatemalteca Agies NSE 2, capítulo 3, sección 3,4 “Cargas vivas de uso frecuente”).

Datos

Carga viva total = 100 Kg/m<sup>2</sup>

Carga muerta (C.M.) =  $\gamma_{\text{concreto}} * t$

Donde

C.M. = carga muerta

$\gamma_{\text{concreto}}$  = peso específico del concreto

t = espesor de losa



### Datos

$$Y_{\text{concreto}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$t = 0,10 \text{ m}$$

### Solución

$$C.M. = 2\,400 * 0,10 = 240 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Sobre carga} = 60 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces la carga muerta total es de:

$$C.M._{\text{total}} = 240 + 60 = 300 \text{ kg/m}^2$$

- Carga última (C.U.)

Los factores que afectan a las diferentes cargas utilizadas para obtener la C.U. fueron tomados del reglamento ACI 318-08.

$$C.U.V. = 1,7 * 100 = 170 \text{ kg/m}^2$$

$$C.U.M. = 1,4 * 100 = 420 \text{ kg/m}^2$$

Entonces la carga última total es de:

$$C.U._{\text{total}} = 170 + 420 = 590 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo del acero de refuerzo

El diseño del tanque se trabajará con los siguientes datos:

$$f'c \quad 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy \quad 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t \quad 10 \text{ cm}$$

$$r \quad 2,50 \text{ cm}$$

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

Su ecuación peralte efectivo es:

$$\text{Peralte efectivo (d)} = t - r - (\text{diámetro de la varilla})$$

Propuesta para un peralte efectivo con acero núm. 3

Solución

$$\text{Peralte efectivo (d)} = 10 - 2,5 - \frac{0,95}{2} = 7,025 \text{ cm}$$

El área de acero mínimo (según ACI-318 08 ecuación 10-3) se calcula de la siguiente forma:

$$As \text{ min} = \frac{14,1}{fy} bd$$

Donde

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

f<sub>y</sub> = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

b = franja unitaria

d = peralte efectivo

Solución

$$As_{min} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 7,025 = 3,52 \text{ cm}^2$$

Se piensa trabajar el acero con varillas núm. 3, así que el área requerida de acero mínimo se cumple con:

$$\text{Cantidad de varillas} = \frac{\text{Área de acero requerido}}{\text{Área de una varilla núm. 3}}$$

Solución

$$\text{Cantidad de varillas} = \frac{3,52}{0,71} = 4,96 \text{ varillas}$$

Por cuestiones prácticas se trabajará con 5 varillas de acero núm. 3.

Donde

S = espaciamiento del acero de refuerzo (en cm)

As<sub>núm. 3</sub> = área de acero de la varilla núm. 3 (en cm<sup>2</sup>)

b = franja unitaria (en cm)

$A_{S_{REAL}}$  = área real de acero que se utilizará (para este caso  $3,55 \text{ cm}^2$   
que es el área que ocupan 5 varillas núm. 3)

Así que al sustituir los valores, quedaría de la siguiente solución:

$$S = \frac{0,71 \cdot 100}{3,55} = 20,00 \text{ cm}$$

Según el código ACI el espaciamiento no debe ser mayor a:

$$S_{max} = 3t$$

Donde

$S_{max}$  = espaciamiento máximo (en cm)

t = espesor de losa (en cm)

Solución

$$S_{max} = 3 \cdot 10 = 30 \text{ cm}$$

Debido a que, el espaciamiento (S) cumple con la condición  $S < S_{max}$ , se utilizará el espaciamiento (S). Por la facilidad al momento de ejecutar la obra se trabajará con un  $S=20 \text{ cm}$  que de igual forma cumple con la condición indicada.

Así que el acero de refuerzo para la losa será: varillas núm. 3 @ 20 centímetros en ambos sentidos.

- Diseño estructural del muro

Para el cálculo estructural del muro se utilizarán los siguientes datos:

Altura del muro del tanque (h)	2,40 m
Base del muro (Bm)	1,60 m
Densidad del muro (peso específico) ( $\rho_{\text{muro}}$ )	2 400 kg/m <sup>3</sup>
Densidad del suelo (peso específico)( $\rho_{\text{suelo}}$ )	1 600 kg/m <sup>3</sup>
Factor de seguridad de capacidad soporte del suelo	16 000 kg/m <sup>2</sup>
Ángulo de fricción ( $\mu$ )	0,90
Factor de Seguridad (Fsd)	1,50
Valor soporte del suelo	15 000 kg/m <sup>3</sup>

El primer paso es calcular el empuje horizontal que el suelo ejerce sobre la parte lateral del tanque. Para esto se determina el empuje del suelo y luego se descompone en su componente horizontal.

El empuje del suelo depende de un factor que se determina primero. Este es el coeficiente del empuje activo del suelo ( $K_a$ ):

Su ecuación es:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\beta}{1 + \text{sen}\beta}$$

Solución

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)} = 0,33$$

Con este factor y lo datos que se colocaron al inicio de esta sección se determina el empuje del suelo:

Su ecuación es:

$$E_S = \frac{\rho_{\text{suelo}} * h^2}{2} * K_a$$

Solución

$$E_S = \frac{(1\,600) * (2,40)^2}{2} * (0,33) = 1\,521 \text{ kg/m}$$

Para determinar el empuje horizontal de esta resultante, se tomará como la componente horizontal:

Su ecuación es:

$$E_{hs} = E_S * \cos\beta * (\text{franaja unitaria})$$

Solución

$$E_{hs} = (1\,521) * \cos(30^\circ) * (1) = 1\,317 \text{ kg}$$

A continuación se determina el momento que se crea sobre el muro debido al empuje horizontal del suelo:

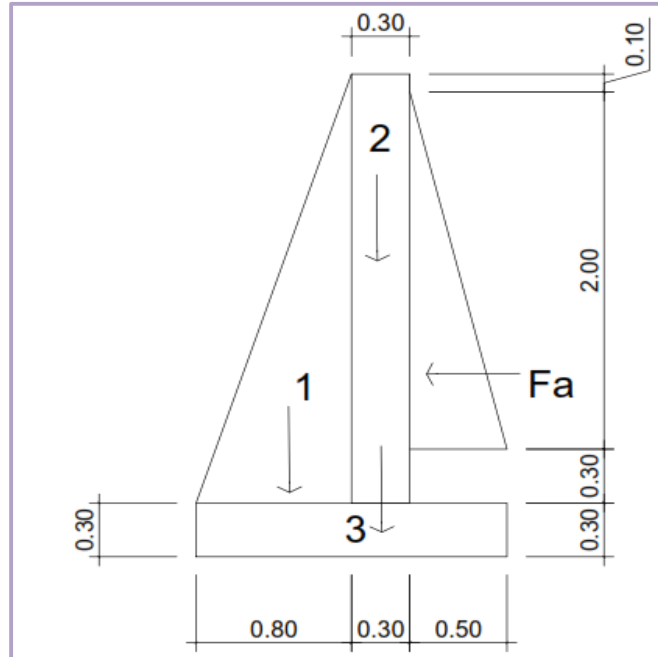
$$M_S = \frac{E_{hs} * h}{3}$$

Solución

$$M_s = \frac{1\,317 \cdot 2,40}{3} = 1\,054 \text{ kg-mM}_s$$

Otro momento que se ejerce sobre el muro es el momento creado por el peso propio del mismo. A este momento también se le conoce como momento resistente, debido que el peso de la estructura del muro es el que resiste los momentos que actúan sobre él (como por ejemplo el momento provocado por el empuje horizontal del suelo y el momento por el empuje del agua). Los cálculos se presentarán en la tabla y estarán basados en el siguiente dibujo.

Figura 4. **Esquema del tanque y medidas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Tabla VIII. **Momento estabilizante en el muro**

Sección	Dimenciones (m)		Area (m <sup>2</sup> )	Peso Vol, (kg/m <sup>3</sup> )	Peso Wr (kg)	Brazo (m)	Momento Mr (Kg-m)
1	0,80	2,10	0,84	2 700	2 268	0,56	1 270,08
2	0,30	2,10	0,63	2 700	1 701	0,95	1 615,95
3	1,60	0,30	0,48	2 700	1 296	0,80	1 036,8
					5 265		3 922,83

Fuente: elaboración propia.

Por lo tanto el momento resistente será:  $M_R=3\ 922,83\ \text{kg-m}$

En los siguientes pasos se busca determinar el peso que estará cargando el muro.

- Integración de cargas:

Losa

$$\text{Carga de losa}_{\text{lado menor}} = \frac{\text{C.U.} \cdot A_T}{\text{lado menor de la losa}}$$

Su ecuación de área tributaria es:

$$A_T = \frac{1}{2} \cdot B \cdot h$$

Solución

$$A_T = \frac{1}{2} \cdot 3,50 \cdot 1,75 = 3,06\ \text{m}^2$$



Entonces el cálculo para la carga de la losa sobre el muro es:

$$\text{Carga de losa}_{\text{lado menor}} = \frac{590 \cdot 3,06}{3,50} = 515,83 \text{ kg/m}$$

Su ecuación de carga de viga es:

$$\text{Carga de viga} = \rho_{\text{concreto}} \cdot b \cdot h$$

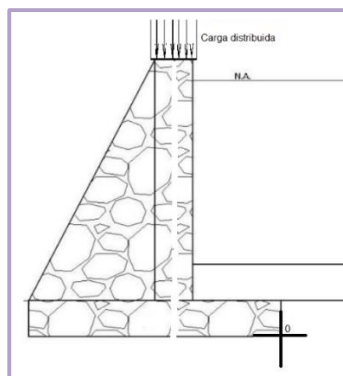
Solución

$$\text{Carga de viga} = 2\,400 \cdot 0,15 \cdot 0,25 = 90 \text{ kg/m}$$

Su carga total es:

$$\begin{aligned} \text{Carga total}_{\text{sobre el muro}} &= \text{Carga de losa}_{\text{lado menor}} + \text{Carga de viga} \\ \text{Carga total}_{\text{sobre el muro}} &= 515,83 + 90 = 605,83 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Figura 5. **Carga distribuida sobre el muro del tanque**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Lo obtenido en el paso anterior es una carga distribuida, para tomarla como una carga puntual se multiplica por una franja unitaria. Esta será considerada de 1 m.

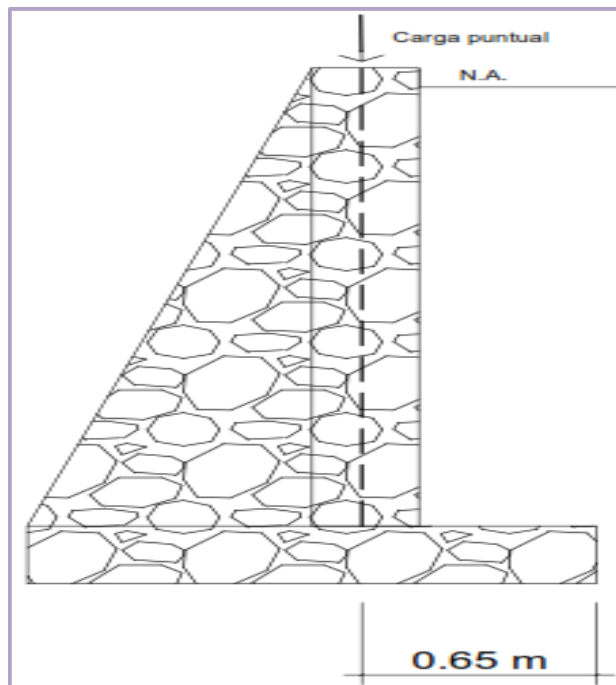
Su carga puntual es:

$$\text{Carga puntual}_{\text{sobre el muro}} = \text{Carga Total}_{\text{sobre el muro}} * \text{franja unitaria.}$$

$$\text{Carga puntual}_{\text{sobre el muro}} = 605,83 * 1 = 605,83 \text{ Kg.}$$

El momento provocado por la carga puntual del muro es:

Figura 6. **Carga puntual sobre el muro del tanque**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Su momento de carga puntual es:

$$M_{\text{carga puntual}} = \text{Carga puntual}_{\text{sobre el muro}} * \text{distancia.}$$

$$M_{\text{carga puntual}} = 605,83 * 0,65 = 593,80 \text{ kg-m}$$

Su carga total debido a la estructura del muro es:

$$\text{Carga total}_{\text{estructura}} = \text{Carga}_{\text{losa+viga}} + \text{Carga}_{\text{seccion del muro}}$$

$$\text{Carga total}_{\text{estructura}} = 605,83 + 5265 = 5\ 870,83 \text{ kg/m}$$

Habiendo determinado las cargas que estarán actuando sobre el muro, los momentos que estas generan y las secciones del muro, se procede a chequear la estructura contra volteo, deslizamiento y presión en el suelo. Se utilizará un factor de seguridad de 1,50.

- Chequeo contra volteo: en este chequeo se toman en cuenta los momentos que actúan sobre la estructura, para verificar que las cargas externas que actúan sobre el muro no lo vengzan.

Su factor contra volteo es:

$$F_{SV} = \frac{\sum M_{\text{cada elemento del muro}} + M_{\text{carga puntual}}}{M_S}$$

$$F_{SV} = \frac{3\ 922,83 + 593,80}{1\ 054} = 4,28$$

El factor encontrado debe ser mayor que el factor de seguridad para que la estructura cumpla contra volteo.

Si  $F_{SV} > 1,50$  entonces el cheque está correcto. Para este caso:

$$4,28 > 1,50$$

Por lo tanto, la estructura resiste a volteo.

- Chequeo contra deslizamiento

Su factor contra deslizamiento es:

$$F_D = \frac{\text{Carga total}_{\text{estructura}} * \text{Coeficiente de fricción} * \text{tg}\theta}{\text{Empuje del suelo}}$$

$$F_D = \frac{5\,870,83 * 0,90 * \text{tg}(30^\circ)}{1\,521} = 2,00$$

Si  $F_D > 1,50$  entonces no existe deslizamiento.

Debido que  $2,00 > 1,50$  indica que cumple contra deslizamiento.

- Chequeo por presión en el suelo: es aquel que se realiza entre la base del muro y la presión última del suelo. Si la capacidad de soporte del suelo no es suficiente podría provocarse una especie de volteo provocado en la estructura.

Se inicia determinando las distancias a las que las cargas actúan (de la base del muro y de la presión del suelo).

Su factor contra presión es:

$$a = \frac{M_R + M_C - M_S}{W_{\text{Total del Muro}}}$$
$$a = \frac{3\,922,83 + 593,80 - 1\,054}{5\,265} = 0,66 \text{ m}$$

Se verifica si existen presiones negativas:

$$A = 3 \cdot a > B_m$$

El producto debe ser mayor a la dimensión de la base para que no existan presiones negativas. De lo contrario se debe cambiar de largo de la base.

$$3 \cdot a = 3 \cdot 0,66 = 1,98 \text{ m}$$

$$1,98 \text{ m} > 1,60 \text{ m}$$

Esto indica que no hay presiones negativas. Se continúa con el cálculo de la excentricidad que se crea.

$$e = \frac{B_M}{2} - a$$
$$e = \frac{1,60}{2} - 0,66 = 0,14 \text{ m}$$

- Módulo de sección: es un valor que depende de las dimensiones de la base del muro y para su cálculo se considera su largo como una franja unitaria de 1m.

Su módulo de sección es:

$$S_x = \frac{1}{6} * (B_m)^2 * L$$

$$S_x = \frac{1}{6} * (1,60)^2 * 1 = 0,43 \text{ m}^3$$

Y con este módulo de sección ya se puede calcular las presiones máximas y mínimas que ejerce el suelo sobre la base y compararlas contra la capacidad soporte del suelo, para chequear la presión de carga en la estructura.

Su presión es:

$$q_{\text{máx. y mín.}} = \frac{W_{tm}}{B_M * L} \pm \frac{W_{tm} * e}{S_x}$$

$$q_{\text{máx.}} = 5\,005 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{mín.}} = 1\,576 \text{ kg/m}^2$$

Lo importante es que cumpla con la condición que la carga última de suelo sea mayor a la  $q_{\text{máx.}}$ , encontrada en el paso anterior.

$$q_{\text{máx.}} < F_s$$

$$5\,005\text{ kg/m}^2 < 16\,000\text{ kg/m}^2$$

Esto indica que el suelo será capaz de soportar las cargas que le está transmitiendo la base de la estructura.

- Diseño de la losa inferior: el volumen de agua que contendrá dentro el tanque de almacenamiento, por sus dimensiones es:

$$\text{Vol}_{\text{H}_2\text{O}} = L * B * h$$

$$\text{Vol}_{\text{H}_2\text{O}} = 5 * 3,50 * 2 = 35\text{ m}^3$$

Así que el peso que estará soportando la losa inferior del tanque es:

$$P_{\text{agua}} = \gamma_{\text{H}_2\text{O}} * \text{Vol}_{\text{H}_2\text{O}}$$

$$P_{\text{agua}} = 1\,000 * 35 = 35\,000\text{ kg}$$

El peso del agua por cada en litro sobre la losa será:

$$W_a = \frac{P_{\text{agua}}}{\text{Area de losa}}$$

$$W_a = \frac{35\,000}{5 * 3,50} = 2\,000\text{ kg/m}^2$$

Aún esta losa estará transmitiendo menos carga que la que soporta el suelo debido que:

$$W_a < F_s$$

$$2\,000 \text{ kg/m}^2 < 16\,000 \text{ kg/m}^2$$

### 2.1.8. Línea de distribución

Es el conjunto de tuberías que conducen el agua desde el tanque de distribución al inicio de la red de distribución.

La línea de distribución se diseña con el caudal de hora máxima, por medio de la ecuación de Hazen & Williams.

Para el cálculo de la línea de distribución se utilizarán los siguientes datos:

Caudal de hora máxima	1,94 l/s
Período de diseño	22 años
Tipo de distribución	domiciliar
Población futura	628 habitantes
Viviendas futuras	94 viviendas
Factor de día máximo	1,4
Distancia	70,25
Tubo PVC Norma	ASTM 2 241

- Cálculo de la línea de distribución de E-T a E-33

El diámetro de tubería se determina aplicando la ecuación de Hazen & Williams. En este tramo es necesaria la menor pérdida de carga ( $h_f$ ), para que exista una presión adecuada en los tramos siguientes. Por ello se colocará un  $\varnothing_{\text{comercial}} = 2''$ , con un  $\varnothing_{\text{interno}} = 22,21''$  (160 psi).



Su ecuación de pérdida es:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L * Q_{hm}^{1,85}}{C^{1,85} * \varnothing_e^{4,87}}$$

Donde

$\varnothing_e$  = diámetro interno de la tubería

L = longitud de tubería

$Q_{hm}$  = caudal de hora máxima

C = coeficiente de rugosidad

$H_f$  = pérdida de carga

Datos

$\varnothing_e$  = 2,21 plg

L = 70,25 m

$Q_{hm}$  = 1,94 l/s

C = 150 para PVC

Solución

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 70,25 * 1,94^{1,85}}{150^{1,85} * 2,21^{4,87}} = 1,35 \text{ m}$$

La velocidad del agua en tuberías de conducción forzada recomendada va de 0,60 m/s como mínimo a 3,00 m/s como máximo, para que no exista sedimentación o desgaste de acuerdo a las normas del Infom. Sin embargo los

fabricantes recomiendan velocidades con rangos más altos y bajos que varían de 0,40 m/s a 5,00 m/s.

Su ecuación de velocidades es:

$$v = \frac{1,974 \cdot Q_{hm}}{\varnothing_e^2}$$

Solución

$$v = \frac{1,974 \cdot 1,94}{2,21^2} = 0,96 \text{ m/s}$$

La velocidad del agua es aceptable, ya que se encuentra entre el rango recomendado, garantizando que no habrá sedimentación o desgaste.

La cota piezométrica es la altura hidráulica en cualquier punto de una línea de conducción o distribución. Esta se calcula restando a la cota del punto anterior la pérdida de carga ( $h_f$ ) en el tramo. Se produce cuando en la tubería, que está llena de agua, existe flujo y es la diferencia entre la cota piezométrica y la cota del terreno del punto en estudio, se calcula por medio de la siguiente ecuación.

Cota piezométrica (C.P.) en E-T = altura de salida -  $H_f$

C.P. = 1 020 - 1,35 = 1 018,65 m

Se produce cuando en la tubería, que está llena de agua, existe flujo y es la diferencia entre la cota piezométrica. La cota del terreno del punto en estudio, se calcula por medio de la siguiente ecuación.

Presión dinámica (PD) = C.P.-cota de terreno

P.D. = 1 018,65-991,83=26,82 m

Presión estática (PE)=altura de salida-cota de terreno

P.E. = 1 020-991,83=28,17 m

#### **2.1.9. Red de distribución**

Son los conductos de abastecimiento que alimentan de agua a cada propiedad. Su capacidad debe ser suficiente para satisfacer la demanda más alta que puede ocurrir durante el período de diseño.

La red recibe el agua de la línea de distribución para luego entregarla a los sectores de consumo.

Los conductos de la red de distribución estarán conformados por circuitos abiertos, para obtener caudales y presiones compensados se encontrarán 7 ramales abiertos. Los conductos principales serán de mayor diámetro, los cuales alimentan a los secundarios, el diámetro a utilizar es de 0,75", 1", 1,25", 1,50", y 2,00". Con presiones de 160 y 250 PSI.

Su ecuación de caudal unitario es:

$$Q_u = \frac{Q_{hm}}{V_f}$$

Donde

$Q_u$  = caudal unitario

$Q_{hm}$  = caudal de hora máxima

$V_f$  = viviendas futuras

Datos

$Q_{hm} = 1,94$  l/s

$V_f = 94$

Solución

$$Q_u = \frac{1,94}{94} = 0,021 \text{ l/s/vivienda}$$

- Cálculo de la red de distribución de E-33 a 15

El diámetro de tubería se determina aplicando la ecuación de Hazen & Williams, para cada tramo en estudio. En este tramo es necesaria la menor pérdida de carga  $h_f$ , para que exista una presión adecuada en los tramos siguientes. Por ello se colocará un  $\varnothing_{comercial} = 2"$ , con un  $\varnothing_{interno} = 2,21"$  (160 psi).

Su ecuación de pérdida es:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L * Q_t^{1,85}}{C^{1,85} * \varnothing_e^{4,87}}$$

Donde

$\varnothing_e$  = diámetro interno de la tubería

L = longitud de tubería

$Q_t$  = caudal de diseño tramo

C = coeficiente de rugosidad

Datos

$\varnothing_e$  = 2,21 plg

L = 176,22 m

$Q_t$  = 0,201 l/s

C = 150 para PVC

Solución

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 176,22 * 0,201^{1,85}}{150^{1,85} * 2,21^{4,87}} = 2,74 \text{ m}$$

La velocidad del agua en tuberías de conducción forzada recomendada va de 0,60 m/s como mínimo a 3,00 m/s como máximo. Esto para que no exista sedimentación o desgaste de acuerdo a las normas del Infom. Sin embargo los fabricantes recomiendan velocidades con rangos más altos y bajos que varían de 0,40 m/s a 5,00 m/s.

Su ecuación de velocidades es:

$$v = \frac{1,974 * Q_t}{\varnothing_e^2}$$

Solución

$$v = \frac{1,974 * 0,201}{2,21^2} = 0,86 \text{ m/s}$$

La velocidad del agua es aceptable, ya que se encuentra entre el rango recomendado, garantizando que no habrá sedimentación o desgaste.

La cota piezométrica es la altura hidráulica en cualquier punto de una línea de conducción o distribución. Esta se calcula restando a la cota del punto anterior la pérdida de carga ( $H_f$ ) en el tramo.

Cota piezométrica (CP) en E-T = altura de salida -  $H_f$

CP = 1 018,65 - 2,74 = 1 015,91 m

Se produce cuando en la tubería, que está llena de agua, tiene flujo y es la diferencia entre la cota piezométrica y la cota del terreno del punto en estudio. Se calcula por medio de la siguiente ecuación.

Presión dinámica (PD) = C.P. - cota de terreno

PD = 1 015,91 - 991,83 = 24,08 m

Presión estática (PE) = altura de salida - cota de terreno

PE

=1 018,65-960,87=30,96 m

### **2.1.10. Obras de arte**

Son utilizadas cuando en algún tramo de tubería se tienen características especiales de condiciones desfavorables en el diseño hidráulico. Esto como una mayor presión de trabajo, que la resistente en la tubería, o cuando es necesario salvar una depresión de terreno o atravesar un río. Entre las obras de arte utilizadas se encuentran:

- Caja rompepresión
- Pasos aéreos
- Cajas unificadoras de caudal
- Cajas distribuidoras de caudal
- Cajas para válvulas

En este proyecto únicamente se incorporarán al diseño, cajas para válvulas de compuerta y retención. También el punto de entrada al tanque y salida del tanque, en los puntos iniciales de los ramales de la red de distribución. Para controlar la circulación del agua, como en la de bombeo para minimizar el golpe de ariete, (ver plano 6/7 en apéndice 4).

### **2.1.11. Válvulas**

Las válvulas que se emplean en los sistemas de agua son: de compuerta, de globo, de paso, de flotador, de automáticas de aire y otros.

### **2.1.11.1. Válvulas de compuerta**

Estas pueden ser de hierro fundido, de bronce y de plástico. Las primeras se emplean para diámetros de 6" en adelante, las de bronce son más económicas que las de hierro fundido de 4" de diámetro y menos. Las de plástico se emplean en los equipos dosificadores de solución de hipoclorito de calcio.

Cuando se diseña un acueducto debe especificarse el tipo de válvula, el diámetro y la presión de servicio.

Según el uso que se les destine, las válvulas de compuerta pueden ser de limpieza. Esto para seccionar tramos de tuberías y a la entrada y salida de tanques y otras estructuras.

### **2.1.11.2. Válvulas de compuerta para limpieza**

Estas válvulas sirven para extraer de la tubería la arena, hojas o cualquier otro cuerpo que haya ingresado a la tubería. Estos tienden a depositarse en los puntos bajos del perfil. Como válvula de limpieza se emplea una válvula de compuerta, de diámetro igual al de la tubería que sirve.

### **2.1.11.3. Válvulas de globo**

Estas se emplean en las conexiones domiciliarias, tanto para suspender temporalmente el servicio, como para regular el caudal.



#### **2.1.11.4. Válvulas de paso**

Se emplean en las conexiones domiciliarias, pero se desgastan rápidamente si con ellas se trata de regular el caudal. Razón por la que, para este caso, usualmente se sustituye por una válvula de globo.

