



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

**DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COMUNIDAD AGRARIA
SAN ROQUE Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR MÉNDEZ, MUNICIPIO DE
GÉNOVA COSTA CUCA, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO.**

Gerber Ivan López Enríquez

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, agosto de 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COMUNIDAD AGRARIA
SAN ROQUE Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR MÉNDEZ, MUNICIPIO DE
GÉNOVA COSTA CUCA, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

GERBER IVAN LÓPEZ ENRÍQUEZ

ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADORA	Inga. Mayra García Soria
EXAMINADOR	Ing. Juan Ramón Ordóñez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COMUNIDAD
AGRARIA SAN ROQUE Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR MÉNDEZ,
MUNICIPIO DE GÉNOVA COSTA CUCA, DEPARTAMENTO DE
QUETZALTENANGO,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
el 28 de febrero de 2008.


Gerber Ivan López Enriquez



Guatemala 19 de mayo de 2009.
Ref.EPS.DOC.746.05.09.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Gerber Ivan López Enríquez** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200130600**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COMUNIDAD AGRARIA SAN ROQUE Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR MÉNDEZ, MUNICIPIO DE GÉNOVA COSTA CUCA, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO”**.

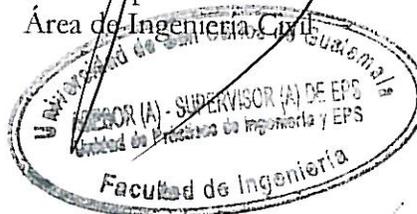
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


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



c.c. Archivo
JMC/ra



Guatemala, 19 de mayo de 2009.
Ref.EPS.D.314.05.09

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

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

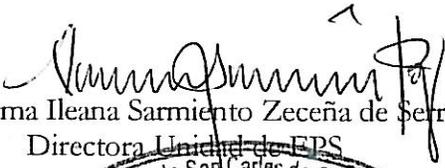
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COMUNIDAD AGRARIA SAN ROQUE Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR MÉNDEZ, MUNICIPIO DE GÉNOVA COSTA CUCA, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Gerber Ivan López Enríquez**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Juan Merck Cos**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





Guatemala,
14 de julio de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

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

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COMUNIDAD AGRARIA SAN ROQUE Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR MÉNDEZ, MUNICIPIO DE GÉNOVA COSTA CUCA, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Gerber Iván López Enríquez, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



Guatemala,
28 de julio de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

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

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COMUNIDAD AGRARIA SAN ROQUE Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR MÉNDEZ, MUNICIPIO DE GÉNOVA COSTA CUCA, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Gerber Ivan López Enríquez, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