#### **2.1.11.5. Válvulas automáticas de aire**

El aire disuelto en el agua, o aquel que quede atrapado dentro de la tubería, tiende a depositarse en los puntos altos del perfil de la tubería. La cantidad de aire que puede acumularse reduce la sección de la tubería y por ende, su capacidad de conducción. La cantidad acumulada de aire puede ser tanta que llega a impedir completamente la circulación del agua. Las válvulas automáticas de aire se escogen con base en la presión de servicio en los puntos altos donde se estime que debe colocarse una.

#### **2.1.11.6. Válvula de alivio**

Esta es de acción automática para tener regulación automática de la presión.

El uso principal de esta válvula es para compensar el golpe de ariete y se abre con lentitud conforme aumenta la presión para regularla.

#### **2.1.11.7. Válvula de retención**

Generalmente se utiliza en las líneas de bombeo y está destinada a impedir una inversión de la circulación del líquido. Esto en el sentido deseado abre la válvula y al invertirse la circulación se cierra.

### **2.1.12. Conexiones domiciliarias**

Consiste en la instalación de un chorro o grifo en el predio de las viviendas. Los componentes son: válvula de paso de ½" de diámetro, tubo de hierro galvanizado de ½" de diámetro, anclaje de mampostería de piedra bola y grifo de ½" de diámetro.

Las conexiones domiciliarias están compuestas por los siguientes elementos:

- Conexión a la tubería con diámetro de ½"
- Válvula de paso
- Contador
- Llave de compuerta
- Válvula de cheque

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

La operación y mantenimiento de un sistema de agua potable comprende una serie de acciones que deben llevarse a cabo. Con el objeto de prever daños o perjuicios en la red, obras hidráulicas o equipos; con la intención de garantizar un buen funcionamiento del sistema en el servicio.

#### **2.1.13.1. Gastos de operación (O)**

Se tiene contemplada la contratación de un fontanero. Este tendrá a su cargo la operación del servicio de agua, manteniendo una constante supervisión a los accesorios de este sistema para mantenerlo operando eficientemente.

#### **2.1.13.2. Gastos de mantenimiento (M)**

Se tiene contemplado, para los gastos de mantenimiento, la compra de accesorios como tubos, pegamentos, codos, llaves, uniones, y otros. Esto durante el proceso de operación del proyecto.

#### **2.1.13.3. Gastos de desinfección (D)**

Para mantener el sistema de desinfección funcionando es necesario tener una dotación constante de pastillas de tricloro de 300 mg. Además se determinó que en un mes serán necesarios XXX tabletas para cumplir la demanda de cloro requerida.

#### **2.1.13.4. Gastos de administración (A)**

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

#### **2.1.13.5. Gastos de reserva (R)**

Cantidad de dinero dedicada a cualquier imprevisto que afecte el proyecto. Será del 10 % de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

A continuación se presenta el cuadro resumen de los gastos de operación y mantenimiento:

Tabla IX. **Gasto de operación y mantenimiento**

<b>Renglón</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio unitario</b>	<b>Precio total</b>
Operación (fontanero)	Mes	1	Q 2 500,00	Q 2 500,00
Mantenimiento	Global	1	Q 300,00	Q 300,00
Administración	%	15	Q 345,00	Q 420,00
Reserva	%	10	Q 230,00	Q 280,00
<b>Total gasto de operación y mantenimiento</b>				<b>Q 3 500,00</b>

Fuente: elaboración propia.

#### 2.1.14. Propuesta de tarifa

Para que el sistema cumpla con su objetivo y sea auto sostenible, se requiere de un fondo de operación y mantenimiento. Esto se ha calculado anteriormente, por lo que se determina una tarifa que cada una de las viviendas deberá cancelar, con la fórmula siguiente:

$$TAR = \frac{O+M+D+A+R}{\text{Núm. de viviendas}}$$

$$TAR = \frac{Q 3 500}{94} = Q 37,23$$

Se establece una cuota de Q 37,23 por vivienda. Esta servirá para pagar los gastos de fontanero y materiales de servicio.

### **2.1.15. Elaboración de planos**

Los planos constructivos para el sistema de abastecimiento de agua potable fueron elaborados con base al diseño hidráulico. Esto con ayuda de AutoCAD 2015. Se debe tener una serie de conocimientos básicos, con la finalidad de obtener un producto final de alta calidad en la información generada, siendo los siguientes:

- Plano de planta general-topografía y densidad de población
- Planos de planta-perfil línea de impulsión y E-T a E-15
- Planos de planta-perfil tramo E-15 a E-01
- Planos de planta-perfil tramo E-15 a E-27
- Planos de planta-perfil E-12 a E-42 y E-18 a E-49
- Plano de detalles tanque de distribución
- Plano de detalles de válvulas y caseta de bombeo

### **2.1.16. Elaboración de presupuesto**

El presupuesto para el proyecto de agua potable asciende a la cantidad de Q 502 796,79 el que se presenta a continuación:

Tabla X. Presupuesto del proyecto de agua potable

Núm.	Renglones	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
1	Trazo y replanteo topográfico	mL	1 984,97	Q 1,64	Q 3 255,35
2	Colocación de tubería de Ø 2 1/2" HG	mL	84,45	Q 281,44	Q 23 767,61
3	Excavación, (línea de impulsión y red de distribución)	m3	595,2	Q 82,18	Q 48 913,54
4	Caseta y equipo de bombeo	unidad	1,00	Q 59 148,46	Q 59 148,46
5	Tanque de distribución de 36 metros cúbicos	global	1,00	Q 54 707,53	Q 54 707,53
6	Caja de válvulas de control	unidad	6,00	Q 3 430,69	Q 20 584,14
7	Caja de válvulas de alivio	unidad	1,00	Q 3 430,69	Q 3 430,69
8	Colocación de tubería de Ø 2 1/2" PVC	mL	370,46	Q 71,06	Q 26 324,89
9	Bodega y herramientas	global	1,00	Q 16 073,79	Q 16 073,79
10	Colocación de tubería de Ø 2" PVC 160 psi	mL	246,47	Q 61,45	Q 15 145,58
11	Colocación de tubería de Ø 1 1/2" PVC 160 psi	mL	201,68	Q 49,81	Q 10 045,68
12	Colocación de tubería de Ø 1 1/4" PVC 160 psi	mL	450,88	Q 42,01	Q 18 941,47
13	Colocación de tubería de Ø 1" PVC 160 psi	mL	533,45	Q 38,73	Q 20 660,52
14	Colocación de tubería de Ø 3/4" PVC 250 psi	mL	182,03	Q 33,91	Q 6 172,64
15	Colocación de válvula de control de Ø 2 1/2"	unidad	3,00	Q 2 427,65	Q 7 282,95
16	Colocación de válvula de control de Ø 2"	unidad	2,00	Q 2 197,83	Q 4 395,66
17	Colocación de válvula de control de Ø 1 1/2"	unidad	2,00	Q 1 817,07	Q 3 634,14
18	Colocación de válvula de control de Ø 1"	unidad	2,00	Q 1 657,77	Q 3 315,54
19	Colocación de válvula de Alivio de Ø 2 1/2"	unidad	1,00	Q 3 187,65	Q 3 187,65
20	Construcción de acometidas domiciliarias	unidad	94,00	Q 1 356,51	Q 127 511,94
21	Construcción de caja y colocación de hipoclorador	unidad	1,00	Q 13 050,04	Q 13 050,04
22	Accesorios de tubería de la línea de distribución	global	1,00	Q 5 411,20	Q 5 411,20
23	Relleno	m3	582,50	Q 13,45	Q 7 835,79
Precio del proyecto				Q	502 796,79

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.17. Evaluación socioeconómica

La evaluación de este proyecto se realizó mediante la información obtenida de visitas y encuestas a los propietarios de las viviendas. Se les dio a conocer los beneficios a obtener con la construcción del proyecto, considerando la situación económica actual de la población, identificando, midiendo y valorando en términos monetarios la posibilidad de una tarifa mensual. Por ello se concluye están de acuerdo, ya que les representaría beneficios en salud,

eliminación de molestias por falta de agua, mayor consumo del recurso, manteniendo un servicio regular y eficiente todos los días del año.

### 2.1.17.1. Valor presente neto (VPN)

Este puede desplegar tres posibles respuestas:

$$\text{VPN} < 0$$

$$\text{VPN} = 0$$

$$\text{VPN} > 0$$

Cuando  $\text{VPN} < 0$ , está advirtiéndole que el proyecto no es rentable.

Cuando  $\text{VPN} = 0$ , indica exactamente que el proyecto está generando el porcentaje de utilidad que se desea.

Cuando  $\text{VPN} > 0$ , indica que el proyecto es rentable.

A continuación se detalla el cálculo del VPN del proyecto:

Inversión inicial	Q 502 796,79
Costo de operación y mantenimiento	Q 3 500,00/mes
Costo de operación y mantenimiento	Q 42 000,00/anual
Tiempo de diseño	22 años
Tasa de interés anual	12 %

$$\text{VPN} = \text{Inversión inicial} - \text{costo de o. y m. anual} * \frac{(1+i)^{n-1}}{i(1+i)^n}$$

$$VPN = 502\,796,79 - 42\,000,00 * \frac{(1+0,12)^{22-1}}{0,12(1+0,12)^{22}}$$

$$VPN = 180\,321,54$$

Esto indica que el proyecto es rentable.

### **2.1.17.2. Tasa interna de retorno (TIR)**

Esta se interpreta como la tasa mínima que tiene un proyecto para recuperar la inversión sin tener ganancias. En este caso, por ser un proyecto social, no se recuperará la inversión inicial. Por ello el proyecto no tiene TIR.

### **2.1.18. Estudio de Impacto Ambiental inicial (EIA)**

Mediante la Evaluación de EIA, se determinaron que los impactos negativos del proyecto. Estos se dan en la etapa de construcción y operación.

- En construcción: el elemento que se verá más afectado será el suelo, debido a que en la etapa de zanjeo existirá movimiento de tierras, provocando que las partículas de polvo queden suspendidas en el aire.

Pero este se dará únicamente en la etapa de construcción y sus efectos no son significativos. Además, se contará con medidas de mitigación tales como el riego constante, para minimizar estos efectos.

Se dará un impacto positivo, ya que la construcción del sistema proporcionará empleo a las familias del lugar, situación que se verá reflejada en sus ingresos.



- En operación: este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, ya que solo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio por ser removido al momento de la excavación. Este, a su vez, provocará polvo en ocasiones, debido a las condiciones del clima, como el viento, un día soleado, y otros.

Como impacto ambiental positivo se podría mencionar la minimización de casos de enfermedades gastrointestinales debido al agua no potabilizada.

Otro impacto positivo que este proyecto generará es que el lugar mejorará visualmente. El panorama en general del lugar será más agradable, limpio y se verá mejor con el entorno natural que rodea a la localidad. Esto cambiará la calidad de vida de sus habitantes.

## **2.2. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario**

Para este proyecto se utilizó como referencia las normas generales para el diseño de alcantarillados del Infom. Así como las especificaciones de los fabricantes de tuberías.

### **2.2.1. Descripción del proyecto**

La necesidad se identificó mediante una investigación de la problemática real que viven los pobladores del área. Esto porque al igual que la mayoría de comunidades del municipio de Agua Blanca, presentan aún deficiencias en infraestructura básica. Por ello, la mayoría de las necesidades parecieran ser prioritarias, debido que cada una presenta una problemática que afecta directamente a los pobladores de distintos sectores de la población. De estos los sectores marginales presentan más deficiencias en los servicios.

El proyecto consiste en el diseño del drenaje sanitario para la aldea El Carrizal, del municipio de Agua Blanca, Jutiapa. La red tiene una longitud de 1 656,41 m, para lo cual se diseñaron 49 pozos de visita. La tubería a utilizar será bajo la Norma ASTM F 949, para este proyecto, será la tubería Novafort, proporcionada por su fabricante, Amanco, y tendrá un diámetro mínimo de 6". Las pendientes de la tubería se tomaron, en la medida de lo posible, de acuerdo a la pendiente del terreno, percatándose de no rebasar las velocidades y caudales máximos y mínimos.

### **2.2.2. Período de diseño**

Es el período de funcionamiento eficiente del sistema. Pasado este período es necesario rehabilitarlo. Los sistemas de alcantarillado serán proyectados para llenar adecuadamente su función durante un período de 20 a 30 años, a partir de la fecha de construcción.

### **2.2.3. Dotación**

La dotación está relacionada íntimamente con la demanda que necesita una población específica, para satisfacer sus necesidades básicas. Esto significa que dotación es la cantidad de agua que necesita un habitante en un día, para satisfacer sus demandas biológicas.

Es por esta razón que la dimensional de la dotación viene dada en litros/habitante/día.

La dotación está en función de la categoría de la población que será servida, y varía de 50 a 300 l/hab/día.

Como se trata de un lugar lejano a la cabecera municipal de Agua Blanca, se considera un lugar rural, por lo tanto se establece una dotación de 100 l/hab/día. Esta se utilizará en el diseño de dicho sistema.

#### **2.2.4. Factor de retorno**

Este factor sirve para afectar el valor de caudal domiciliar. En virtud de que no toda el agua de consumo humano va a ser utilizada para ciertas actividades específicas, ya que existe una porción que no será vertida al drenaje de aguas negras domiciliarias, como los jardines y lavado de vehículos. Para tal efecto, la dotación de agua potable es afectada por dicho factor, que puede variar entre 0,70 y 0,80. Para efectos del presente diseño se tomará un valor de 0,80.

#### **2.2.5. Fórmulas para el cálculo hidráulico**

A continuación se describen las fórmulas que se utilizarán para el cálculo hidráulico:

##### **2.2.5.1. Fórmula de Chezy**

Fórmula utilizada para encontrar la velocidad:

$$V=C*\sqrt{R*S}$$

Donde

V = velocidad en m/s

R = radio hidráulico

S = pendiente en %

El tipo de tubería a utilizar para el presente proyecto será PVC.

Las velocidades mínimas y máximas de caudal sanitario son de 0,60 a 3 m/s respectivamente.

### 2.2.5.2. Fórmula de Manning

Mediante experimentos, Manning llegó a la conclusión de que el coeficiente “C”, en la fórmula de Chezy, debería variar como  $R_H^{1/6}$ . Donde C es el coeficiente de velocidad que depende del radio hidráulico.

$$C = \frac{R^{2/3}}{n}$$

Donde

R = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

C = coeficiente de Maning

Después de sustituir en la fórmula de Chezy el coeficiente de Maning, queda así:

$$V = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

El valor del coeficiente “n” depende del material de la tubería. Para drenajes se utilizan los siguientes valores:

$n = 0,009$  para tubo PVC bajo la Norma ASTM F 949, la cual se estará utilizando en el presente proyecto.

$n = 0,010$  para tubo PVC bajo la Norma ASTM D 3034.

$n = 0,013$  para tubo de cemento de diámetro mayor a 24".

$n = 0,015$  para tubo de cemento de diámetro menor a 24".

### **2.2.5.3. Fórmula de continuidad**

Para efecto de cálculo se considera que equivale al régimen permanente uniforme. Esto es flujo permanente en el cual la velocidad media permanece constante, en cualquier sección, por el efecto de la gravedad y con una velocidad tal que la carga disponible, compense el rozamiento.

La ecuación de continuidad se expresa de la siguiente forma:

$$Q = V \cdot A$$

Donde

Q = caudal en  $m^3/s$

V = velocidad en m/s

A = área en  $m^2$

### **2.2.6. Pendiente**

La pendiente está en función del terreno.

## **2.2.7. Determinación del caudal de diseño**

Para determinar el caudal de diseño es necesario obtener los siguientes caudales:

### **2.2.7.1. Caudal domiciliar (Q dom)**

El agua que una vez ha sido utilizada por las personas, para limpieza o producción de alimentos y es vertida en el drenaje. Está relacionada con la dotación del suministro de agua potable, menos una porción que no será vertida en el drenaje, como los jardines y lavado de vehículos.

$$Q_{\text{dom}} = \frac{(\text{Núm hab}) * (\text{dotación}) * (\text{F.R.})}{86\ 400}$$

Donde

Núm. hab. = número de habitantes

Dotación = agua en l/hab/día

F.R. = factor de retorno en %

Q<sub>dom</sub> = caudal domiciliar en l/s

### **2.2.7.2. Caudal comercial (Q com)**

Es el agua de desecho de las edificaciones comerciales, corredores, restaurantes, hoteles y otros. La dotación comercial varía entre 600 y 3 000 l/com/día, dependiendo del tipo de comercio.

Particularmente para este proyecto se utilizara el 20 % del caudal domiciliar (según parámetros de Infom).

### **2.2.7.3. Caudal de Infiltración ( Q inf)**

Para este caudal se toma en cuenta la profundidad del nivel freático del agua subterránea. Esto con relación con la profundidad de las tuberías, la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas usadas en las tuberías y la calidad de mano de obra y supervisión con que se cuente durante la construcción.

En este caso, el caudal de infiltración se considera cero, ya que en el sistema de alcantarillado de este proyecto, se utilizará tubería PVC Norma ASTM F 949.

### **2.2.7.4. Caudal de conexiones ilícitas**

Este es un caudal producido por las viviendas, que conectan las bajadas de agua pluvial al alcantarillado sanitario. Para considerar este tipo de conexiones existe una fórmula que contempla entre sus parámetros la precipitación pluvial:

$$Q_{\text{con-ili}} = 10-20 \% Q_{\text{dom}}$$

Donde

$Q_{\text{con-ili}}$  = caudal de conexiones ilícitas en l/s

$Q_{\text{dom}}$  = caudal domiciliar en l/s

Particularmente para este proyecto se utilizará el 20 % del caudal domiciliar (según parámetros de Infom).

#### **2.2.7.5. Caudal industrial (Q ind)**

En el agua de desecho de las industrias, como fábrica textiles, licoreras, refrescos, alimentos, entre otros. Si no se cuenta con el dato de la dotación de agua suministrada se puede tomar una cifra entre 1 000 y 18 000 l/ind/día.

En el presente diseño no se tomará en cuenta este caudal, ya que no existe ningún tipo de industria que pueda afectar directamente al sistema de drenaje.

#### **2.2.7.6. Caudal sanitario (Q san)**

El caudal sanitario está formado por las aguas servidas producto de: caudal domiciliar, comercial, industrial, por infiltración y conexiones ilícitas.

$$Q_{san} = Q_{dom} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{inf} + Q_{con-ili}$$

No se tomarán en cuenta, para efectos de diseño, el caudal industrial y comercial, ya que no existen edificaciones de esta categoría en el lugar, al igual que el caudal comercial. De la misma manera se elimina el caudal por infiltración, ya que se utilizará tubería PVC junta rápida. Por ello, el caudal sanitario se reduce a la siguiente expresión:

$$Q_{san} = Q_{dom} + Q_{com} + Q_{con-ili}$$

#### **2.2.7.7. Factor de Caudal Medio (Fqm)**

Es un factor que regula la aportación del caudal en la tubería. Se considera que es el caudal que aporta cada habitante, más la suma de todos



los caudales, que son: doméstico, de infiltración, conexiones ilícitas, comerciales e industriales, entre la población total. Este factor debe estar entre los rangos de 0,002 a 0,005. Si da un valor menor, se tomará 0,002 y si fuera mayor, se tomará 0,005. Considerando siempre que este factor, no esté demasiado distante de los rangos máximo y mínimo establecidos, ya que podría quedar subdiseñado o sobre diseñado el sistema, según fuera el caso.

$$F_{qm} = \frac{Q_{san}}{\text{Núm. hab.}}$$

Donde

$Q_{san}$  = caudal sanitario L/seg  
Núm. hab. = número de habitantes  
 $F_{qm}$  = factor de caudal medio

El factor de caudal medio se puede obtener de cualquiera de las siguientes tres maneras:

- Según la Dirección General de Obras Públicas (DGOP):

$$0,002 \leq F_{qm} \leq 0,005$$

- Según la Municipalidad de Guatemala:

$$F_{qm} = 0,003$$

- Según el Instituto de Fomento Municipal:

$$F_{qm} = 0,0046$$

#### **2.2.7.8. Factor de Harmon (FH)**

Es un factor que está en función del número de habitantes, localizados en el área de influencia. Regula un valor máximo de las aportaciones por uso doméstico para las horas pico.

Se expresa por medio de la fórmula Harmon, cuyo valor disminuye si la población aumenta y aumenta si la población disminuye.

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

Donde

F.H. = factor de Harmon

P = población a servir en miles

#### **2.2.7.9. Caudal de diseño (Q dis)**

Es el caudal con el que se diseñará cada tramo del sistema sanitario, de acuerdo con los datos obtenidos o investigados y aplicados en un período de diseño. Será la suma de:

- Caudal máximo de origen doméstico, caudal de infiltración, caudal de conexiones ilícitas, caudal industrial y comercial. Esto según las

condiciones particulares de estos establecimientos, las cuales no serán incluidos en el presente diseño.

El caudal de diseño en cada tramo será igual a multiplicar el factor de caudal medio, el factor de Harmon y el número de habitantes a servir. La fórmula para el cálculo del caudal de diseño es:

$$Q_{dis} = \text{Núm. hab.} * F_{qm} * F.H.$$

Donde

núm. hab.= número de habitantes

F<sub>qm</sub> = factor de caudal medio

F.H. = factor de Harmon

Q<sub>dis</sub> = caudal de diseño en l/s

### **2.2.8. Cálculo de cotas Invert**

Las cotas del terreno, al igual que los puntos de entrada y salida de la tubería de alcantarillado, deben calcularse de la siguiente manera:

$$CI = CT_i - (H_{min} + E_t + \text{diámetro de tubo})$$

$$CT_f = CT_i - (D_o * S\% \text{ terreno})$$

$$CIE = CI - D_o * S\%$$

$$CIS = CIE - 5\% \text{ diámetro del tubo}$$

Donde

CI = cota invert inicial

CTi = cota de terreno inicial

CTf = cota de terreno final

Hmin = altura mínima que depende del tráfico de calle

S% = pendiente expresada en porcentaje

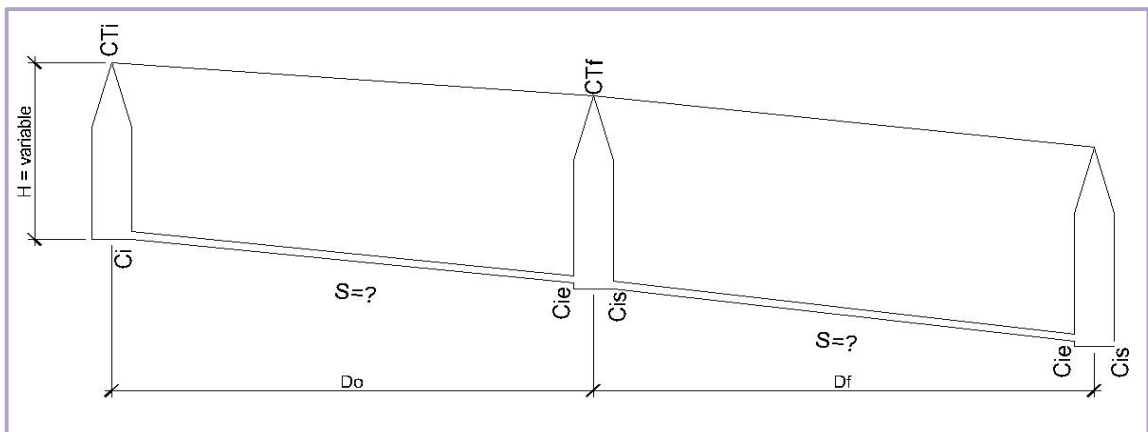
Do = distancia horizontal

Et = espesor de tubería

CIE = cota invert entrada

CIS = cota invert salida

Figura 7. Diagrama para el cálculo de cotas Invert



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

### 2.2.9. Normas y recomendaciones

En la tabla XI se presentan los valores de ancho de la zanja, los cuales están en función del diámetro de la tubería. La profundidad de colocación

respecto a la rasante tendrá una altura mínima de 0,95 y una máxima de 1,40 con respecto a la superficie. Esto según lo permite el fabricante bajo la Norma ASTM F 949.

Tabla XI. **Anchos mínimos de zanja para instalación de tubería**

Diámetro nominal		Ancho de zanja	
Mm	plg	mm	plg
100	4	0,5	20
150	6	0,55	22
200	8	0,62	24
250	10	0,67	26
300	12	0,75	28
375	15	0,8	32
450	18	0,9	36
525	21	1	40
600	24	1,1	44
675	27	1,16	46
750	30	1,25	48
825	33	1,35	50
900	36	1,45	54
1 000	42	1,55	60
1 200	48	1,8	66
1 350	54	2	72
1 500	60	2,2	78

Fuente: *Manual técnico para tubo sistemas de alcantarillado*. p 15.

### 2.2.10. Diseño del tramo E-11 a E-12

Este es un ejemplo de cálculo hidráulico del diseño de un tramo del drenaje sanitario, este se encuentra en apéndices.

## Datos de diseño

Densidad de vivienda	7 hab/vivienda
Tasa de crecimiento	2,231 %
Período de diseño	32 años
Diámetro de la tubería a utilizar en el tramo	6 pulgadas
Dotación	100 l/hab/día
Factor de retorno	0,80
Número de casas actuales a servir en el tramo	1
Número de habitantes actuales acumulados	133
Valor n a utilizar para la tubería PVC F 949	0,009
Cota de terreno inicial	966,61
Cota de terreno final	964,58 m
Distancia del tramo	29,70
Pendiente de tubería	6,95

- Caudal domiciliar

- Actual

$$Q_{\text{dom}} = \frac{133 \cdot 100 \cdot 0,80}{86\,400} = 0,123 \text{ l/s}$$

- Futuro

$$Q_{\text{dom}} = \frac{269 \cdot 100 \cdot 0,80}{86\,400} = 0,250 \text{ l/s}$$

- Caudal de comercial

- Actual

$$Q_{\text{com}} = 0,20 * 0,123 = 0,025 \text{ l/s}$$

- Futuro

$$Q_{\text{com}} = 0,20 * 0,250 = 0,050 \text{ l/s}$$

- Caudal de conexiones ilícitas

- Actual

$$Q_{\text{Con-ili}} = 0,20 * 0,123 = 0,025 \text{ l/s}$$

- Futuro

$$Q_{\text{Con-ili}} = 0,20 * 0,250 = 0,050 \text{ l/s}$$

- Caudal sanitario

- Actual

$$Q_{\text{San}} = 0,123 + 0,025 + 0,025 = 0,172 \text{ l/s}$$

- Futuro

$$Q_{San}=0,250+0,050+0,050=0,399 \text{ l/s}$$

- Factor de caudal medio (FQM)

- Actual

$$FQM=\frac{0,172}{133}=0,001$$

- Futuro

$$FQM=\frac{0,399}{269}=0,001$$

Para este proyecto, el FQM a utilizar será de 0,003.

- Factor de Harmon

- Actual

$$FH=\frac{18+\sqrt{\frac{133}{1000}}}{4+\sqrt{\frac{133}{1000}}}=4,21$$



- Futuro

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{269}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{269}{1000}}} = 4,10$$

- Caudal de diseño ( $q_d$ )

- Actual

$$q_d = 133 * 0,003 * 4,21 = 1,679 \text{ l/s}$$

- Futuro

$$q_d = 269 * 0,003 * 4,10 = 3,133 \text{ l/s}$$

- Velocidad a sección llena

$$V = \frac{0,03429 * 6^2 * \left(\frac{6,84}{100}\right)^{\frac{1}{2}}}{0,009} = 3,317 \text{ m/s}$$

- Caudal a sección llena

$$Q = 3,317 * \left[\left(\frac{\pi}{4}\right) * (6 * 0,0254)^2\right] * 1000 = 60,50 \text{ l/s}$$

- Relaciones hidráulicas q/Q

- Actual

$$\frac{q}{Q} = \frac{1,679}{60,50} = 0,0277$$

- Futuro

$$\frac{q}{Q} = \frac{3,133}{60,50} = 0,0548$$

- Relaciones hidráulicas d/D

Esta es la relación de tirantes, verificando los caudales obtenidos anteriormente, se busca en la tabla de relaciones hidráulicas de tirantes y se obtienen los siguientes datos:

- Actual

$$\frac{d}{D} = 0,1140$$

- Futuro

$$\frac{d}{D} = 0,1580$$

Lo cual indica que es correcto, ya que se encuentra entre el rango permisible, (0,06 – 0,75). Debido a que la velocidad máxima ocurre cuando la profundidad del flujo es aproximadamente 0,75D, generalmente los tubos de

alcantarillados son diseñados para que el flujo máximo alcance una altura de 0,75 a 0,80D.

- Relaciones hidráulicas  $v/V$

La relación de caudales obtenidas anteriormente, se busca en la tabla de relaciones hidráulicas. Esto con el objetivo de encontrar su respectiva relación de velocidades, de la cual se concluye que:

- Actual

$$\frac{v}{V}=0,4357 \text{ m/s}$$

- Futuro

$$\frac{v}{V}=0,5335 \text{ m/s}$$

Las velocidades son correctas, ya que se encuentran en el rango permisible (0,60 – 4 m/s), según las normas generales para el diseño de alcantarillado del Infom. Los cálculos completos de diseño se encuentran en el apéndice 3.

### **2.2.11. Componentes de la red**

A continuación se describen algunos componentes de la red que se utilizarán:

#### **2.2.11.1. Ramales**

Consta de 3 ramales, los que van colocados al centro de la calle y por donde transportan las aguas servidas.

#### **2.2.11.2. Pozos de visita**

Los pozos de visita son parte de las obras accesorias de un alcantarillado y se emplean como medio de inspección y limpieza. Según las Normas para construcción de alcantarillados se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- En toda intersección de colectores
- Al comienzo de todo colector
- En todo cambio de sección o de diámetro
- En todo cambio de dirección o pendiente
- En tramos rectos, a distancias no mayores de 100 a 120 m
- En las curvas de colectores visitables a no más de 30 m

#### **2.2.11.3. Diámetros**

El diámetro mínimo utilizado en el sistema es de 6" en tubería F 949, cumpliendo con el mínimo de las Normas del Infom. También se utilizará tubería F 949 de 8".

#### **2.2.11.4. Conexiones domiciliarias**

Una conexión domiciliar es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla común o a un punto de desagüe.

Ordinariamente, al construir un sistema de alcantarillado es costumbre establecer y dejar prevista una conexión en Y o en T en cada lote edificado, o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico.

Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de aguas subterráneas y raíces. En colectores pequeños es conveniente una conexión en Y, ya que proporciona una unión menos violenta de los escurrimientos que la que se consigue con una conexión en T.

#### **2.2.11.5. Tanque de lavado**

El agua negra arrastra sustancias jabonosas y grasas, que junto con los sólidos forman capas en las paredes del alcantarillado que van disminuyendo paulatinamente su sección útil. Hay que evitar que esto suceda mediante un lavado especial que puede efectuarse en diversas formas; la idea fundamental es la de aplicar una corriente de agua con cierta velocidad y cierta altura, es decir, de una manera repentina, ya que aun cuando existan buenas pendientes y velocidades, es siempre posible la formación de obstrucciones.

Además, con grandes gastos se pegan en la parte superior materias que al bajar el nivel del agua, quedan en contacto con el aire, descomponiéndose y produciendo malos olores; esto también debe de evitarlo el lavado. El lavado ayuda finalmente a la ventilación por cuanto la corriente de agua siempre arrastra corriente de aire.

#### **2.2.12. Propuesta de tratamiento**

Esta propuesta consiste en el diseño de una fosa séptica como un tratamiento primario y un pozo de adsorción como secundario.

### **2.2.12.1. Fosa séptica**

La fosa séptica y el sistema de pozo de absorción es el método más económico disponible para tratar las aguas negras. Pero para que este pueda funcionar apropiadamente, es importante determinar el sistema séptico adecuado para el tamaño de la familia y el tipo de suelo, además debe dársele un mantenimiento periódico. Este tipo de sistema de tratamiento de aguas negras tiene dos componentes: tanque séptico y sistema de pozo de absorción.

Una fosa séptica es un contenedor hermético cerrado, que puede construirse de ladrillo, concreto, piedra o cualquier otro material; en donde se acumulan las aguas negras y se les da un tratamiento primario, separando los sólidos de las aguas negras. Elimina los sólidos al acumular las aguas negras en el tanque y al permitir que parte de estos se asienten en el fondo del tanque mientras que los sólidos que flotan (aceites y grasas) suben a la parte superior.

Para darles tiempo a los sólidos a asentarse, el tanque debe retener las aguas negras por lo menos 24 horas. Algunos de los sólidos se eliminan del agua, algunos se digieren y otros se quedan en el tanque. Hasta un 50 % de los sólidos que se acumulan en el tanque se descomponen; el resto se acumula como lodo en el fondo y debe bombearse periódicamente del tanque.

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

- El período de retención es como mínimo 24 horas.
- Relación largo – ancho de la fosa L/A; de 2:1 a 4:1.

- Lodos acumulados por habitante y por período de limpieza, es de 30 a 60 l/hab/año.
- La capacidad máxima recomendable, para que la fosa sea funcional, debe ser de 60 viviendas.

#### **2.2.12.1.1. Cálculo del volumen**

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

$$V=ALH$$

Donde

A = ancho útil de fosa

L = largo útil de la fosa

H = altura útil

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

#### **2.2.12.2. Pozo de absorción**

Son estructuras diseñadas con el fin de que las aguas negras se oxiden y sean eliminadas por infiltración en el suelo. El primer paso en el diseño de los pozos es determinar si el suelo es el apropiado para la absorción del afluyente de la fosa séptica.

Los pozos de absorción deberán estar a una distancia mínima de 30 m de una afluyente de agua si es que existiera, y a 1 m por encima del nivel freático.

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

Este comprende una serie de acciones que deben llevarse a cabo, con el objeto de prever daños o perjuicios. La intención es garantizar un buen funcionamiento del sistema en el servicio.

#### **2.2.13.1. Gastos de operación (O)**

Se tiene contemplada la contratación de un fontanero, quien tendrá a su cargo la operación del servicio de agua. Mantendrá una constante supervisión a los accesorios de este sistema para mantenerlo operando eficientemente.

#### **2.2.13.2. Gastos de mantenimiento (M)**

Se tiene contemplado, para los gastos de mantenimiento, la compra de accesorios como tubos, pegamentos, y otros. Esto durante el proceso de operación del proyecto.

#### **2.2.13.3. Gastos de administración (A)**

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



#### 2.2.13.4. Gastos de reserva (R)

Cantidad de dinero dedicada a cualquier imprevisto que afecte el proyecto. Será del 10 % de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

A continuación se presenta el cuadro resumen de los gastos de operación y mantenimiento:

Tabla XII. Gasto de operación y mantenimiento

Renglón	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Operación (fontanero)	Mes	1	Q 2 000,00	Q 2 000,00
Mantenimiento	Global	1	Q 200,00	Q 200,00
Administración	%	15	Q 330,00	Q 330,00
Reserva	%	10	Q 220,00	Q 220,00
<b>Total gasto de operación y mantenimiento</b>				<b>Q 2 750,00</b>

Fuente: elaboración propia.

#### 2.2.14. Propuesta de tarifa

Para que el sistema cumpla con su objetivo y sea autosostenible se requiere de un fondo de operación y mantenimiento. Este se ha calculado anteriormente, por lo que se determina una tarifa que cada una de las viviendas deberá cancelar, con la fórmula siguiente:

$$TAR = \frac{O+M+A+R}{\text{Núm. viviendas}}$$

$$\text{TAR} = \frac{\text{Q } 2\,750,00}{94} = \text{Q } 29,25$$

Se establece una cuota de Q 29,25 por vivienda, que servirá para pagar los gastos de fontanero y materiales de servicio.

### **2.2.15. Elaboración de planos**

- Plano de planta general-topografía y densidad de población
- Planos de planta-perfil PV-1 A PV-7
- Planos de planta-perfil PV-7 A PV-15
- Planos de planta-perfil PV-15 A PV-23
- Planos de planta-perfil PV-23 A PV-29
- Planos de planta-perfil PV-42 A PV-12
- Planos de planta-perfil PV-35 A PV-15
- Planos de planta-perfil PV-50 A PV-18
- Plano de detalles pozos de visita

Los planos constructivos para el sistema de alcantarillado sanitario, se encuentran en el apéndice 5.

### **2.2.16. Elaboración de presupuesto**

El costo total del proyecto asciende a la cantidad de Q 1 221 155,16. Este se presenta a continuación:

Tabla XIII. **Presupuesto del proyecto de drenaje**

Núm.	Renglones	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
1	Trazo y replanteo topográfico	mL	1 656,51	Q 1,86	Q 3 081,11
2	Bodega	global	1,00	Q 16 073,79	Q 16 073,79
3	Excavación	m3	2 584,16	Q 82,26	Q 212 572,64
4	Fondo de pozo de visita	unidad	49,00	Q 1 082,92	Q 53 063,08
5	Levantado de muros de ladrillo	m2	200,00	Q 496,17	Q 99 233,11
6	Brocal y tapadera	unidad	49,00	Q 963,56	Q 47 214,44
7	Colocación de tubería Ø 6" F-949	mL	1 184,73	Q 404,02	Q 478 654,61
8	Colocación de tubería Ø 8" F-949	mL	471,78	Q 496,28	Q 234 134,98
9	Conexiones domiciliars	unidad	94,00	Q 114,00	Q 10 716,00
10	Relleno	m3	2 299,56	Q 28,88	Q 66 411,40
Precio del proyecto				Q	1 221 155,16

Fuente: elaboración propia.

### 2.2.17. Evaluación socioeconómica

Se hizo un análisis socioeconómico del proyecto de sistema de agua potable. Esto para determinar si existen utilidades o determinar si es un proyecto autosostenible.

#### 2.2.17.1. Valor presente neto (VPN)

Este puede desplegar tres posibles respuestas:

$$VPN < 0$$

$$VPN = 0$$

$$VPN > 0$$

Cuando  $VPN < 0$ , está advirtiéndolo que el proyecto no es rentable.

Cuando  $VPN = 0$ , indica exactamente que el proyecto está generando el porcentaje de utilidad que se desea.

Cuando  $VPN > 0$ , indica que el proyecto es rentable.

A continuación se detalla el cálculo del VPN del proyecto:

Inversión inicial	Q 1 221 155,16
Costo de operación y mantenimiento	Q 3 500,00/mes
Costo de operación y mantenimiento	Q 42 000,00/anual
Tiempo de diseño	22 años
Tasa de interés anual	12 %
Tiempo de diseño	32 años
Tasa de interés anual	12 %

$$VPN = \text{inversión inicial} - \text{costo de o y m anual} * \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n}$$

$$VPN = 1\,221\,155,19 - 42\,000,00 * \frac{(1+0,12)^{32} - 1}{0,12(1+0,12)^{32}}$$

$$VPN = 105\,989,17$$

Esto indica que el proyecto es rentable.

### **2.2.17.2. Tasa interna de retorno (TIR)**

Esta se interpreta como la tasa mínima que tiene un proyecto para recuperar la inversión sin tener ganancias. En este caso, por ser un proyecto social, no se recuperará la inversión inicial, por lo que el proyecto, no TIR.

### **2.2.18. Estudio de Impacto Ambiental Inicial (EIA)**

Mediante la evaluación de EIA, se determinaron que los impactos negativos del proyecto. Estos se dan en la etapa de construcción y operación.

- En construcción: el elemento que se verá más afectado será el suelo, debido a que en la etapa de zanjeo existirá movimiento de tierras. Esto provocará que las partículas de polvo queden suspendidas en el aire. Pero este se dará únicamente en la etapa de construcción y sus efectos no son significativos. Además, se contará con medidas de mitigación tales como el riego constante, para minimizar estos efectos.

Se dará un impacto positivo, ya que la construcción del sistema proporcionará empleo a las familias del lugar. Esta situación que se verá reflejada en sus ingresos.

- En operación: este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, ya que solo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio por ser removido al momento de la excavación y este, a su vez, provocará polvo en ocasiones, debido a las condiciones del clima, como el viento, un día soleado, entre otros.

Como impacto ambiental positivo se podría mencionar la no existencia de aguas servidas que fluyen sobre la superficie del suelo del lugar y la eliminación de fuentes de mosquitos y zancudos. Estos evitarán enfermedades que puedan transmitir a los habitantes del lugar.

Otro impacto positivo que este proyecto generará, es que el lugar mejorará visualmente, es decir, que el panorama en general del lugar. Este será más agradable, limpio y se verá mejor con el entorno natural que rodea a la localidad.



## CONCLUSIONES

1. El diseño de los proyectos ofrece una alternativa para satisfacer dos de las necesidades más importantes que presenta la comunidad de El Carrizal, el agua potable y drenaje sanitario. Estos contribuyen al desarrollo del lugar y brindarán una mejor calidad de vida para los habitantes.
2. La solución para abastecer la demanda de agua en la aldea es por medio de un sistema por bombeo, con un tanque de almacenamiento de 35 m<sup>3</sup> y una tubería con base en la Norma ASTM 2 241.
3. El precio por metro lineal del sistema de agua potable es de Q 237,26 se considera aceptable porque se encuentra dentro de los rangos que maneja la Municipalidad de Agua Blanca para este tipo de proyecto que son: Q 200,00 a Q 600,00 cobrando una tarifa mensual de Q 37,23 que es aceptable, por estar bajo el salario mínimo diario de una persona.
4. El diseño del sistema de drenaje sanitario se realizó con base en Norma ASTM F 949 para darle solución al problema de la profundidad de pozos, debido a la topografía y cambio de pendiente y tipo del suelo donde se realizó el diseño. No como se indica en la Norma del Infom.
5. El precio por metro lineal del sistema de drenaje sanitario es de Q 737,19 se considera aceptable porque se encuentra dentro de los rangos que maneja la municipalidad de Agua Blanca para este tipo de proyecto que



son: Q 500,00 a Q 1 000,00 cobrando una tarifa mensual de Q 29,25, que es aceptable, por estar bajo el salario mínimo diario de una persona.

6. Existen diversos factores que puedan causar impacto ambiental, contaminación de fuentes superficiales y generación de polvo debido al movimiento de tierra.

## RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Agua Blanca, Jutiapa:

1. Realizar trabajos de capacitación en la aldea El Carrizal, así como en cada comunidad donde se implemente un sistema de estos. El fin es que los habitantes sepan cómo darle el mantenimiento adecuado para que sea útil durante su periodo de diseño.
2. Revisar la bomba cada año, para darle el mantenimiento preventivo y a cada 5 años cuando cumpla el tiempo de vida útil, reemplazarla por una bomba de igual potencia. Esto debido a que el diseño fue realizado para un período de 22 años.
3. En caso no se pueda poner una válvula de alivio en el caudal de bombeo, como lo indica el plano, para evitar el golpe de ariete por su costo, se puede suplementar por cheques. Ver plano 2/5 apéndice 4.
4. Actualizar los precios presentados en los presupuestos antes de su construcción, ya que los precios de los materiales están sujetos a cambios por variaciones en la economía.
5. Para evitar el polvo será necesario programar adecuadamente el horario de zanjeo, asignando personal para riego y evitar el arrastre de las partículas de polvo por el viento.



## BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR RUIZ, Pedro. *Apuntes sobre el curso de Ingeniería Sanitaria*  
1. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 170 p.
2. CABRERA RIEPELE, Ricardo Antonio. *Apuntes de Ingeniería Sanitaria*  
2. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1989. 158 p.
3. Instituto de Fomento Municipal. *Normas generales para el diseño de alcantarillados*. Guatemala: INFOM, 2009. 38 p.
4. *Manual técnico para tubosistemas de alcantarillado*. Guatemala: NOVAFORT Y NOVALOC, 2009. 44 p.
5. QUIROA PIMENTEL, Iris Betzabé. *Diseño del sistema de drenaje sanitario para el barrio La Prolac y sistema de agua potable para la aldea Anguiatú Frontera, Municipio de Asunción Mita, Jutiapa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 168 p.

6. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable en zonas rurales*. Guatemala: UNEPAR, 1997. 66 p.

## **APÉNDICES**

1. Cálculos hidráulicos de agua potable
2. Tablas de relaciones hidráulicas
3. Cálculos hidráulicos de drenaje sanitario
4. Planos de agua potable
5. Planos de drenaje sanitario

Apéndice 1: Cálculos hidráulicos de agua potable del proyecto:  
 Diseño de sistema de agua potable para la aldea El Carrizal, Agua  
 Blanca, Jutiapa.

Nodo	Tramo		Longitud (m)	Vivienda s futuras	Caudal de diseño (lts/seg)	Diámetro teo. (plg)	Diámetro comercial propuesto	Presión de tubería (psi)	Velocidad (m/s)	Pérdidas (m)	Cota de terreno		Piezometrica		Precion dinamica	Precion estatica	Tuberia PVC	
	D	A									Inicio	Final	Inicio	Final				
Qb	PZ	T	370,46	94	2,30	2,67	2,50	160	0,64	2,37	964,70	1 020,00	1 040,00	1 025,00	5	7,10	62	
L,D	T	33	70,25	0	1,94	2,21	2,00	160	0,96	1,35	1 020,00	991,83	0,00	1 018,65	26,82	28,17	12	
2	3	33	15	176,22	10	1,73	2,21	2,00	160	0,86	2,74	991,83	960,87	1 018,65	1 015,91	24,08	30,96	29
3	4	15	12	79,00	8	1,01	1,30	1,50	160	0,89	1,84	960,87	964,58	1 015,91	1 014,07	39,48	56,05	13
4	5	12	1	450,88	24	0,50	1,35	1,25	160	0,63	6,81	964,58	1000,00	1 014,07	1 007,26	12,26	17,41	75
4	6	12	42	268,00	17	0,35	0,82	1,00	160	0,69	6,34	964,58	980,79	1 014,07	1 013,66	32,87	46,66	45
3	7	15	18	122,68	6	0,72	1,48	1,50	160	0,63	1,53	960,9	959,21	1 015,91	1 014,38	35,17	49,93	20
7	8	18	27	265,45	21	0,43	0,98	1,00	160	0,86	9,29	959,2	952,13	1 014,38	1 005,09	32,96	46,80	44
7	9	18	49	182,03	8	0,17	0,62	0,75	250	0,58	4,34	959,2	970,11	1 014,38	1 010,04	39,93	56,70	30

Apéndice 2: Tablas de relaciones hidráulicas.

q/Q	d/D	v/V	a/A
0,000001	0,001	0,019224	0,000054
0,000005	0,002	0,030507	0,000152
0,000011	0,003	0,039963	0,000279
0,000021	0,004	0,048396	0,000429
0,000034	0,005	0,056141	0,000599
0,00005	0,006	0,06337	0,000788
0,00007	0,007	0,070215	0,000992
0,000093	0,008	0,076728	0,001212
0,00012	0,009	0,08297	0,001446
0,000151	0,01	0,08898	0,001693
0,000185	0,011	0,094787	0,001952
0,000223	0,012	0,100417	0,002224
0,000265	0,013	0,105887	0,002506
0,000311	0,014	0,111215	0,0028
0,000361	0,015	0,116413	0,003105
0,000415	0,016	0,121493	0,003419
0,000473	0,017	0,126464	0,003744
0,000536	0,018	0,131335	0,004078
0,000602	0,019	0,136112	0,004421
0,000672	0,02	0,140803	0,004773
0,000746	0,021	0,145412	0,005134
0,000825	0,022	0,149945	0,005503
0,000908	0,023	0,154406	0,005881
0,000995	0,024	0,1588	0,006266
0,001086	0,025	0,163129	0,00666
0,001182	0,026	0,167398	0,007061
0,001282	0,027	0,171609	0,00747
0,001386	0,028	0,175765	0,007887
0,001495	0,029	0,179868	0,008311
0,001608	0,03	0,183921	0,008741
0,01725	0,031	0,187926	0,009179
0,001847	0,032	0,191885	0,009624
0,001973	0,033	0,1958	0,010076

q/Q	d/D	v/V	a/A
0,002103	0,034	0,19962	0,010534
0,002238	0,035	0,203503	0,010999
0,002378	0,036	0,207295	0,01147
0,002521	0,037	0,211049	0,011947
0,00267	0,038	0,214766	0,012431
0,002823	0,039	0,218448	0,012921
0,00298	0,04	0,222095	0,013417
0,003142	0,041	0,225709	0,013919
0,003308	0,042	0,229291	0,014427
0,003479	0,043	0,232842	0,014941
0,003654	0,044	0,236362	0,01546
0,003814	0,045	0,239853	0,015985
0,004019	0,046	0,243315	0,016516
0,004208	0,047	0,246749	0,017052
0,004401	0,048	0,250157	0,017594
0,004599	0,049	0,253537	0,018141
0,004802	0,05	0,256893	0,018693
0,005009	0,051	0,260223	0,019251
0,005221	0,052	0,263528	0,019813
0,005438	0,053	0,26681	0,020381
0,005659	0,054	0,270068	0,020954
0,005885	0,055	0,273304	0,021532
0,006115	0,056	0,276517	0,022116
0,00635	0,057	0,279709	0,022703
0,00659	0,058	0,282879	0,023296
0,006834	0,059	0,286029	0,023894
0,007083	0,06	0,289158	0,024496
0,007337	0,061	0,292267	0,025103
0,007595	0,062	0,295356	0,025715
0,007858	0,063	0,298427	0,026332
0,008126	0,064	0,30148	0,026953
0,008398	0,065	0,304512	0,027578
0,008675	0,066	0,307527	0,028208



Continuación del apéndice 2.

<b>q/Q</b>	<b>d/D</b>	<b>v/V</b>	<b>a/A</b>
0,008956	0,067	0,310524	0,028843
0,009243	0,068	0,313504	0,029481
0,009533	0,069	0,316466	0,030125
0,009829	0,07	0,319412	0,030772
0,010129	0,071	0,322342	0,031424
0,010434	0,072	0,325255	0,03208
0,010744	0,073	0,328152	0,032741
0,011058	0,074	0,331034	0,033405
0,011377	0,075	0,3339	0,034074
0,011701	0,076	0,33651	0,034746
0,012029	0,077	0,33958	0,035423
0,012362	0,078	0,342408	0,036104
0,0127	0,079	0,345215	0,036789
0,013043	0,08	0,348007	0,037478
0,01339	0,081	0,350786	0,038171
0,013742	0,082	0,353551	0,038868
0,014098	0,083	0,356302	0,039568
0,014459	0,084	0,359039	0,040273
0,014825	0,085	0,361764	0,040981
0,015196	0,086	0,364475	0,041693
0,015571	0,087	0,367173	0,042409
0,015951	0,088	0,369859	0,043128
0,016336	0,089	0,372532	0,043851
0,016726	0,09	0,375193	0,044578
0,01712	0,091	0,37842	0,045309
0,017518	0,092	0,380479	0,046043
0,017922	0,093	0,383103	0,046781
0,01833	0,094	0,385717	0,047522
0,018743	0,095	0,388318	0,048267
0,019161	0,096	0,390908	0,049016
0,019583	0,097	0,393487	0,049768
0,02001	0,098	0,396055	0,050523
0,020441	0,099	0,398611	0,051282

<b>q/Q</b>	<b>d/D</b>	<b>v/V</b>	<b>a/A</b>
0,020878	0,1	0,401157	0,052044
0,021319	0,101	0,403692	0,05281
0,021765	0,102	0,406216	0,053579
0,022215	0,103	0,40873	0,054351
0,02267	0,104	0,411234	0,055127
0,02313	0,105	0,413727	0,055906
0,023594	0,106	0,41621	0,056688
0,024063	0,107	0,418683	0,057473
0,024537	0,108	0,421146	0,058262
0,025015	0,109	0,423599	0,059054
0,025498	0,11	0,426042	0,059849
0,025986	0,111	0,428476	0,060648
0,026479	0,112	0,430901	0,061449
0,026976	0,113	0,433316	0,062254
0,027477	0,114	0,435721	0,063062
0,027984	0,115	0,438117	0,063873
0,028495	0,116	0,440505	0,064686
0,02901	0,117	0,442883	0,065503
0,029531	0,118	0,445252	0,066323
0,030056	0,119	0,447612	0,067146
0,030585	0,12	0,449964	0,067972
0,031119	0,121	0,452307	0,068801
0,031658	0,122	0,454641	0,069633
0,032202	0,123	0,456967	0,070468
0,03275	0,124	0,459284	0,071306
0,033302	0,125	0,461593	0,072147
0,03386	0,126	0,463893	0,07299
0,034422	0,127	0,466185	0,073837
0,034988	0,128	0,46847	0,074686
0,035559	0,129	0,470746	0,075538
0,036135	0,13	0,473014	0,076393
0,036715	0,131	0,475274	0,077251
0,0373	0,132	0,477526	0,078112

Continuación del apéndice 2.

<b>q/Q</b>	<b>d/D</b>	<b>v/V</b>	<b>a/A</b>
0,03789	0,133	0,47977	0,078975
0,038484	0,134	0,482007	0,079841
0,039083	0,135	0,484236	0,08071
0,039686	0,136	0,486457	0,081582
0,040294	0,137	0,488671	0,082456
0,040906	0,138	0,490877	0,083333
0,041523	0,139	0,493076	0,084212
0,042145	0,14	0,495268	0,085095
0,042771	0,141	0,497452	0,08598
0,043401	0,142	0,499629	0,086867
0,044036	0,143	0,501799	0,087757
0,044676	0,144	0,503961	0,08865
0,04532	0,145	0,506117	0,089545
0,045969	0,146	0,508265	0,090443
0,046622	0,147	0,510407	0,091344
0,04728	0,148	0,512541	0,092247
0,047943	0,149	0,514669	0,093152
0,048609	0,15	0,51679	0,09406
0,049281	0,151	0,518904	0,094971
0,049956	0,152	0,52011	0,095884
0,050637	0,153	0,523112	0,096799
0,051322	0,154	0,525206	0,097717
0,052011	0,155	0,527293	0,098637
0,052705	0,156	0,529374	0,09956
0,053403	0,157	0,531449	0,100485
0,054106	0,158	0,533517	0,101413
0,054813	0,159	0,535578	0,102343
0,055524	0,16	0,537633	0,103275
0,05624	0,161	0,539682	0,10421
0,056961	0,162	0,541725	0,105147
0,057686	0,163	0,543761	0,106087
0,058415	0,164	0,545792	0,107028
0,059149	0,165	0,547816	0,107972

<b>q/Q</b>	<b>d/D</b>	<b>v/V</b>	<b>a/A</b>
0,059887	0,166	0,549834	0,108919
0,06063	0,167	0,551845	0,109867
0,061377	0,168	0,553851	0,110818
0,062128	0,169	0,555851	0,111772
0,062884	0,17	0,557845	0,112727
0,063644	0,171	0,559833	0,113685
0,064409	0,172	0,561815	0,114645
0,065178	0,173	0,563791	0,115607
0,065951	0,174	0,565762	0,116571
0,066729	0,175	0,567726	0,117537
0,067511	0,176	0,569685	0,118506
0,068298	0,177	0,571638	0,119477
0,069088	0,178	0,573586	0,12045
0,069883	0,179	0,575528	0,121425
0,070683	0,18	0,577464	0,122402
0,071487	0,181	0,579395	0,123382
0,072295	0,182	0,58132	0,124363
0,073107	0,183	0,58324	0,125347
0,073924	0,184	0,585154	0,126332
0,074745	0,185	0,587063	0,12732
0,07557	0,186	0,588966	0,12831
0,0764	0,187	0,590864	0,129302
0,077234	0,188	0,592756	0,130296
0,078072	0,189	0,594644	0,131292
0,078914	0,19	0,596526	0,13229
0,079761	0,191	0,598402	0,13329
0,080612	0,192	0,600274	0,134292
0,081467	0,193	0,60214	0,135296
0,082326	0,194	0,604001	0,136302
0,08319	0,195	0,605857	0,13731
0,0840058	0,196	0,607708	0,13832
0,08493	0,197	0,609553	0,139331
0,085806	0,198	0,611394	0,140345

Continuación del apéndice 2.

q/Q	d/D	v/V	a/A	q/Q	d/D	v/V	a/A
0.086687	0.199	0.61323	0.141361	0.119069	0.233	0.672803	0.176975
0.087571	0.2	0.61506	0.142377	0.120091	0.234	0.674484	0.178052
0.08846	0.201	0.61689	0.143398	0.121118	0.235	0.676165	0.179131
0.089353	0.202	0.61872	0.144419	0.122149	0.236	0.677846	0.180212
0.09025	0.203	0.62055	0.145443	0.123183	0.237	0.679527	0.181294
0.091152	0.204	0.62238	0.146468	0.124221	0.238	0.681208	0.182377
0.092057	0.205	0.62421	0.147495	0.125263	0.239	0.682889	0.183463
0.092967	0.206	0.62604	0.148524	0.12631	0.24	0.68457	0.184549
0.093881	0.207	0.62787	0.149555	0.12736	0.241	0.686065	0.185638
0.094799	0.208	0.6297	0.150587	0.128413	0.242	0.687704	0.186728
0.095721	0.209	0.63153	0.151622	0.129471	0.243	0.689343	0.187819
0.096647	0.21	0.63336	0.152658	0.130533	0.244	0.690982	0.188912
0.097577	0.211	0.634871	0.153696	0.131598	0.245	0.692621	0.190006
0.098512	0.212	0.636643	0.154736	0.132667	0.246	0.69426	0.191102
0.09945	0.213	0.638415	0.155778	0.13374	0.247	0.695899	0.1922
0.100393	0.214	0.640187	0.156821	0.134817	0.248	0.697538	0.193299
0.10134	0.215	0.641959	0.157867	0.135897	0.249	0.699177	0.194399
0.10229	0.216	0.643731	0.158914	0.136982	0.25	0.700816	0.195501
0.103245	0.217	0.645503	0.159963	0.13807	0.251	0.702273	0.196605
0.104204	0.218	0.647275	0.161013	0.139162	0.252	0.703871	0.197709
0.105167	0.219	0.649047	0.162065	0.140258	0.253	0.705469	0.198816
0.106134	0.22	0.650819	0.163119	0.141357	0.254	0.707067	0.199923
0.107105	0.221	0.652382	0.164175	0.14246	0.255	0.708665	0.201033
0.10808	0.222	0.654108	0.165233	0.143567	0.256	0.710263	0.202143
0.109059	0.223	0.655834	0.166292	0.144678	0.257	0.711861	0.203255
0.110042	0.224	0.65756	0.167353	0.145792	0.258	0.713459	0.204369
0.111029	0.225	0.659286	0.168415	0.14691	0.259	0.715057	0.205484
0.11202	0.226	0.661012	0.169479	0.148032	0.26	0.716655	0.2066
0.113015	0.227	0.662738	0.170545	0.149158	0.261	0.718079	0.207718
0.114014	0.228	0.664464	0.171613	0.150287	0.262	0.719635	0.208837
0.115017	0.229	0.66619	0.172682	0.15142	0.263	0.721191	0.209957

Fuente: Lopez Cualla 1995

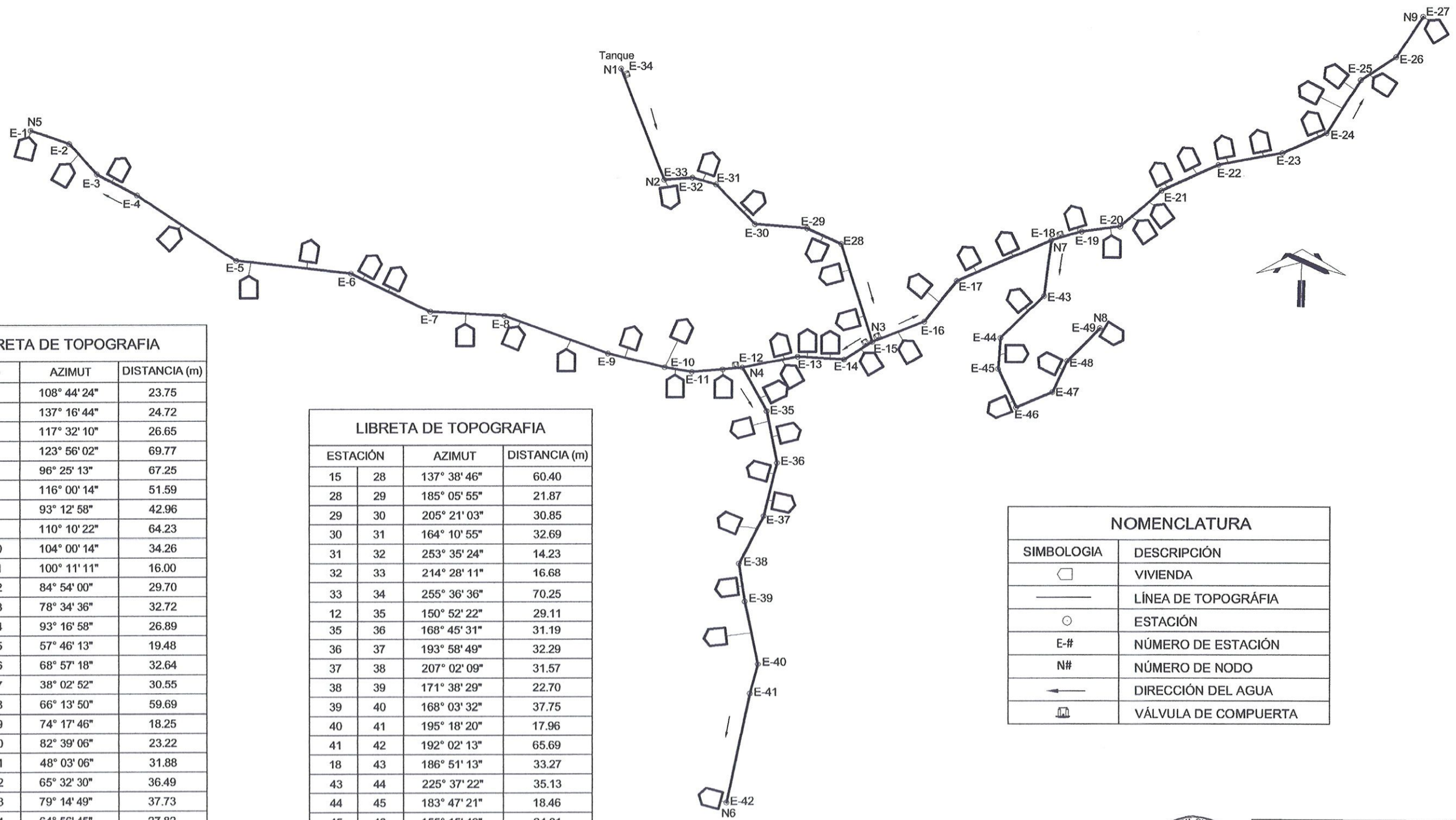
Apéndice 3: Cálculos hidráulicos drenaje sanitario del proyecto:

Diseño de sistema de drenaje sanitario para la aldea El Carrizal, Agua Blanca, Jutiapa

DE PV	A PV	COTAS TERRENO		DH (mts)	S(%) TERRENO	Nº. DE CASAS		HABITANTES		Q DOMICILIAR		Q COMERCIAL		Q CONILICITAS		Q SANITARIO		FGM		FGM A UTILIZAR	FACTOR HARMOND		qd (L/s)		Ø TUBERIA (pulg)	SECCIÓN LLENA		S% TUBO PROPLEST O	RELACIÓN q/Q		RELACIÓN v/V		RELACIÓN d/D		VELOCIDAD (m/s)		COTAS INVERT		ALTURA DE POZO	EXC. m³
		INICIO	FINAL			ACTUAL	ACUMULADO	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO		ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO		ACTUAL	FUTURO		ACTUAL	FUTURO	VEL (m/s)	Q (L/s)	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO		
1	2	1000.00	998.21	23.75	7.54	6	6	42	85	0.039	0.079	0.008	0.016	0.008	0.016	0.054	0.110	0.001	0.001	0.003	4.33	4.26	0.546	1.088	6	3.468	63.264	7.60	0.0086	0.0172	0.3045	0.3784	0.0650	0.0910	1.06	1.31	INICIO	999.05	0.95	13.54
2	3	998.21	995.38	24.72	11.45	2	8	56	113	0.052	0.105	0.010	0.021	0.010	0.021	0.073	0.147	0.001	0.001	0.003	4.30	4.23	0.723	1.439	6	4.275	77.991	11.55	0.0093	0.0185	0.3135	0.3857	0.0680	0.0940	1.34	1.65	997.25	997.22	1.00	14.76
3	4	995.38	992.56	26.65	10.58	1	9	63	128	0.058	0.118	0.012	0.024	0.012	0.024	0.082	0.165	0.001	0.001	0.003	4.29	4.21	0.811	1.613	6	4.028	73.471	10.25	0.0110	0.0220	0.3282	0.4062	0.0730	0.1020	1.32	1.64	994.36	994.33	1.05	16.79
4	5	992.56	989.31	28.77	4.66	1	10	70	142	0.065	0.131	0.013	0.026	0.013	0.026	0.091	0.184	0.001	0.001	0.003	4.28	4.20	0.899	1.786	6	2.742	50.015	4.75	0.0180	0.0357	0.3831	0.4707	0.0930	0.1290	1.05	1.29	991.60	991.57	1.00	41.86
5	6	989.31	986.85	27.25	3.66	1	11	77	156	0.071	0.144	0.014	0.029	0.014	0.029	0.100	0.202	0.001	0.001	0.003	4.27	4.19	0.987	1.959	6	2.516	45.897	4.00	0.0215	0.0427	0.4037	0.4953	0.1010	0.1400	1.02	1.25	988.25	988.22	1.10	44.39
6	7	986.85	982.93	25.59	7.80	2	13	91	184	0.084	0.171	0.017	0.034	0.017	0.034	0.118	0.239	0.001	0.001	0.003	4.25	4.16	1.161	2.301	6	3.468	63.264	7.60	0.0184	0.0364	0.3857	0.4730	0.0940	0.1300	1.34	1.64	985.53	985.50	1.35	41.86
7	8	982.93	974.83	24.96	18.85	1	14	98	199	0.091	0.184	0.018	0.037	0.018	0.037	0.127	0.257	0.001	0.001	0.003	4.25	4.15	1.248	2.471	6	5.352	97.632	18.10	0.0128	0.0253	0.3452	0.4236	0.0790	0.1090	1.85	2.27	981.58	981.53	1.40	36.02
8	9	974.83	970.63	24.23	6.54	2	16	112	227	0.104	0.210	0.021	0.042	0.021	0.042	0.145	0.294	0.001	0.001	0.003	4.23	4.13	1.421	2.810	6	3.145	57.371	6.25	0.0248	0.0490	0.4211	0.5168	0.1080	0.1500	1.32	1.63	973.76	973.73	1.10	42.52
9	10	970.63	967.21	24.26	9.98	1	17	119	241	0.110	0.223	0.022	0.045	0.022	0.045	0.154	0.313	0.001	0.001	0.003	4.22	4.12	1.507	2.978	6	4.037	73.850	10.30	0.0205	0.0404	0.3986	0.4887	0.0990	0.1370	1.61	1.97	969.71	969.68	0.95	19.48
10	11	967.21	966.61	16.00	3.75	1	18	126	255	0.117	0.236	0.023	0.047	0.023	0.047	0.163	0.331	0.001	0.001	0.003	4.21	4.11	1.593	3.146	6	2.179	39.748	3.00	0.0401	0.0791	0.4865	0.5965	0.1360	0.1900	1.06	1.30	966.15	966.12	1.10	10.56
11	12	966.61	964.58	29.70	6.84	1	19	133	269	0.123	0.250	0.025	0.050	0.025	0.050	0.172	0.349	0.001	0.001	0.003	4.21	4.10	1.679	3.313	6	3.317	60.499	6.95	0.0277	0.0548	0.4357	0.5335	0.1140	0.1580	1.45	1.77	965.64	965.61	1.00	17.76
43	42	980.79	978.9	65.69	2.88	1	20	140	284	0.130	0.263	0.026	0.053	0.026	0.053	0.181	0.368	0.001	0.001	0.003	4.20	4.09	1.764	3.479	6	2.233	40.729	3.15	0.0433	0.0854	0.4975	0.6096	0.1410	0.1970	1.11	1.36	INICIO	979.84	0.95	37.44
42	41	978.9	976.15	17.96	15.31	0	20	140	284	0.130	0.263	0.026	0.053	0.026	0.053	0.181	0.368	0.001	0.001	0.003	4.20	4.09	1.764	3.479	6	4.840	88.284	14.80	0.0200	0.0394	0.3935	0.4842	0.0970	0.1350	1.90	2.34	977.77	977.74	1.15	12.39
41	40	976.15	974.85	37.75	3.44	1	21	147	298	0.136	0.276	0.027	0.055	0.027	0.055	0.191	0.386	0.001	0.001	0.003	4.19	4.08	1.849	3.645	6	2.354	42.933	3.50	0.0431	0.0849	0.4975	0.6077	0.1410	0.1960	1.17	1.43	975.08	975.05	1.10	24.85
40	39	974.85	973.41	22.7	6.34	1	22	154	312	0.143	0.289	0.029	0.059	0.029	0.059	0.200	0.404	0.001	0.001	0.003	4.19	4.07	1.935	3.811	6	3.082	56.212	6.00	0.0344	0.0679	0.4639	0.5697	0.1260	0.1760	1.43	1.76	973.73	973.70	1.15	15.64
39	38	973.41	972.36	31.57	3.33	1	23	161	326	0.149	0.302	0.030	0.060	0.030	0.060	0.209	0.423	0.001	0.001	0.003	4.18	4.06	2.019	3.976	6	2.354	42.933	3.50	0.0470	0.0926	0.5104	0.6242	0.1470	0.2050	1.20	1.47	972.34	972.31	1.10	20.85
38	37	972.36	966.85	32.29	17.06	2	25	175	355	0.162	0.328	0.032	0.066	0.032	0.066	0.227	0.460	0.001	0.001	0.003	4.17	4.05	2.189	4.304	6	5.172	94.340	16.90	0.0232	0.0456	0.4137	0.5061	0.1050	0.1450	2.14	2.62	971.20	971.17	1.20	23.25
37	36	966.85	964.95	31.19	6.09	1	26	182	369	0.169	0.341	0.034	0.068	0.034	0.068	0.236	0.478	0.001	0.001	0.003	4.16	4.04	2.273	4.468	6	3.017	55.028	5.75	0.0413	0.0812	0.4909	0.6003	0.1380	0.1920	1.48	1.81	965.72	965.69	1.15	21.52
36	12	964.95	964.58	29.11	1.27	2	28	196	397	0.181	0.368	0.036	0.074	0.036	0.074	0.254	0.515	0.001	0.001	0.003	4.15	4.02	2.441	4.793	6	1.734	31.632	1.90	0.0772	0.1515	0.5909	0.7212	0.1870	0.2630	1.02	1.25	963.89	963.86	1.10	19.21
12	13	964.58	962.45	32.72	6.51	2	30	210	425	0.194	0.394	0.039	0.079	0.039	0.079	0.272	0.552	0.001	0.001	0.003	4.14	4.01	2.608	5.117	6	3.107	56.678	6.10	0.0460	0.0903	0.5093	0.6206	0.1460	0.2030	1.58	1.93	963.31	963.28	1.00	19.63
13	14	962.45	961.83	28.89	2.31	2	32	224	454	0.207	0.420	0.041	0.084	0.041	0.084	0.290	0.588	0.001	0.001	0.003	4.13	4.00	2.775	5.440	6	1.801	32.857	2.05	0.0845	0.1656	0.6077	0.7395	0.1960	0.2750	1.09	1.33	961.29	961.26	1.00	16.13
14	15	961.83	960.87	19.48	4.93	1	33	231	468	0.214	0.433	0.043	0.087	0.043	0.087	0.299	0.607	0.001	0.001	0.003	4.12	3.99	2.858	5.600	6	2.742	50.015	4.75	0.0571	0.1120	0.5417	0.6593	0.1620	0.2250	1.49	1.81	960.70	960.67	1.00	11.69
35	34	981.83	985.49	16.68	38.01	1	34	238	482	0.220	0.446	0.044	0.089	0.044	0.089	0.309	0.625	0.001	0.001	0.003	4.12	3.98	2.941	5.761	6	7.765	141.649	38.10	0.0208	0.0407	0.3986	0.4887	0.0990	0.1370	2.98	2.50	INICIO	990.88	0.95	9.51
34	33	985.49	981.81	14.23	25.86	0	34	238	482	0.220	0.446	0.044	0.089	0.044	0.089	0.309	0.625	0.001	0.001	0.003	4.12	3.98	2.941	5.761	6	5.100	93.031	25.40	0.0316	0.0619	0.4523	0.5539	0.1210	0.1680	2.31	2.82	984.52	984.49	1.00	8.50
33	32	981.81	975.53	32.69	19.21	1	35	245	496	0.227	0.460	0.045	0.092	0.045	0.092	0.318	0.643	0.001	0.001	0.003	4.11	3.98	3.024	5.921	6	5.498	100.293	19.10	0.0302	0.0590	0.4476	0.5458	0.1190	0.1640	2.46	3.00	980.88	980.85	0.95	18.63
32	31	975.53	969.27	30.35	20.83	1	36	252	511	0.233	0.473	0.047	0.095	0.047	0.095	0.327	0.662	0.001	0.001	0.003	4.11	3.97	3.107	6.080	6	5.717	104.283	20.85	0.0298	0.0583	0.4453	0.5438	0.1180	0.1630	2.55	2.98	974.61	974.58	0.95	17.36
31	30	969.27	965.85	21.87	15.64	1	37	259	525	0.240	0.486	0.048	0.097	0.048	0.097	0.336	0.680	0.001	0.001	0.003	4.10	3.96	3.190	6.239	6	4.969	90.639	15.60	0.0352	0.0688	0.4685	0.5716	0.1280	0.1770	2.33	2.84	968.31	968.26	1.00	13.12
30	15	985.85	980.87	60.4	8.25	2	39	273	553	0.253	0.512	0.051	0.102	0.051	0.102	0.354	0.717	0.001	0.001	0.003	4.10	3.95	3.354	6.556	6	3.813	65.914	8.25	0.0509	0.0995	0.5231	0.6384	0.1530	0.2130	1.89	2.31	964.85	964.80	1.05	38.19
15	16	960.87	960.01	32.64	2.63	1	40	280	567	0.259	0.525	0.052	0.105	0.052	0.105	0.363	0.735	0.001	0.001	0.003	4.09	3.95	3.437	6.714	6	2.410	78.143	2.50	0.0440	0.0859	0.4996	0.6114	0.1420	0.1980	1.20	1.47	959.81	959.82	0.95	18.60
16	17	960.01	959.72	30.35	0.96																																			

LIBRETA DE TOPOGRAFIA			
ESTACIÓN		AZIMUT	DISTANCIA (m)
1	2	108° 44' 24"	23.75
2	3	137° 16' 44"	24.72
3	4	117° 32' 10"	26.65
4	5	123° 56' 02"	69.77
5	6	96° 25' 13"	67.25
6	7	116° 00' 14"	51.59
7	8	93° 12' 58"	42.96
8	9	110° 10' 22"	64.23
9	10	104° 00' 14"	34.26
10	11	100° 11' 11"	16.00
11	12	84° 54' 00"	29.70
12	13	78° 34' 36"	32.72
13	14	93° 16' 58"	26.89
14	15	57° 46' 13"	19.48
15	16	68° 57' 18"	32.64
16	17	38° 02' 52"	30.55
17	18	66° 13' 50"	59.69
18	19	74° 17' 46"	18.25
19	20	82° 39' 06"	23.22
20	21	48° 03' 06"	31.88
21	22	65° 32' 30"	36.49
22	23	79° 14' 49"	37.73
23	24	64° 56' 45"	27.82
24	25	31° 52' 28"	37.12
25	26	56° 32' 11"	24.57
26	27	33° 28' 58"	28.37

LIBRETA DE TOPOGRAFIA			
ESTACIÓN		AZIMUT	DISTANCIA (m)
15	28	137° 38' 46"	60.40
28	29	185° 05' 55"	21.87
29	30	205° 21' 03"	30.85
30	31	164° 10' 55"	32.69
31	32	253° 35' 24"	14.23
32	33	214° 28' 11"	16.68
33	34	255° 36' 36"	70.25
12	35	150° 52' 22"	29.11
35	36	168° 45' 31"	31.19
36	37	193° 58' 49"	32.29
37	38	207° 02' 09"	31.57
38	39	171° 38' 29"	22.70
39	40	168° 03' 32"	37.75
40	41	195° 18' 20"	17.96
41	42	192° 02' 13"	65.69
18	43	186° 51' 13"	33.27
43	44	225° 37' 22"	35.13
44	45	183° 47' 21"	18.46
45	46	155° 15' 49"	24.81
46	47	66° 49' 41"	22.67
47	48	24° 53' 15"	20.32
48	49	45° 07' 07"	27.31



NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	VIVIENDA
	LÍNEA DE TOPOGRAFÍA
	ESTACIÓN
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
N#	NÚMERO DE NODO
	DIRECCIÓN DEL AGUA
	VÁLVULA DE COMPUERTA

# PLANTA GENERAL - TOPOGRAFÍA Y DENSIDAD DE POBLACIÓN

DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL ESCALA 1:2500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

PLANO:  
PLANTA GENERAL - TOPOGRAFÍA Y DENSIDAD DE POBLACIÓN

PROYECTO:  
DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL  
AGUA BLANCA, JUTIAPA

DISEÑO:  
ELIOS HUBERTO AGUIRRE MARTINEZ

FECHA:  
17/07/2017

ESCALA:  
1:2500

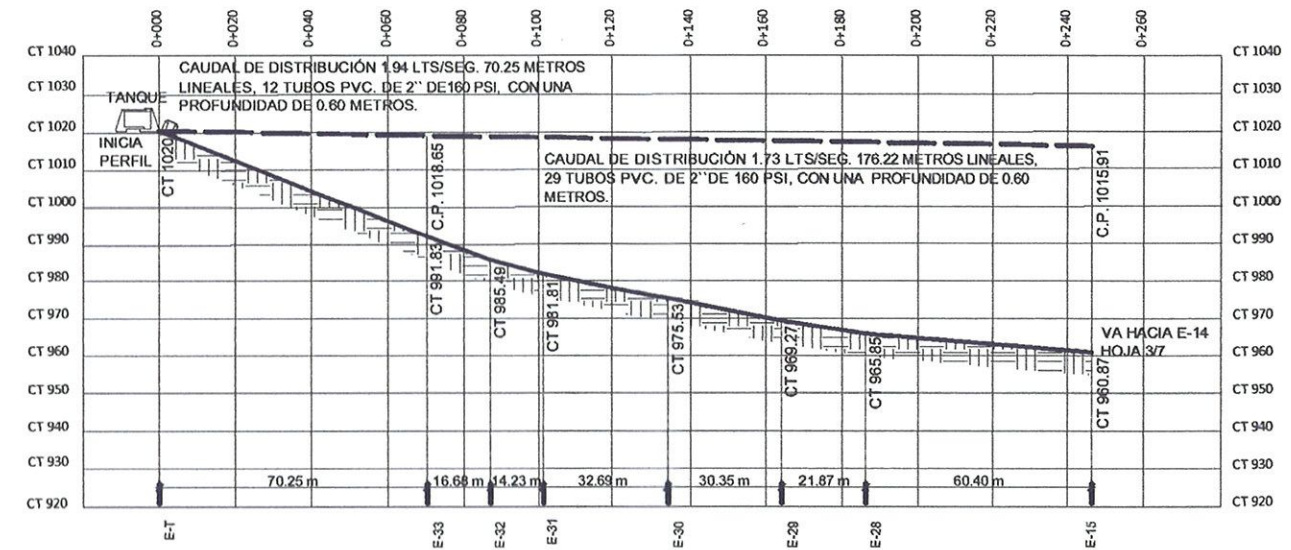
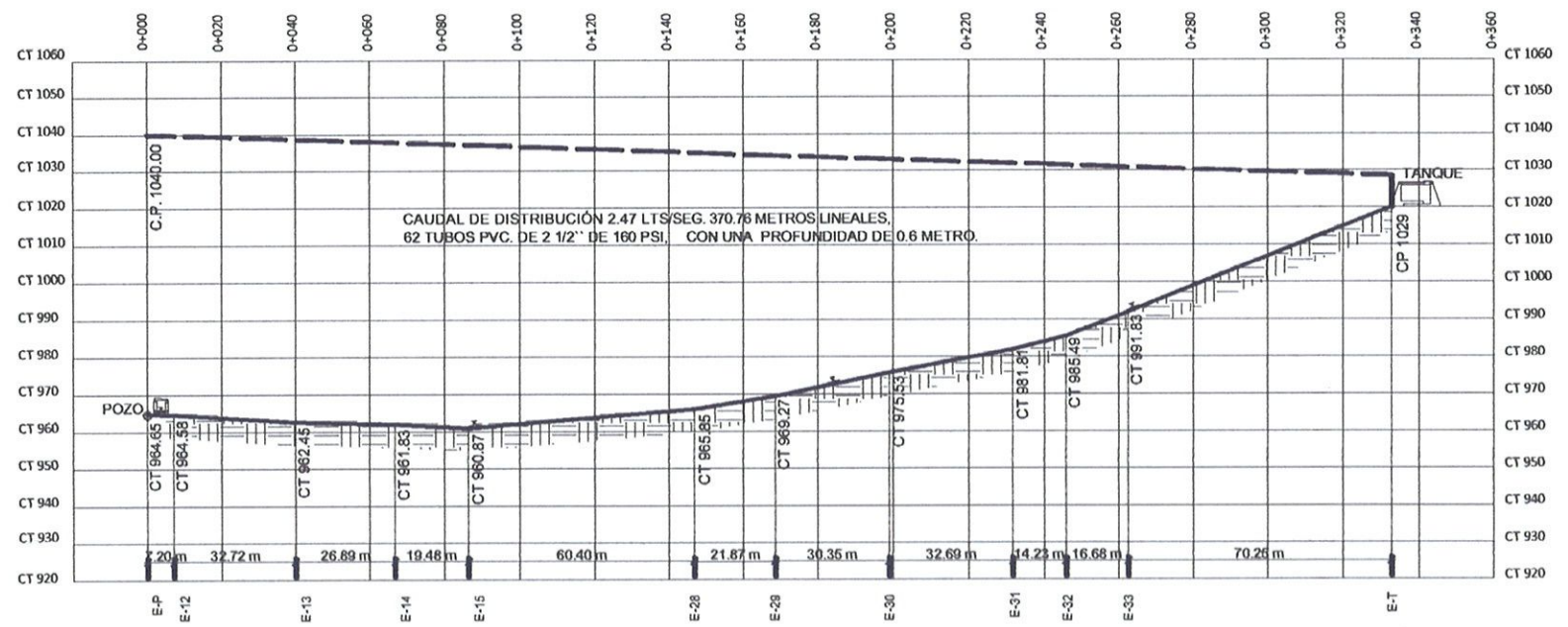
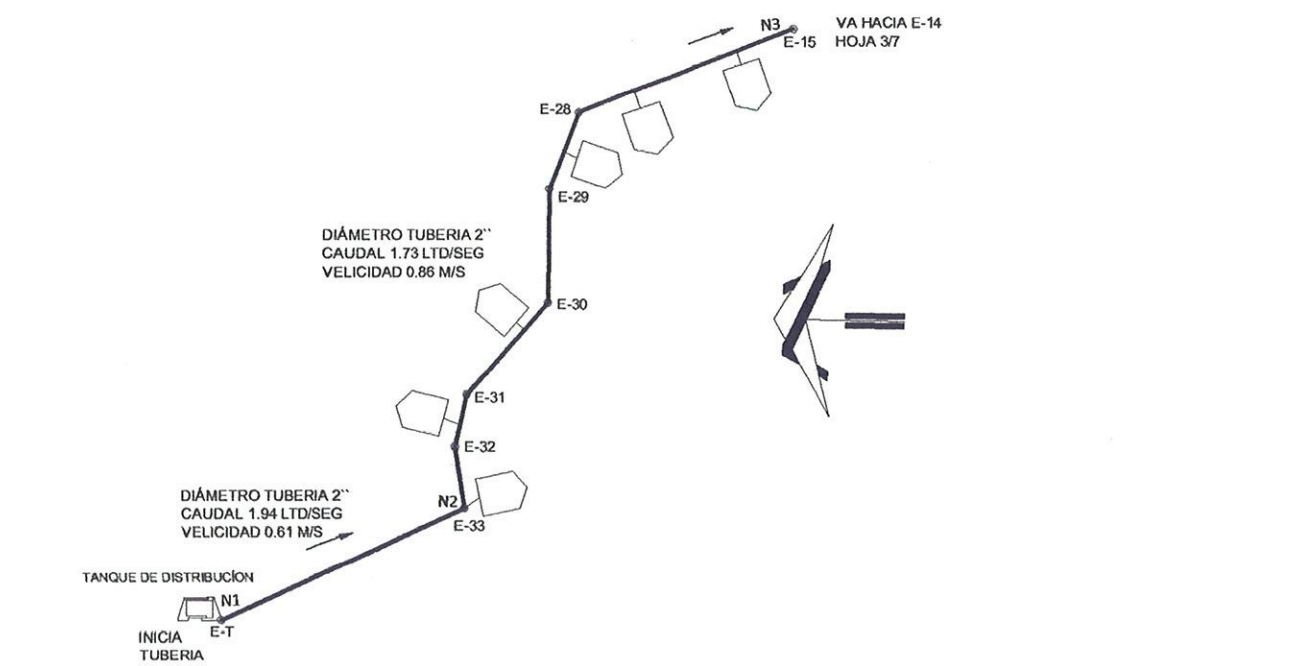
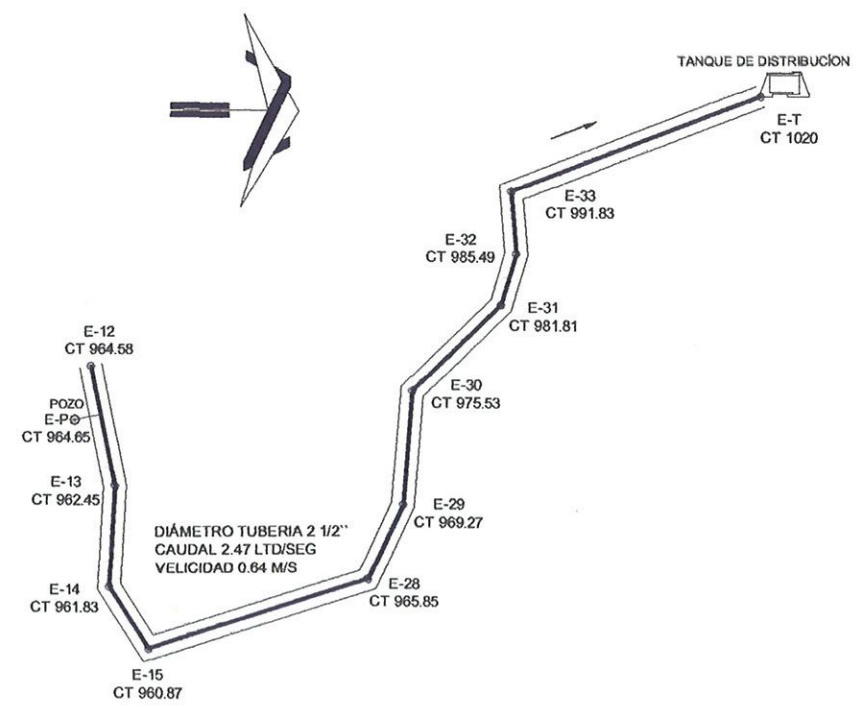
ASESOR: SUPERVISOR DE EPS  
Ing. Humberto Aguirre Martínez  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
ASESOR DE EPS

HOJA NO. 17

ELIOS AGUIRRE  
EPSISTA

NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	LÍNEA DE TOPOGRÁFICA
	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	ESTACIÓN
	POZO
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	COTA PIEZOMÉTRICA
	COTA DE TERRENO
	SUELO NATURAL
	NÚMERO DE ESTACIÓN
	INDICA CAMINAMENTO
	VIVIENDA
	DIRECCIÓN DEL AGUA
	NÚMERO DE NODO
	CHEQUE
	CARRETERA

NORMA  
TUBERIA AGUA POTABLE  
ASTM D 2241



# PLANTA Y PERFIL HIDRÁULICO

DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL ESCALA 1:2000 DE E-T A E-15

# PLANTA Y PERFIL HIDRÁULICO LÍNEA DE IMPULSIÓN

DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL DE E-P A E-T ESCALA 1:2000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

PLANO: PLANTA Y PERFIL TRAMO E-T A E-15

PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL AGUA BLANCA, JUTIAPA

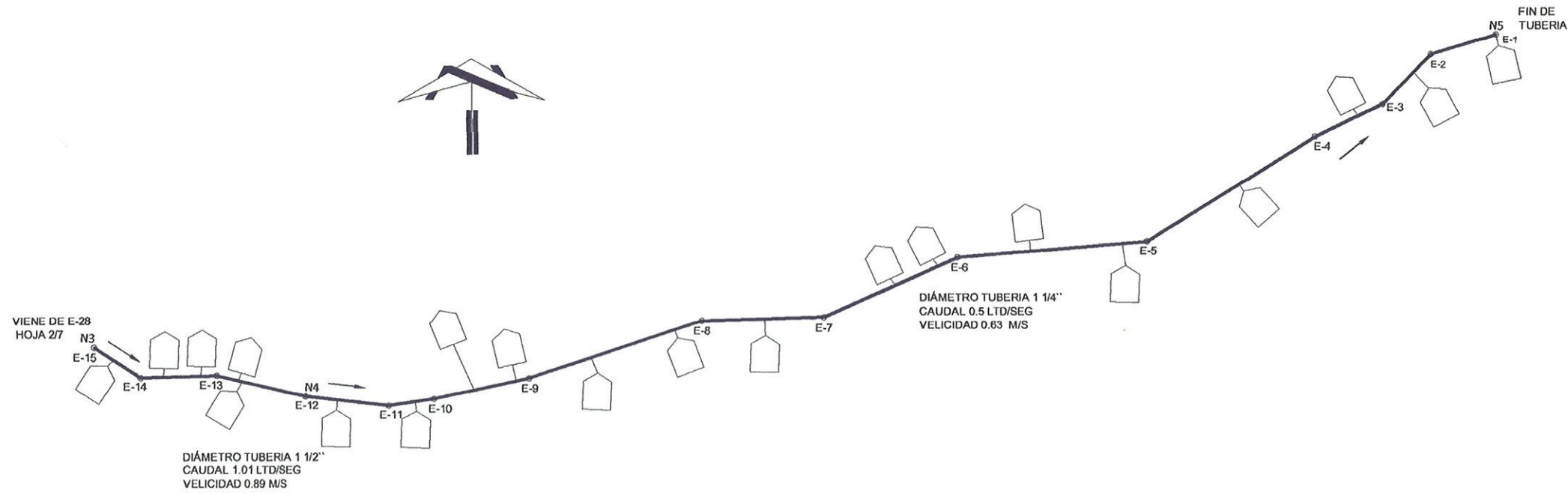
DISEÑO: ELIOS HUMBERTO AGUIRRE MARTINEZ

ASESOR - SUPERVISOR DE EPS: Ing. Manuel Alfredo Miravilla Ochoa

FECHA: 15 de Noviembre de 2011

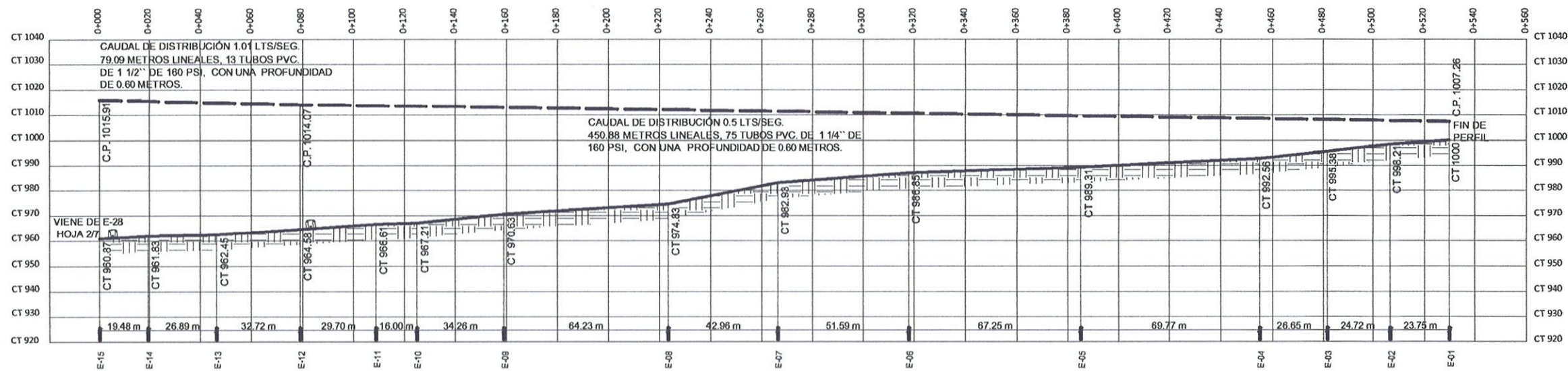
ESCALA: 1:2000

HOJA NO. 217



NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
—	LÍNEA DE TUBERIA
—	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
○	ESTACIÓN
⊙	POZO
⊕	VÁLVULA DE COMPUERTA
CP	COTA PIEZOMÉTRICA
CT	COTA DE TERRENO
	SUELO NATURAL
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
0+000	INDICA CAMINAMIENTO
□	VIVIENDA
→	DIRECCIÓN DEL AGUA
N#	NÚMERO DE NODO

**NORMA  
TUBERIA AGUA POTABLE  
ASTM D 2241**



# PLANTA Y PERFIL HIDRÁULICO

DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL DE E-15 A E-01

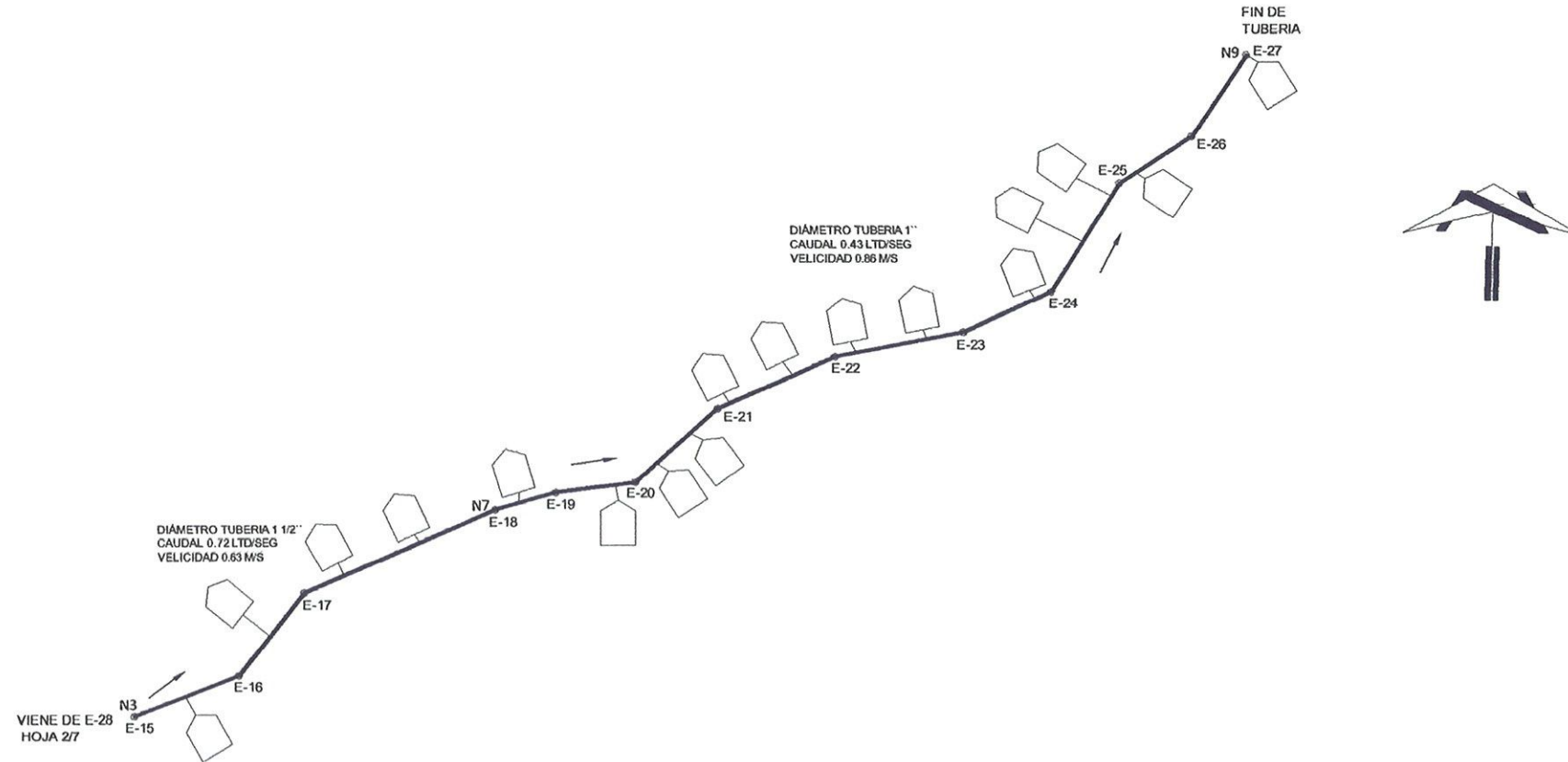
ESCALA 1:2000



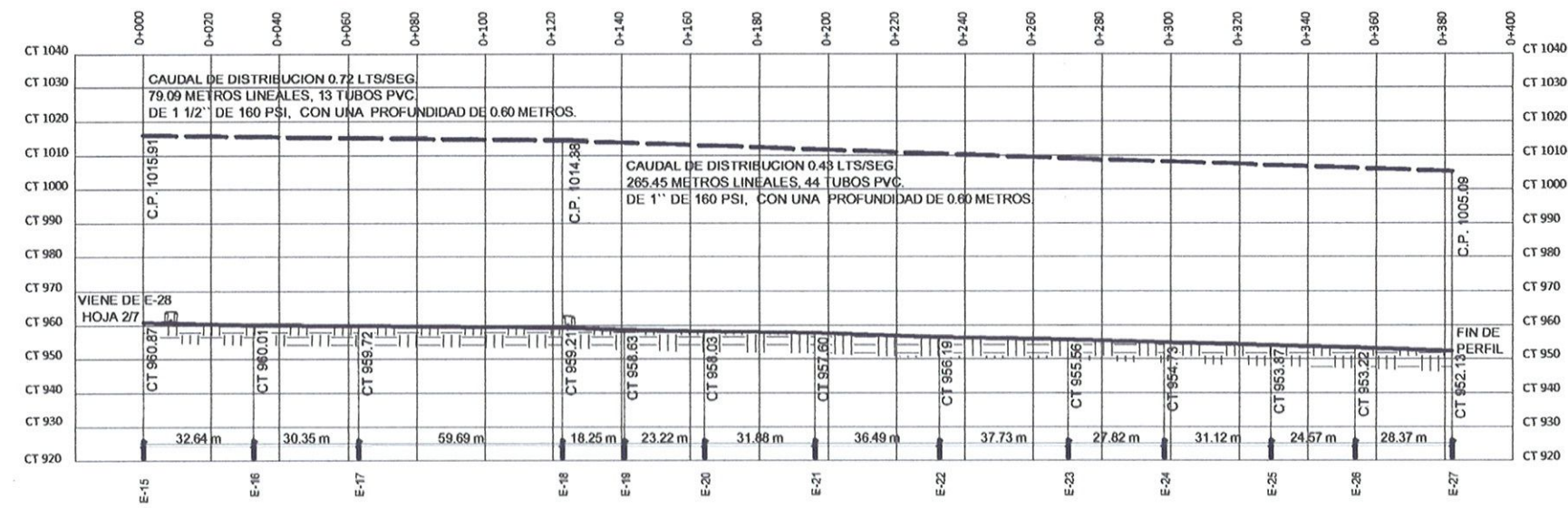
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

PLANO: PLANTA Y PERFIL TRAMO DE TUBERIA DE LA ALDEA EL CARRIZAL  
 PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL AGUA BLANCA, JUTIAPA  
 DISEÑO: ELIOS HUMBERTO AGUIRRE  
 ASesor - SUPERVISOR DE EPS: Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochoa  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería EPS  
 ESCALA: INDICADA  
 HOJA NO. 317

ELIOS AGUIRRE  
EPESISTA



NOMENCLATURA	
—	LÍNEA DE TUBERIA
—	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
◻	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
○	ESTACIÓN
⊙	POZO
⊥	VÁLVULA DE COMPUERTA
CP	COTA PIEZOMÉTRICA
CT	COTA DE TERRENO
	SUELO NATURAL
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
0+000	INDICA CAMINAMIENTO
◻	VIVIENDA
→	DIRECCIÓN DEL AGUA
N#	NÚMERO DE NODO



NORMA  
TUBERIA AGUA POTABLE  
ASTM D 2241

# PLANTA Y PERFIL HIDRÁULICO

DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL  
DE E-15 A E-27

ESCALA 1:2000



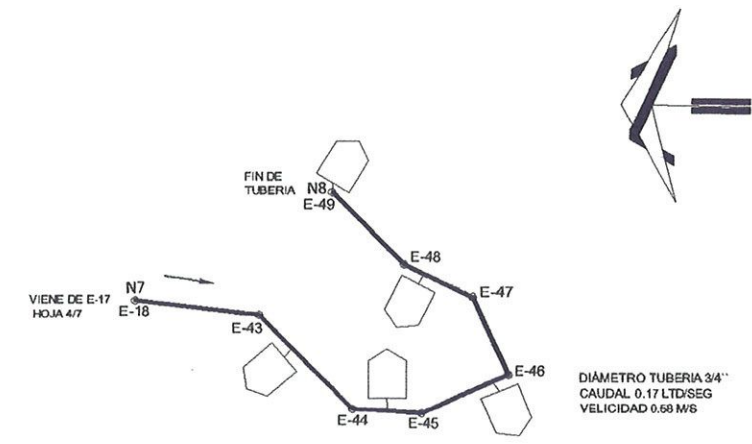
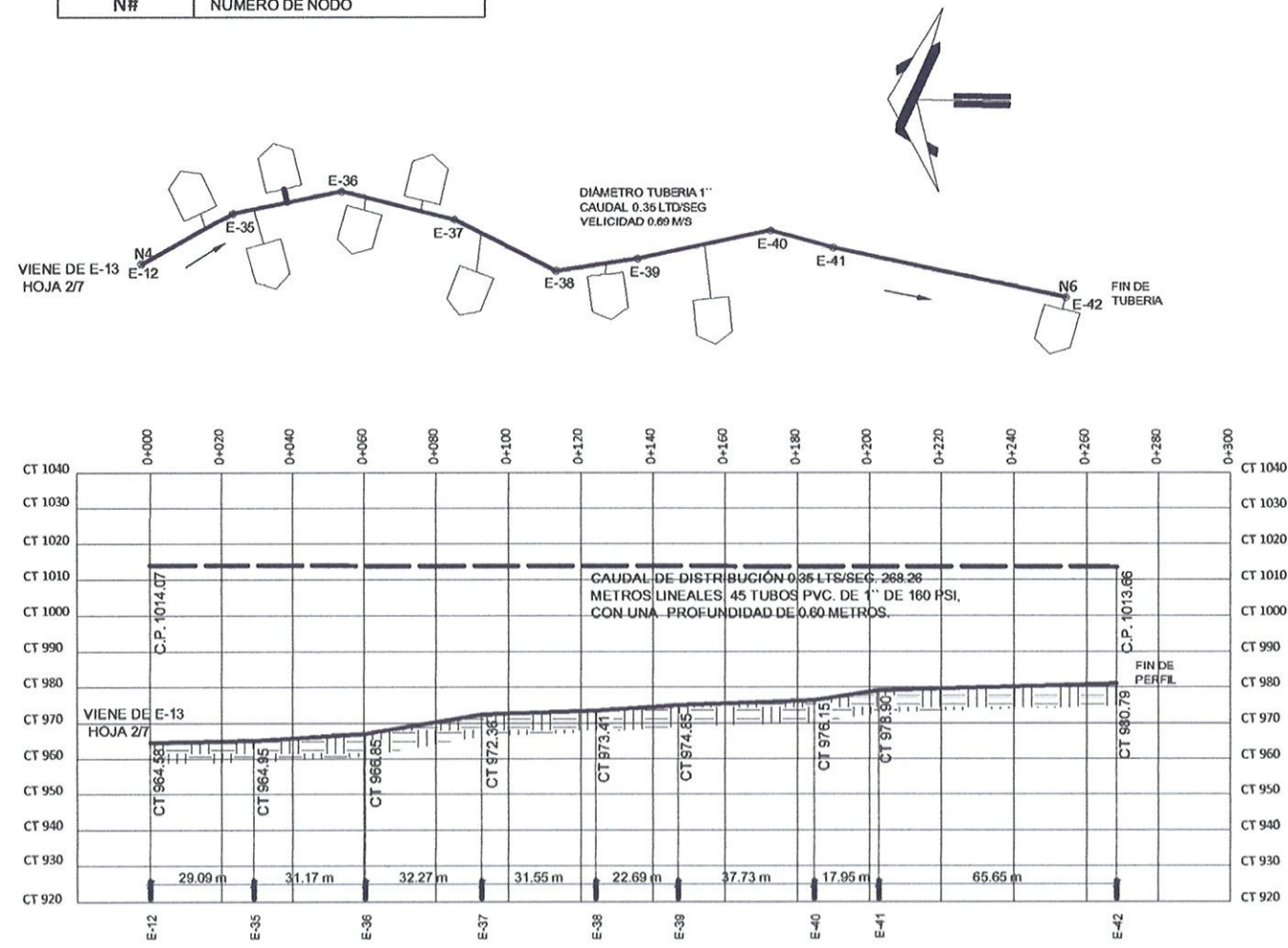
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA, D.M.P.

PLANO: PLANTA Y PERFIL TRAMO E-15 A E-27	FECHA: NOVIEMBRE 2015	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL AGUA BLANCA, JUTIAPA	ASESOR - SUPERVISOR DE EPS Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta	INDICADA
DISEÑO: ELIOS HUMBERTO AGUIRRE MARTINEZ	FECHA: NOVIEMBRE 2015	INDICADA
ELIOS AGUIRRE EPSISTA	Ing. MANUEL ARRIVILLAGA ASESOR DE EPS	HOJA NO. 4/7



NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	LÍNEA DE TUBERIA
	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	ESTACIÓN
	POZO
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	COTA PIEZOMÉTRICA
	COTA DE TERRENO
	SUELO NATURAL
	NÚMERO DE ESTACIÓN
	INDICA CAMINAMIENTO
	VIVIENDA
	DIRECCIÓN DEL AGUA
	NÚMERO DE NODO

NORMA  
TUBERIA AGUA POTABLE  
ASTM D 2241



## PLANTA Y PERFIL HIDRÁULICO

DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL ESCALA 1:2000  
DE E-18 A E-48

## PLANTA Y PERFIL HIDRÁULICO

DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL ESCALA 1:2000  
DE E-12 A E-42



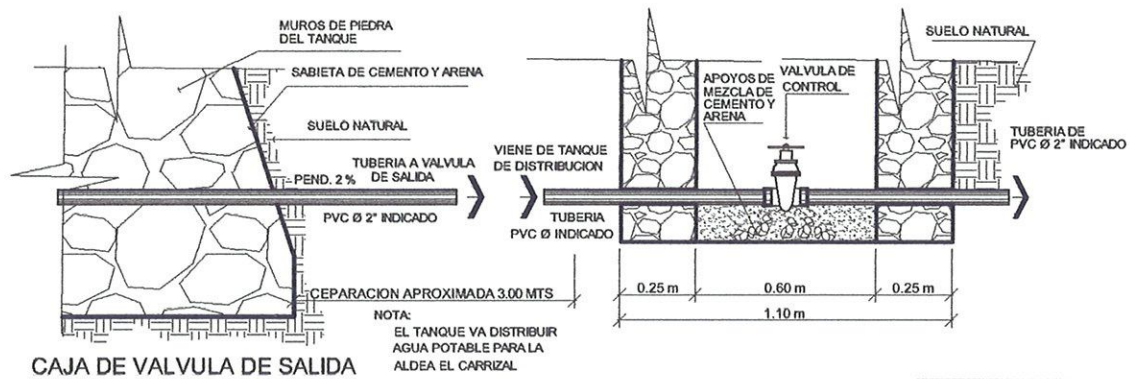
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

PLANO:  
PLANTA Y PERFIL TRAMO E-12 A E-42 Y E-18 A E-48

PROYECTO:  
DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE, PARA LA ALDEA EL CARRIZAL  
AGUA BLANCA, JUTIAPA

DISEÑO:  
ELIOS HUMBERTO AGUIRRE MARTINEZ  
Unidad de Estudios de Ingeniería y Arquitectura

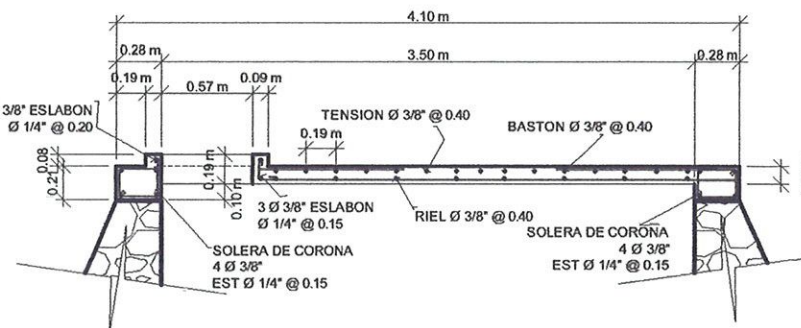
ESCALA:  
INDICADA  
HOJA NO. 517



CAJA DE VALVULA DE SALIDA

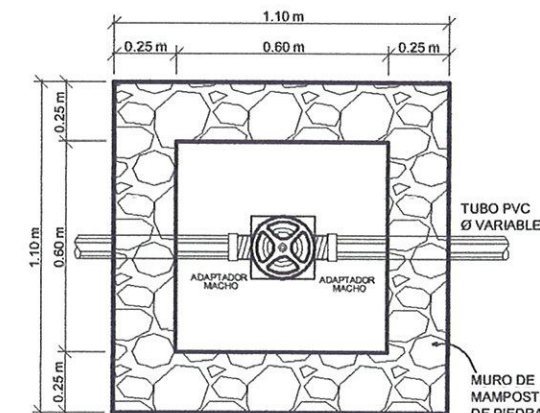
NOTA:  
EL TANQUE VA DISTRIBUIR  
AGUA POTABLE PARA LA  
ALDEA EL CARRIZAL

ESCALA 1:100

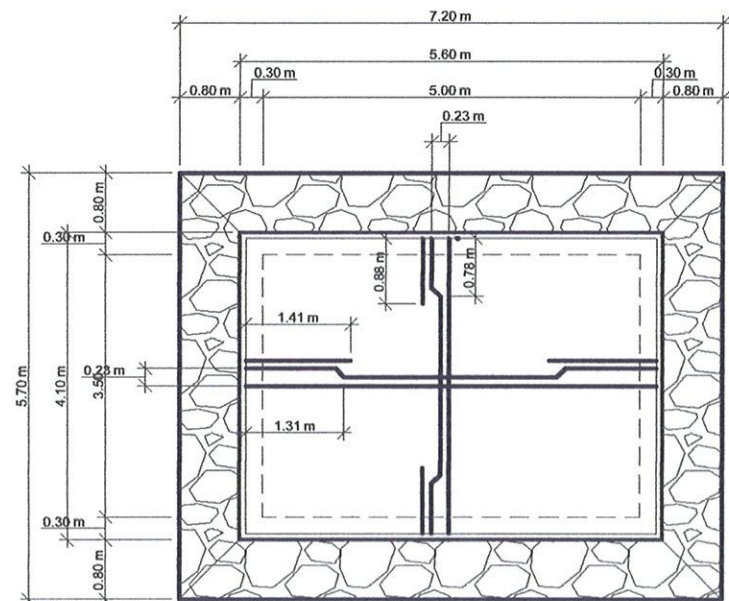


DETALLE, ARMADO DE LOSA + VIGA  
SECCION A

ESCALA 1:100

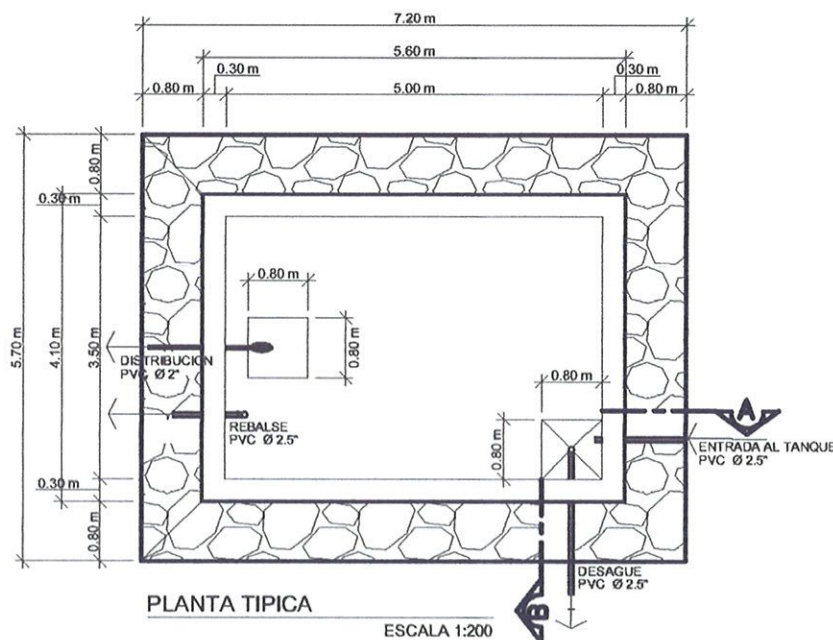


PLANTA DE CAJA DE VALVULA DE CONTROL  
SIN ESCALA



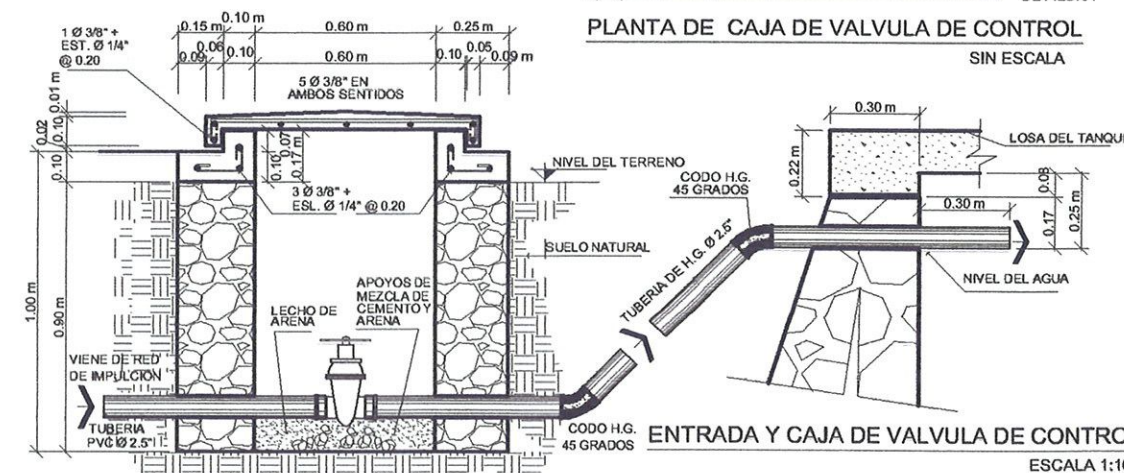
PLANTA DE LOSAS

ESCALA 1:200



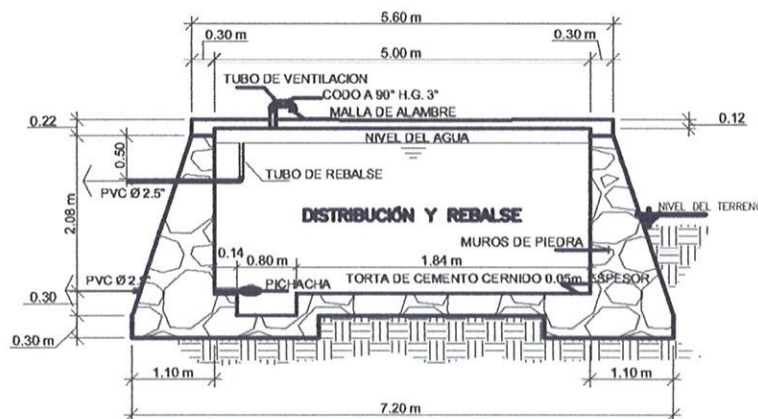
PLANTA TIPICA

ESCALA 1:200



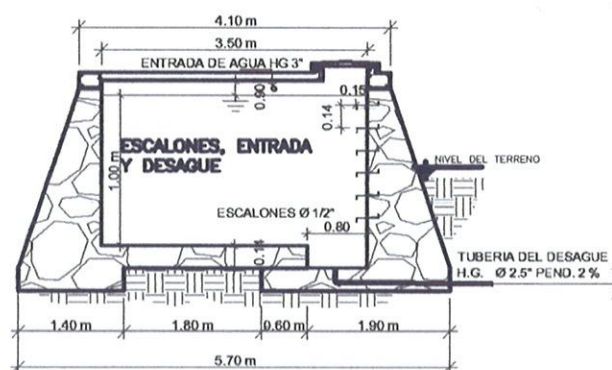
ENTRADA Y CAJA DE VALVULA DE CONTROL

ESCALA 1:100



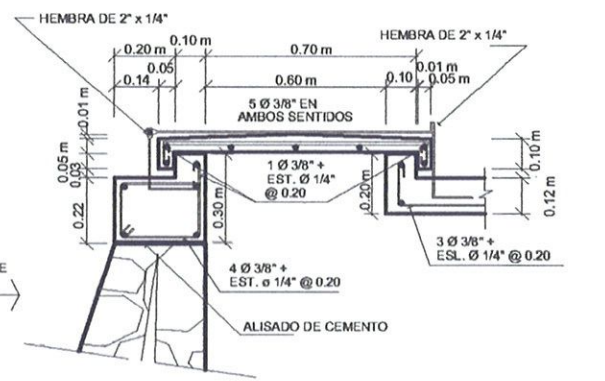
TANQUE  
SECCION A

ESCALA 1:200



TANQUE  
SECCION B

ESCALA 1:200



DETALLE DE TAPADERA DE LOSA  
SECCION B

ESCALA 1:100

**ESPECIFICACIONES:**

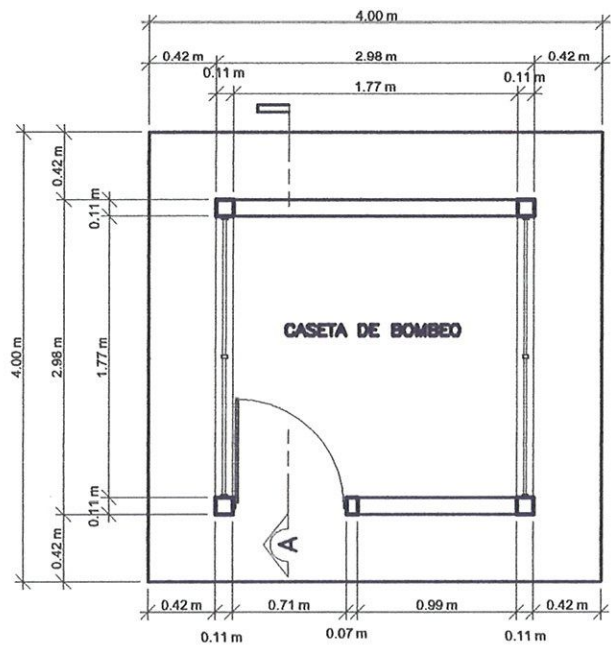
- 1 LOS MUROS DE PIEDRA DEBERAN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE CEMENTO Y ARENA PROPORCION (1:2) ALISADO
- 2 LA LOSA DE CONCRETO DEBERA TENER UN DESNIVEL DE 1% PARA EVACUAR EL AGUA PLUVIAL LA SUPERFICIE DEBERA QUEDAR CERNIDA ( CEMENTO + ARENA) PROPORCION 1:3
- 3 EL CONCRETO  $f_c = 3,000$  Lbs/  $plg^2$  PROPORCION (1:2:3)
- 4 ACERO DE REFUERZO SE USARA DE GRADO ESTRUCTURAL EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO CON ESPECIFICACIONES A-15-62F DE LA ASTM
- 5 LOS MUROS ESTAN DISEÑADOS PARA TRABAJAR TANTO SOBRE COMO BAJO TIERRA
- 6 SOBRE LA PARTE SUPERIOR DEL MURO HACER UN ALISADO DE SABIETA DE 0.01 MTS DE ESPESOR Y SOBRE ESTA COLOCAR MATERIAL BILUMINOSO PARA EVITAR CONTACTO DIRECTO ENTRE LOS MUROS Y LA LOSA
- 7 RECUBRIMIENTOS 0.03 MTS. SI NO SE INDICA OTRA TOMAMOS EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE
- 8 EL TERRENO BAJO LA LOSA DEBERA SER APISONADO
- 9 CONCRETO CICLOPEO: 1 PARTE DE CONCRETO 2 PARTES DE PIEDRA
- 10 CONCRETO PROPORCON 1:2:3 = 8.5 SACOS DE CEMENTO + 0.5 mis3 DE ARENA DE RIO + 0.7 mis3 DE PIEDRIN + 6 GALONES DE AGUA POR SACO DE CEMENTO

**DETALLES DE TANQUE DE DISTRIBUCIÓN**



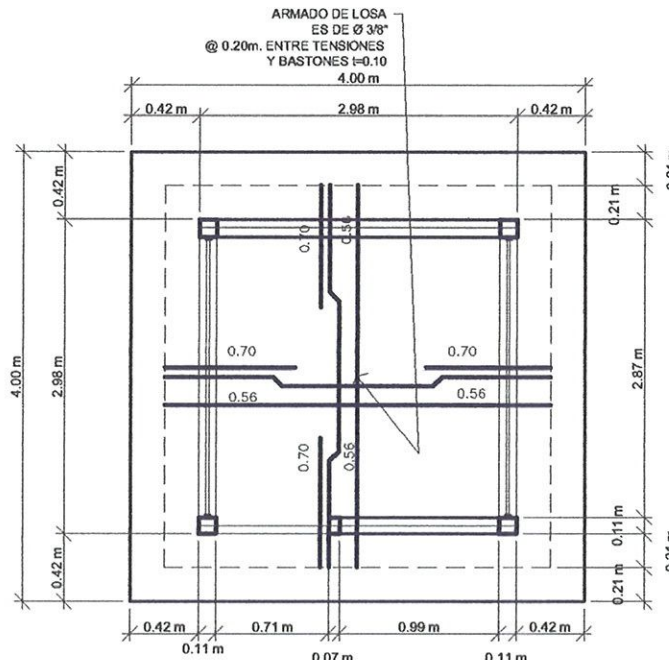
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

PLANO:	DETALLES DE TANQUE DE DISTRIBUCION		
PROYECTO:	DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL		
DISEÑO:	ELIOS HUMBERTO AGUIRRE		
ESCALA:	INDICADA		
FECHA:	NOVIEMBRE 2011		
HOJA NO.:	6/7		



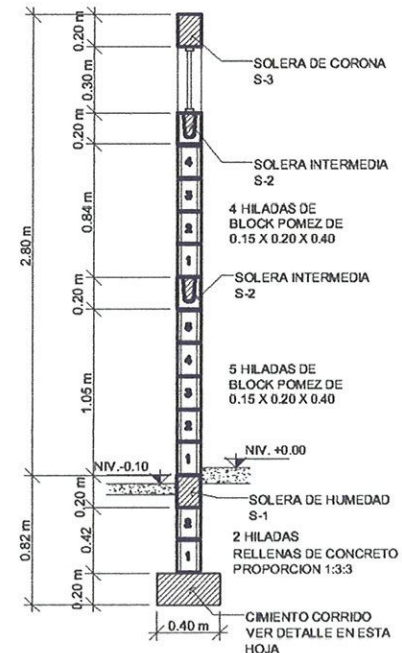
PLANTA DE MEDIDAS

ESCALA 1:150



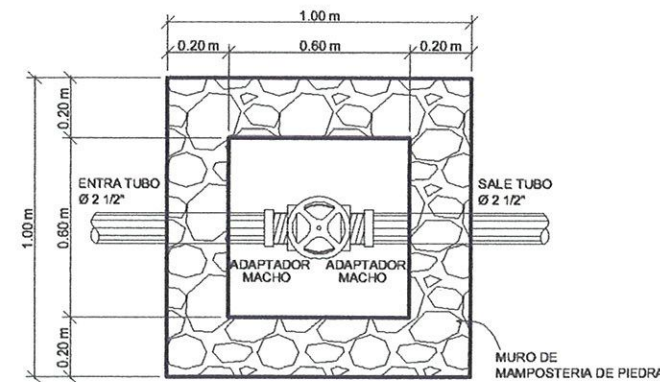
PLANTA DE ARMADO DE LOSA

ESCALA 1:150



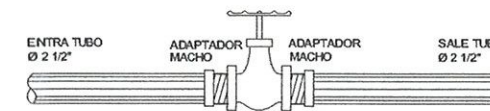
CORTE A-A

SIN ESCALA



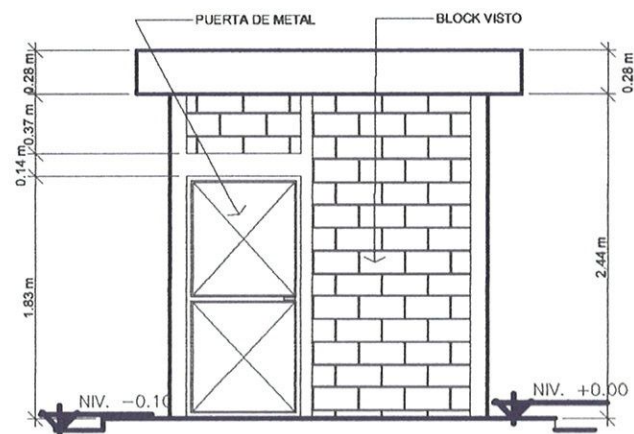
PLANTA DE CAJA DE CHEQUE

ESCALA 1:50



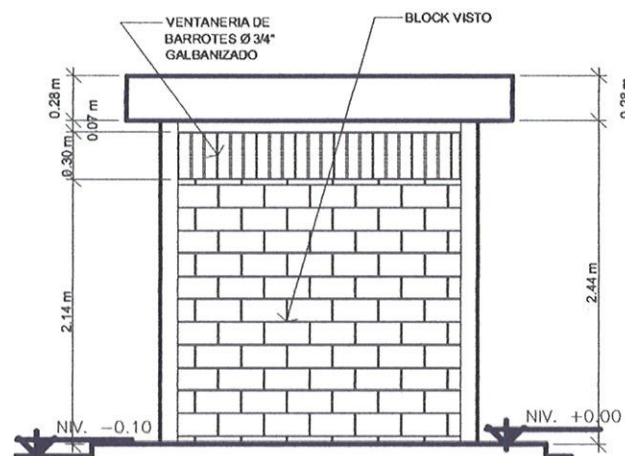
CHEQUE

ESCALA 1:150



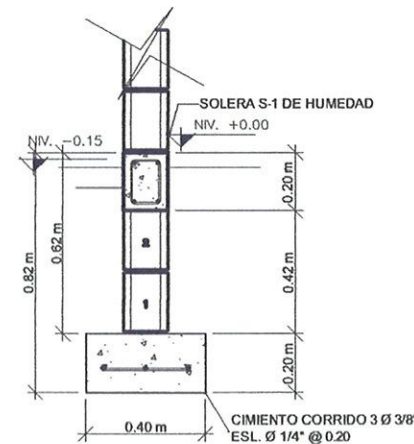
ELEVACION FRONTAL

ESCALA 1:150



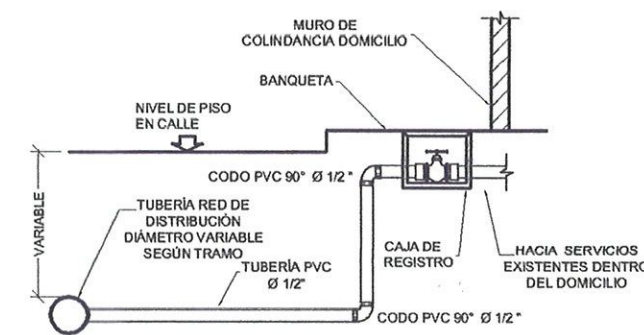
ELEVACION LATERAL

ESCALA 1:150



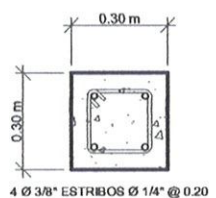
DETALLE CIMENTO CORRIDO

SIN ESCALA



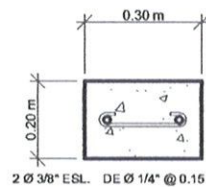
DETALLE DE CONEXIÓN DOMICILIAR

SIN ESCALA



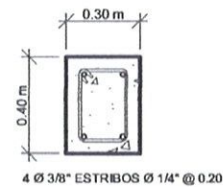
COLUMNA C-1

SIN ESCALA



COLUMNA C-2

SIN ESCALA



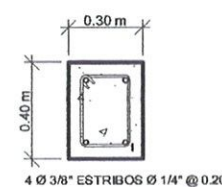
SOLERA CORONA S-3

SIN ESCALA



SOLERA INTERMEDIA S-2

SIN ESCALA



SOLERA CORONA S-1

SIN ESCALA



# DETALLES DE CASETA DE BOMBEO Y CHEQUE



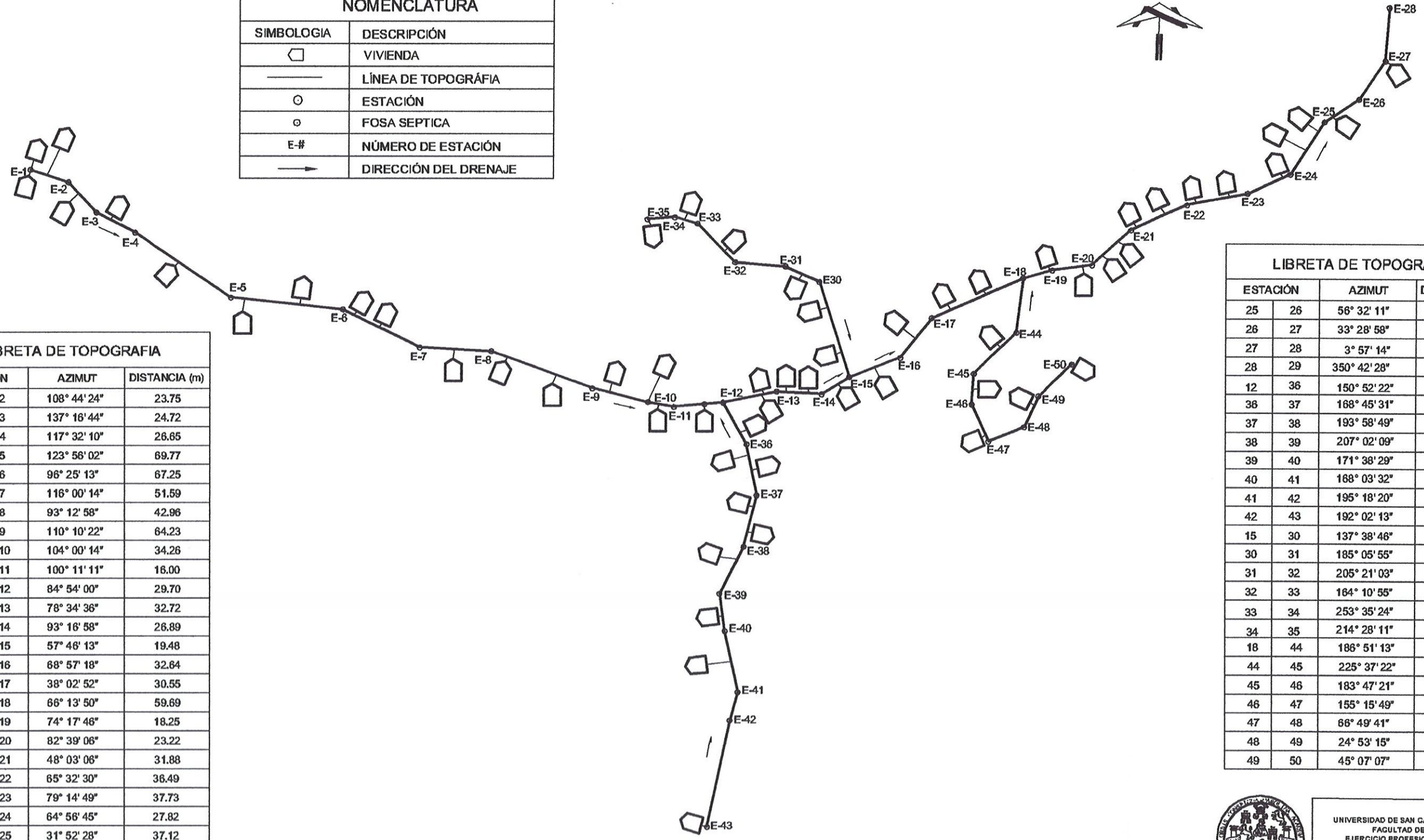
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

PLANO:	DETALLES DE CASETA DE BOMBEO	ESCALA:	INDICADA
PROYECTO:	DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE, PARA LA ALDEA EL CARMAL AGUA BLANCA, JUTIAPA	PROYECTO N.º:	717
DISEÑO:	ELIOS HUMBERTO AGUIRRE	ESCALA:	INDICADA
PROYECTO N.º:	717	PROYECTO N.º:	717

NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	VIVIENDA
	LÍNEA DE TOPOGRAFÍA
	ESTACIÓN
	FOSA SEPTICA
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
	DIRECCIÓN DEL DRENAJE

LIBRETA DE TOPOGRAFIA			
ESTACIÓN		AZIMUT	DISTANCIA (m)
1	2	108° 44' 24"	23.75
2	3	137° 16' 44"	24.72
3	4	117° 32' 10"	26.65
4	5	123° 56' 02"	69.77
5	6	96° 25' 13"	67.25
6	7	116° 00' 14"	51.59
7	8	93° 12' 58"	42.96
8	9	110° 10' 22"	64.23
9	10	104° 00' 14"	34.26
10	11	100° 11' 11"	16.00
11	12	84° 54' 00"	29.70
12	13	78° 34' 36"	32.72
13	14	93° 16' 58"	26.89
14	15	57° 46' 13"	19.48
15	16	68° 57' 18"	32.64
16	17	38° 02' 52"	30.55
17	18	66° 13' 50"	59.69
18	19	74° 17' 46"	18.25
19	20	82° 39' 06"	23.22
20	21	48° 03' 06"	31.88
21	22	65° 32' 30"	36.49
22	23	79° 14' 49"	37.73
23	24	64° 56' 45"	27.82
24	25	31° 52' 28"	37.12

LIBRETA DE TOPOGRAFIA			
ESTACIÓN		AZIMUT	DISTANCIA (m)
25	26	56° 32' 11"	24.57
26	27	33° 28' 58"	28.37
27	28	3° 57' 14"	32.20
28	29	350° 42' 28"	69.80
12	36	150° 52' 22"	29.11
36	37	168° 45' 31"	31.19
37	38	193° 58' 49"	32.29
38	39	207° 02' 09"	31.57
39	40	171° 38' 29"	22.70
40	41	168° 03' 32"	37.75
41	42	195° 18' 20"	17.96
42	43	192° 02' 13"	65.69
15	30	137° 38' 46"	60.40
30	31	185° 05' 55"	21.87
31	32	205° 21' 03"	30.85
32	33	164° 10' 55"	32.69
33	34	253° 35' 24"	14.23
34	35	214° 28' 11"	16.68
18	44	186° 51' 13"	33.27
44	45	225° 37' 22"	35.13
45	46	183° 47' 21"	18.46
46	47	155° 15' 49"	24.81
47	48	66° 49' 41"	22.67
48	49	24° 53' 15"	20.32
49	50	45° 07' 07"	27.31

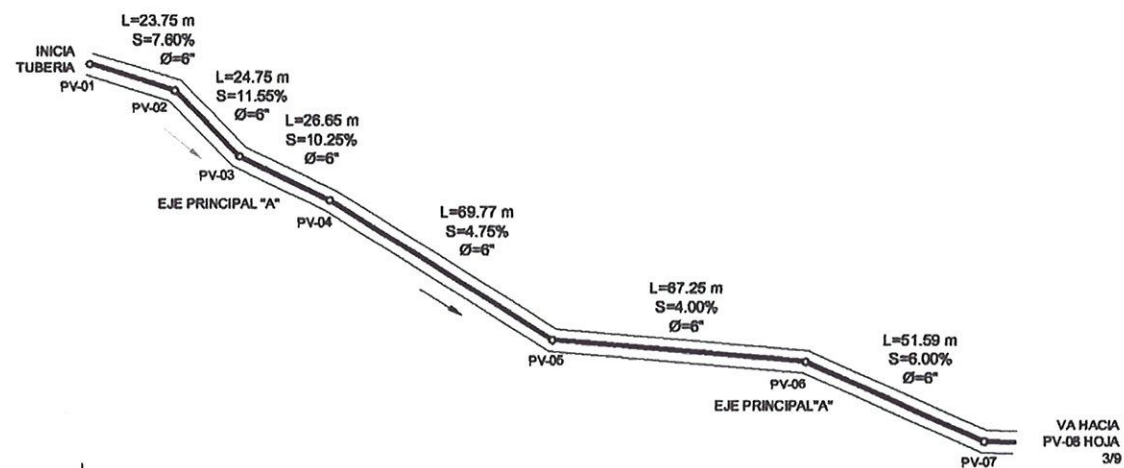


**PLANTA GENERAL - TOPOGRAFÍA Y DENSIDAD DE POBLACIÓN**  
 DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL ESCALA 1:2500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
 MUNICIPALIDAD DE AGUABLANCA  
 JUTIAPA D.M.P.

PLANO:  
 PLANTA GENERAL - TOPOGRAFÍA Y DENSIDAD DE POBLACIÓN  
 PROYECTO:  
 DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL  
 AGUA BLANCA, JUTIAPA  
 DISEÑO:  
 ELIOS HUMBERTO AGUIRRE BARRINEZ  
 NOVIEMBRE 2015  
 ESCALA:  
 INDICADA  
 HOJA NO. 1/9

Ing. Manuel Alfredo...  
 ASESOR - SUR...  
 Unidad de Protección de Ingeniería y EPS



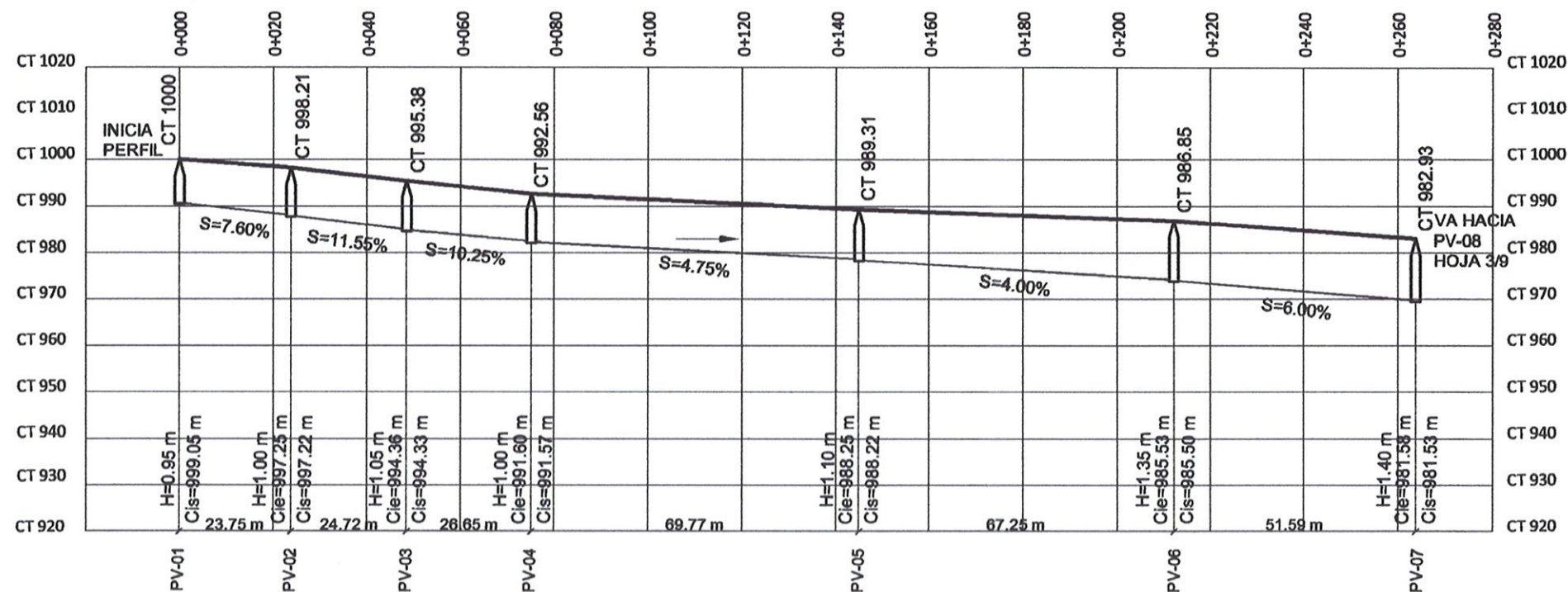
NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
—	LÍNEA DE TUBERIA
—	CARRETERA
→	DIRECCIÓN DEL DRENAJE
○	POZO DE VISITA EN PLANTA
L	LONGITUD
S	PENDIENTE DE TERRENO
Ø	DIÁMETRO
CT	COTA DE TERRENO
PV-#	NÚMERO DE POZO DE VISITA
0+000	INDICA CAMINAMIENTO
⊥	POZO DE VISITA EN PERFIL
H	ALTURA DE POZO DE VISITA
Cie	COTA INVERT DE ENTRADA
Cis	COTA INVERT DE SALIDA

## PLANTA EJE PRINCIPAL "A"

DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL DE PV-1 A PV-15

ESCALA 1:2000

NORMA TUBERIA DE DRENAJE ASTM F 949



## PERFIL EJE PRINCIPAL "A"

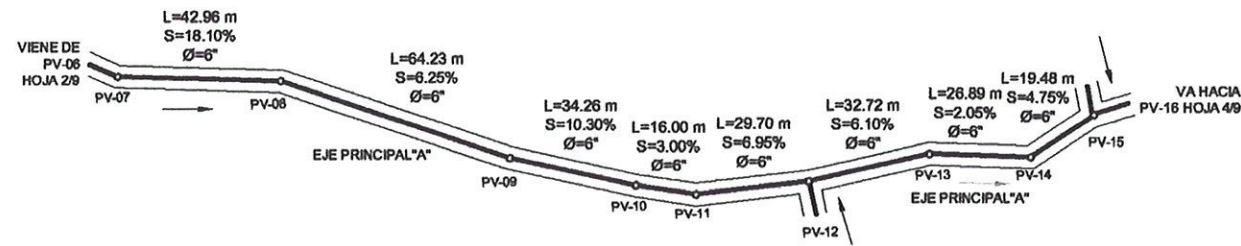
DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL DE PV-1 A PV-08

ESCALA HORIZONTAL 1:1500  
ESCALA VERTICAL 1:3000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

PLANO: PLANTA Y PERFIL TRAMO PV-1 A PV-08	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE, PARA LA ALDEA EL CARRIZAL AGUA BLANCA, JUTIAPA	FECHA: NOVIEMBRE 2015
DISEÑO: ELIOS HUMBERTO AGUIRRE MARTINEZ	NO. HOJA: 2/9
ELIOS AGUIRRE INGENIERO EPEBISTA	ING. MANUEL ARRIVARDO ASESOR EN TUBERIAS



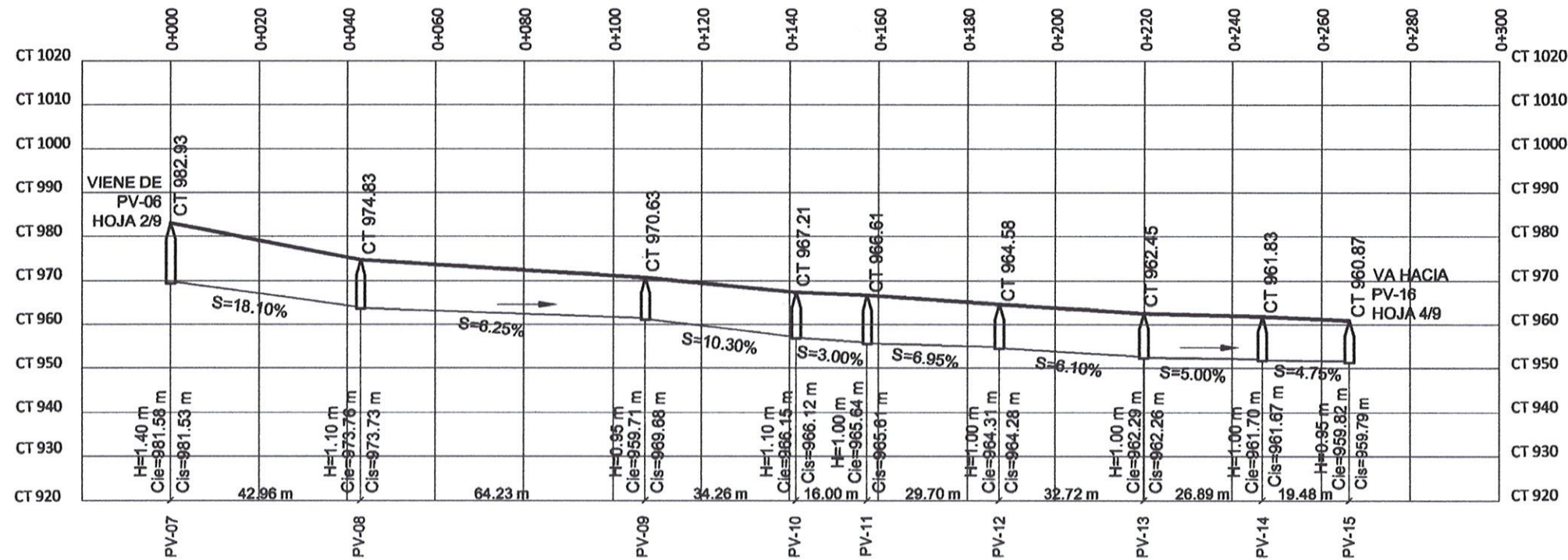
# PLANTA EJE PRINCIPAL "A"

DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL DE PV-7 A PV-15

ESCALA 1:2000

NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	LÍNEA DE TUBERIA
	CARRETERA
	DIRECCIÓN DEL DRENAJE
	POZO DE VISITA EN PLANTA
L	LONGITUD
S	PENDIENTE DE TERRENO
Ø	DIÁMETRO
CT	COTA DE TERRENO
PV-#	NÚMERO DE POZO DE VISITA
0+000	INDICA CAMINAMIENTO
	POZO DE VISITA EN PERFIL
H	ALTURA DE POZO DE VISITA
Cie	COTA INVERT DE ENTRADA
Cis	COTA INVERT DE SALIDA

NORMA  
TUBERIA DE DRENAJE  
ASTM F 949



# PERFIL EJE PRINCIPAL "A"

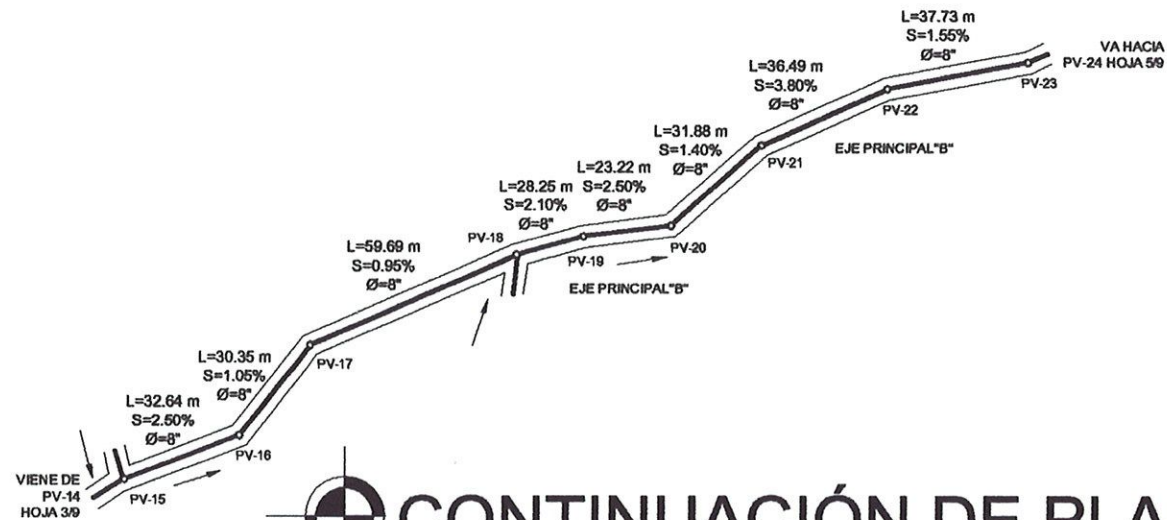
DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL DE PV-7 A PV-15

ESCALA HORIZONTAL 1:1500  
ESCALA VERTICAL 1:3000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

PLANO: PLANTA Y PERFIL TRAMO PV-7 A PV-15	FECHA: 12/05/2012	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL AGUA BLANCA, JUTIAPA	ASESOR / SUPERVISOR DE EPS ELIOS HUMBERTO AGUIRRE MATEO	HOJA NO. 3/9
DISEÑO: ELIOS HUMBERTO AGUIRRE MATEO	ASESOR DE EPS UNIDAD DE INGENIERÍA Y ASISTENTE TÉCNICO	



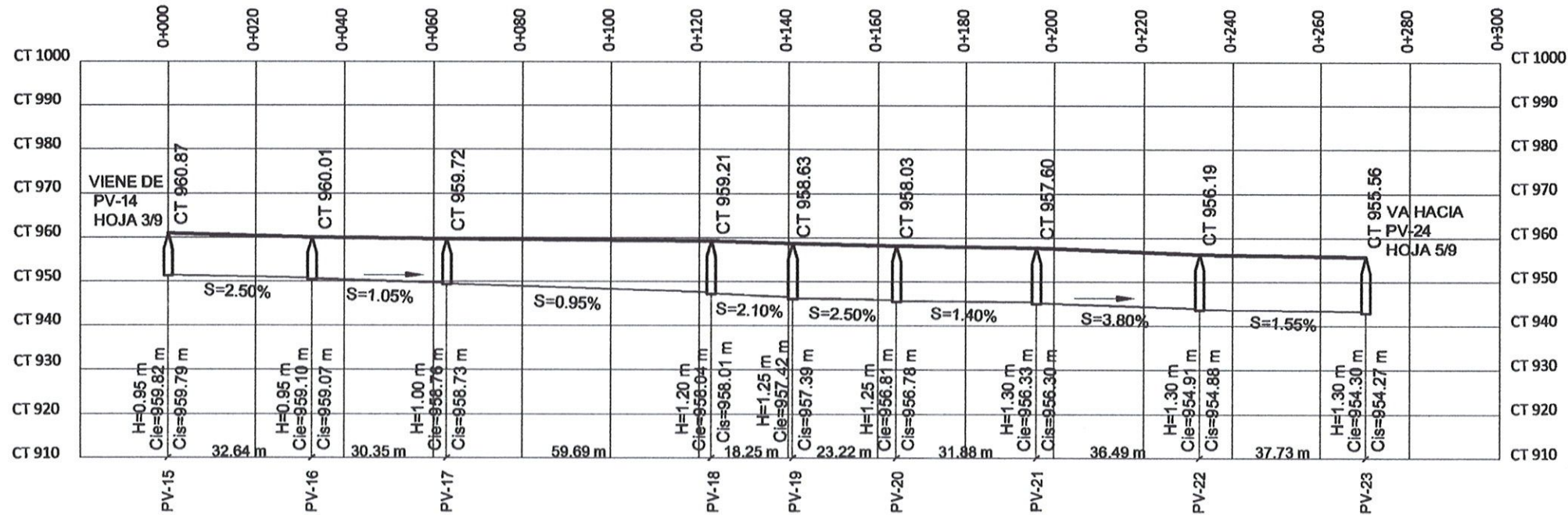
NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
—	LÍNEA DE TUBERIA
—	CARRETERA
→	DIRECCIÓN DEL DRENAJE
○	POZO DE VISITA EN PLANTA
L	LONGITUD
S	PENDIENTE DE TERRENO
Ø	DIÁMETRO
CT	COTA DE TERRENO
PV-#	NÚMERO DE POZO DE VISITA
0+000	INDICA CAMINAMIENTO
⊥	POZO DE VISITA EN PERFIL
H	ALTURA DE POZO DE VISITA
Cie	COTA INVERT DE ENTRADA
Cis	COTA INVERT DE SALIDA

## CONTINUACIÓN DE PLANTA EJE PRINCIPAL "A"

DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL  
DE PV-15 A PV-23

ESCALA 1:2000

NORMA  
TUBERIA DE DRENAJE  
ASTM F 949



## CONTINUACIÓN DE PERFIL EJE PRINCIPAL "A"

DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL  
DE PV-15 A PV-23

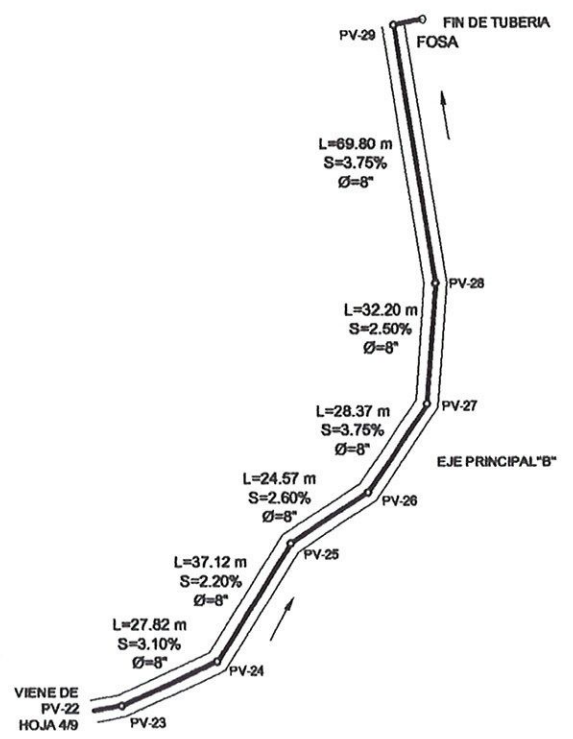
ESCALA HORIZONTAL 1:1500  
ESCALA VERTICAL 1:3000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA, D.M.P.

PLANO: PLANTA Y PERFIL TRAMO PV-15 A PV-23	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL AGUA BLANCA, JUTIAPA	FECHA: NOVIEMBRE 2015
DISEÑO: ELIOS HUMBERTO AGUIRRE MARTINEZ	ASESOR - SUPERVISOR DE PPS: Ing. Manuel Alfredo Arriola Ortega
ELIOS AGUIRRE EPESISTA	Unidad de Práctica Profesional de Ingeniería y EPS





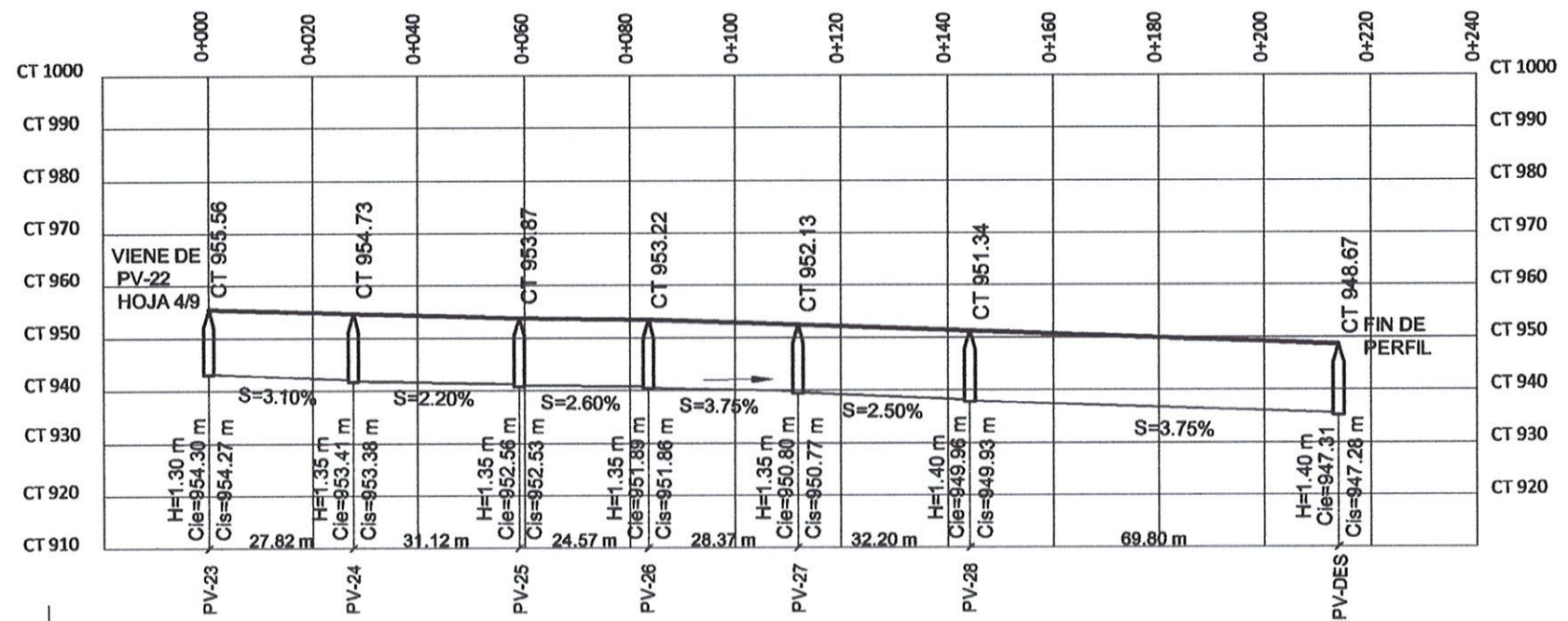
NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
—	LÍNEA DE TUBERIA
—	CARRETERA
→	DIRECCIÓN DEL DRENAJE
○	POZO DE VISITA EN PLANTA
L	LONGITUD
S	PENDIENTE DE TERRENO
Ø	DIÁMETRO
CT	COTA DE TERRENO
PV-#	NÚMERO DE POZO DE VISITA
0+000	INDICA CAMMINAMENTO
∩	POZO DE VISITA EN PERFIL
H	ALTURA DE POZO DE VISITA
Cie	COTA INVERT DE ENTRADA
Cis	COTA INVERT DE SALIDA

NORMA  
TUBERIA DE DRENAJE  
ASTM F 949

## CONTINUACIÓN DE PLANTA EJE PRINCIPAL "A"

DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL DE PV-23 A PV-29

ESCALA 1:2000



## CONTINUACIÓN DE PERFIL EJE PRINCIPAL "A"

DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL DE PV-23 A PV-29

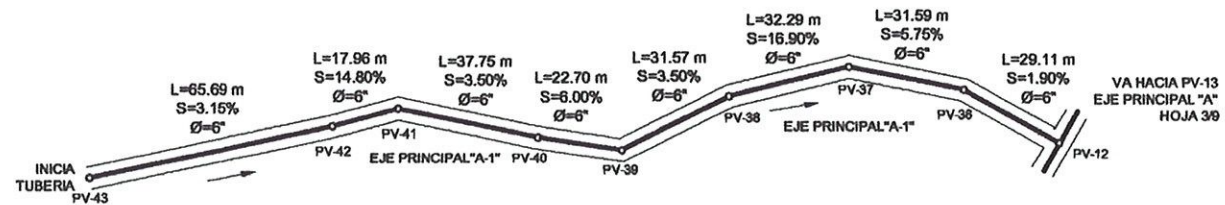
ESCALA HORIZONTAL 1:1500  
ESCALA VERTICAL 1:3000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

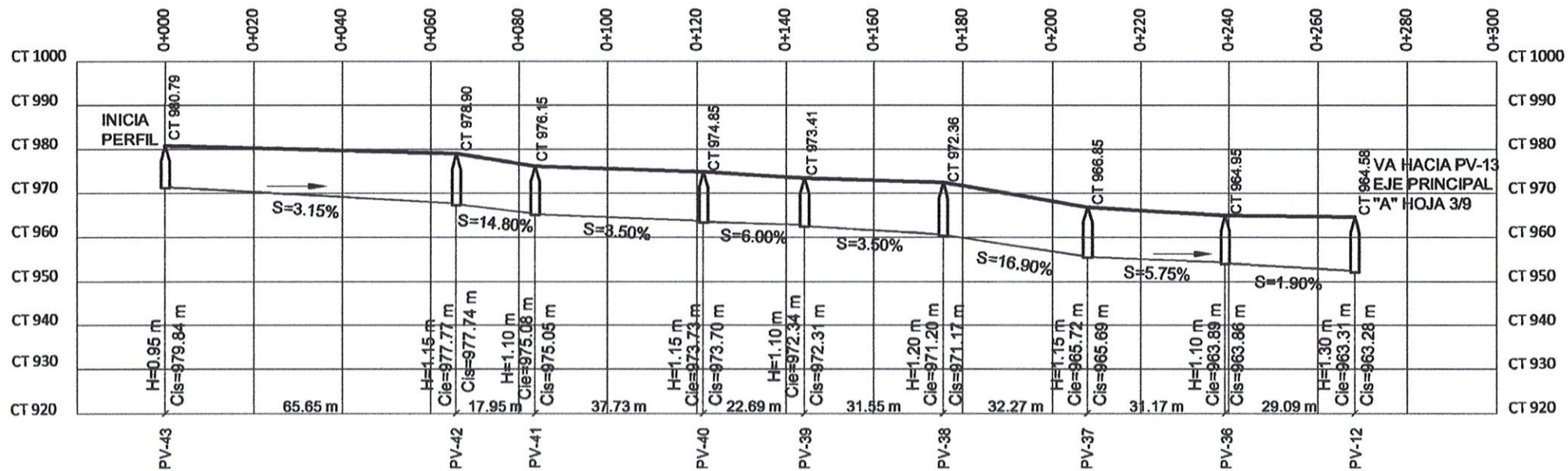
PLANO: PLANTA Y PERFIL TRAMO PV-23 A PV-29	FECHA: 15/05/2017
PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL AGUA BLANCA, JUTIAPA	INDICADA
DISEÑO: ELIOS HUMBERTO AGUIRRE	ASESOR: ELIOS HUMBERTO AGUIRRE
ELIOS AGUIRRE EPESISTA	5/9





**PLANTA EJE PRINCIPAL "A-1"**  
DE PV-43 A PV-12  
ESCALA 1:2000

NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	LÍNEA DE TUBERIA
	CARRETERA
	DIRECCIÓN DEL DRENAJE
	POZO DE VISITA EN PLANTA
L	LONGITUD
S	PENDIENTE DE TERRENO
Ø	DIÁMETRO
CT	COTA DE TERRENO
PV-#	NÚMERO DE POZO DE VISITA
0+000	INDICA CAMINAMENTO
	POZO DE VISITA EN PERFIL
H	ALTURA DE POZO DE VISITA
Cie	COTA INVERT DE ENTRADA
Cis	COTA INVERT DE SALIDA



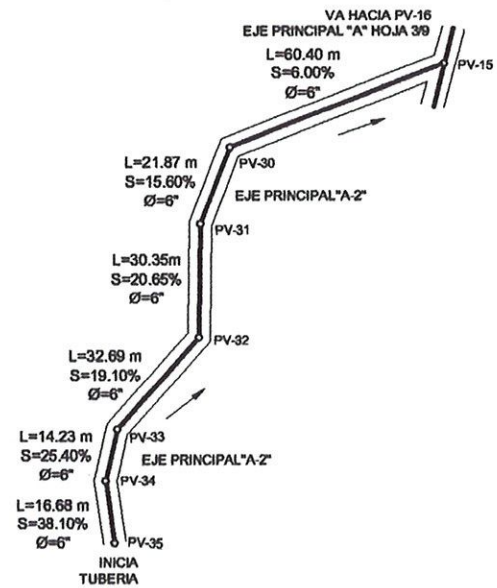
**PERFIL EJE PRINCIPAL "A-1"**  
DE PV-42 A PV-12  
ESCALA HORIZONTAL 1:1500  
ESCALA VERTICAL 1:3000

NORMA  
TUBERIA DE DRENAJE  
ASTM F 949



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

PLANO:  
PLANTA Y PERFIL TRAMO PV-42 A PV-12, PV-33 A PV-15 Y PV-49 A PV-18  
PROYECTO:  
DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE, PARA LA ALDEA DE CARRIZAL  
AGUA BLANCA, JUTIAPA, GUATEMALA  
DISEÑO:  
ELIOS HUMBERTO AGUIRRE MARTINEZ  
ASESOR SUPLENTE DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Ing. MANUEL ARRIVILAZA  
ASESOR DE EPS  
ESCALA:  
INDICADA  
HOJA NO.  
6/9

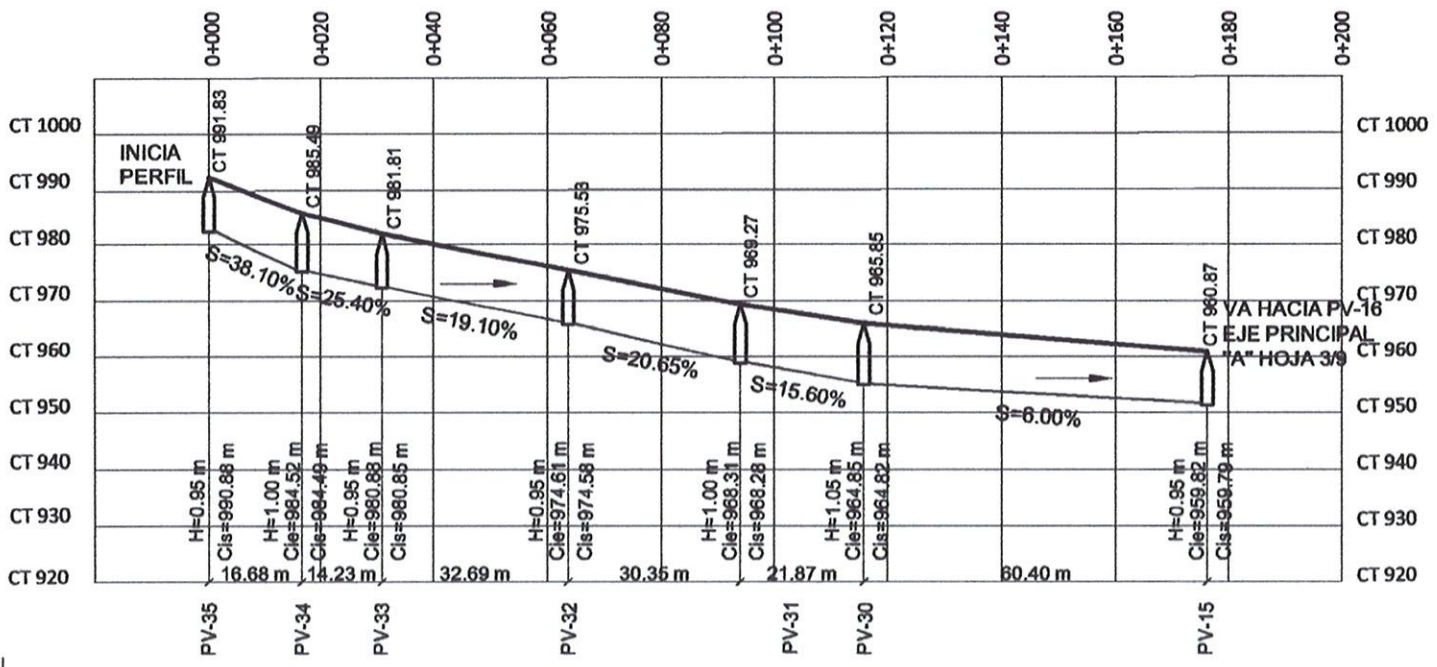


# PLANTA EJE PRINCIPAL "A-2"

DE PV-33 PV-15

ESCALA 1:2000

NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
—	LÍNEA DE TUBERIA
—	CARRETERA
→	DIRECCIÓN DEL DRENAJE
○	POZO DE VISITA EN PLANTA
L	LONGITUD
S	PENDIENTE DE TERRENO
Ø	DIÁMETRO
CT	COTA DE TERRENO
PV-#	NÚMERO DE POZO DE VISITA
0+000	INDICA CAMINAMIENTO
⊥	POZO DE VISITA EN PERFIL
H	ALTURA DE POZO DE VISITA
Cie	COTA INVERT DE ENTRADA
Cs	COTA INVERT DE SALIDA



# PERFIL EJE PRINCIPAL "A-2"

DE PV-35 PV-15

ESCALA HORIZONTAL 1:1500  
ESCALA VERTICAL 1:3000

NORMA  
TUBERIA DE DRENAJE  
ASTM F 949



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

PLANO:  
PLANTA Y PERFIL TRAMO PV-42 A PV-12, PV-33 A PV-15 Y PV-49 A PV-18

PROYECTO:  
DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL  
AGUA BLANCA, JUTIAPA

DISEÑO:  
ELIOS HUMBERTO AGUIRRE MARTINEZ

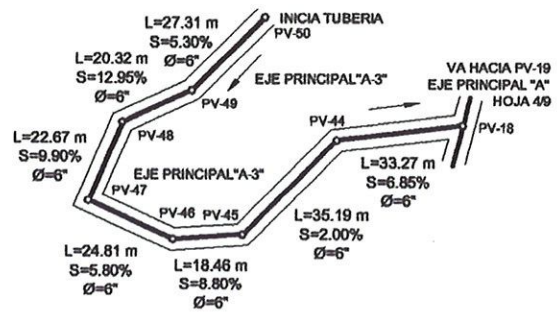
FECHA:  
NOVIEMBRE 2015

ESCALA:  
INDICADA

ASESOR:  
Ing. Manuel Alfredo Arriaga Chaceta

UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERÍA Y EPS

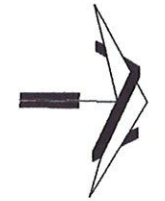
7/9



# PLANTA EJE PRINCIPAL "A-3"

DE PV-50 A PV-18

ESCALA 1:2000



NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
—	LÍNEA DE TUBERIA
—	CARRETERA
→	DIRECCIÓN DEL DRENAJE
○	POZO DE VISITA EN PLANTA
L	LONGITUD
S	PENDIENTE DE TERRENO
Ø	DIÁMETRO
CT	COTA DE TERRENO
PV-#	NÚMERO DE POZO DE VISITA
0+000	INDICA CAMINAMIENTO
⊥	POZO DE VISITA EN PERFIL
H	ALTURA DE POZO DE VISITA
Cie	COTA INVERT DE ENTRADA
Cis	COTA INVERT DE SALIDA



# PERFIL EJE PRINCIPAL "A-3"

DE PV-50 A PV-18

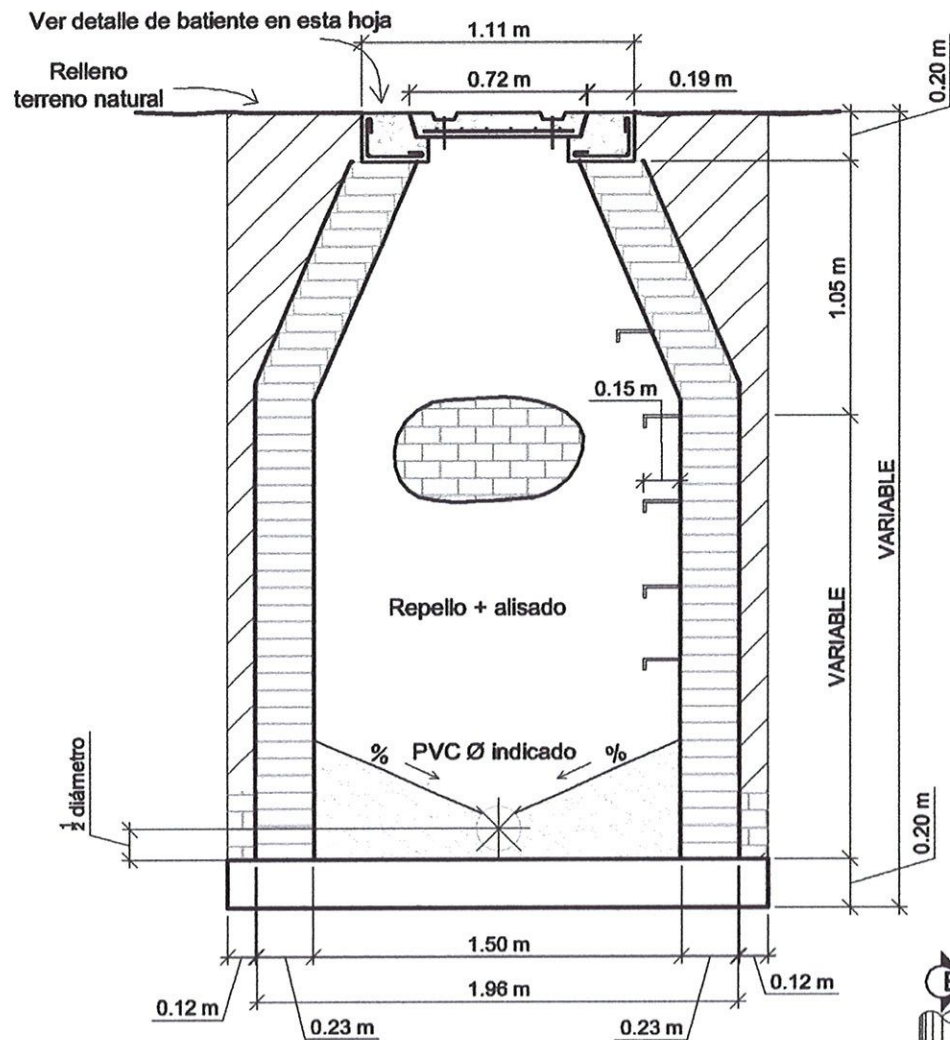
ESCALA HORIZONTAL 1:1500  
ESCALA VERTICAL 1:3000

NORMA  
TUBERIA DE DRENAJE  
ASTM F 949

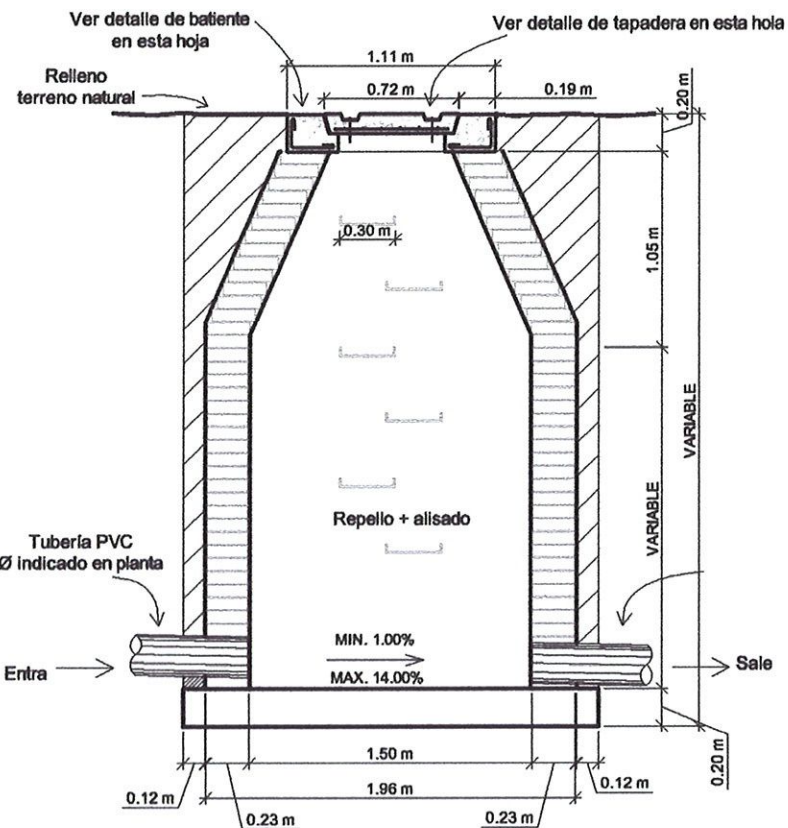


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

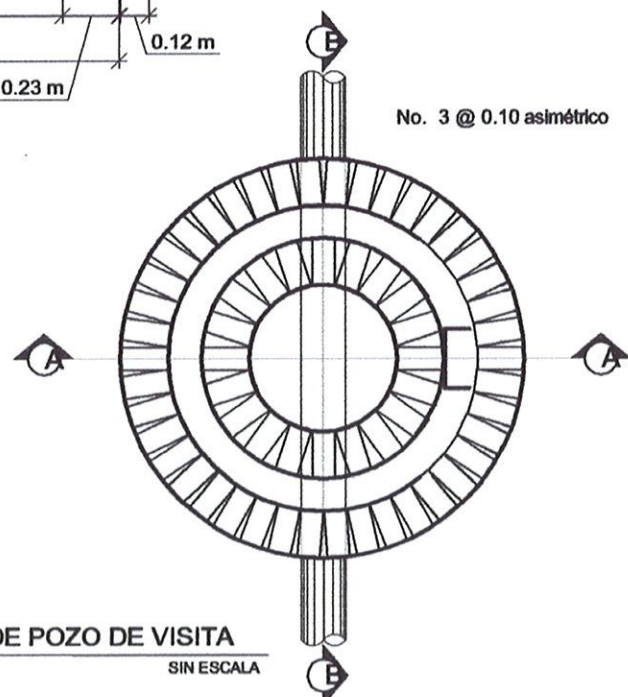
PLANO: PLANTA Y PERFIL TRAMO PV-42 A PV-42, PV-33 A PV-15 Y PV-49 A PV-18	FECHA: NOVIEMBRE 2008	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL AGUA BLANCA, JUTIAPA	DISEÑO: ELIOS HUMBERTO GONZALEZ MARTINEZ	HOJA NO.:
ASESOR SUPERVISOR DE OBRAS: Ing. Manuel Alfredo Villalva Ochoa	ASESOR SUPERVISOR DE EPS: Ing. Manuel Espinoza	8/9



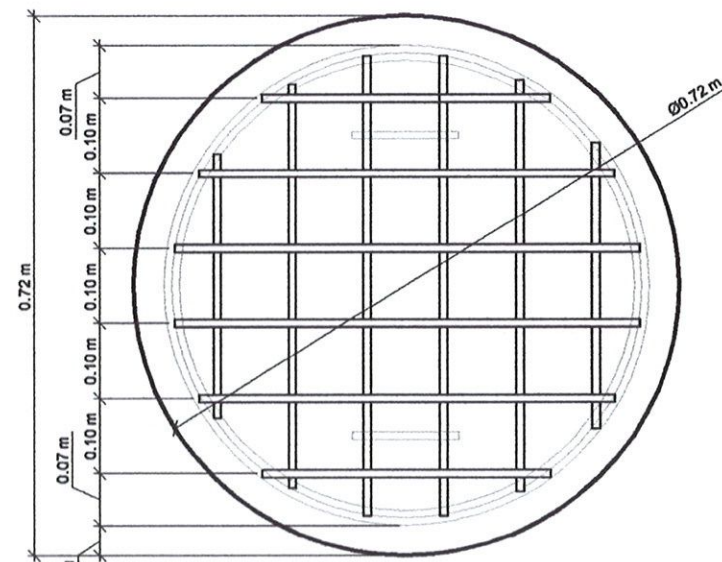
SECCIÓN "A" POZO DE VISITA  
SIN ESCALA



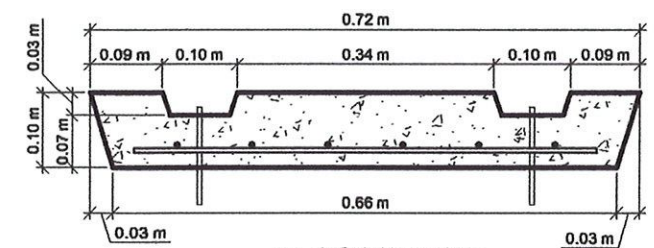
SECCIÓN "B" POZO DE VISITA  
SIN ESCALA



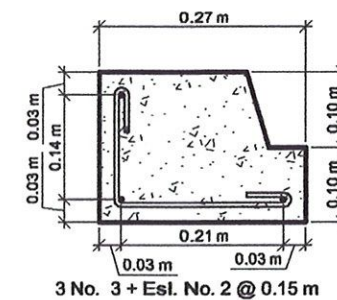
PLANTA DE POZO DE VISITA  
SIN ESCALA



DETALLE ARMADO DE TAPADERA  
ESCALA 1:20



DETALLE DE TAPADERA  
ESCALA 1:20



DETALLE DE BATIENTE  
ESCALA 1:10

### ESPECIFICACIONES:

- 1 EL TIPO DE TUBERÍA A INSTALAR SERA PVC NORMA ASTM F 949 DIAMETRO INDICADO
- 2 EL CONCRETO DEBERÁ TENER UN  $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA 1:2:2 = 9.8 SACOS DE CEMENTO + 0.55 mts<sup>3</sup> DE ARENA DE RIO + 0.55 mts<sup>3</sup> DE PIEDRIN + 227 LITROS DE AGUA POR SACO DE CEMENTO
- 3 EL MORTERO DEBERÁ DE SER DE CEMENTO Y ARENA DE RIO CON PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA 1:3 = 12 SACOS DE CEMENTO + 1.33 mts<sup>3</sup> DE ARENA DE RIO
- 4 EL ACERO A UTILIZAR SERÁ  $F_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$
- 5 EL PISO DE CADA POZO DE VISITA DEBE DE ESTAR ALISADO CON CEMENTO.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE AGUA BLANCA  
JUTIAPA D.M.P.

PLANO:	DETALLES DE POZOS DE VISITA		
PROYECTO:	DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL AGUA BLANCA JUTIAPA		
DISEÑO:	ELIOS HUMBERTO AGUIRRE	FECHA:	NOVIEMBRE 2015
	ASESOR - SUPERVISOR DE EPS		
	ELIOS AGUIRRE		
	ASESOR DE EPS		
ESCALA:	INDICADA	HOJA NO.:	9/9

# DETALLES DE POZOS DE VISITA

DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA EL CARRIZAL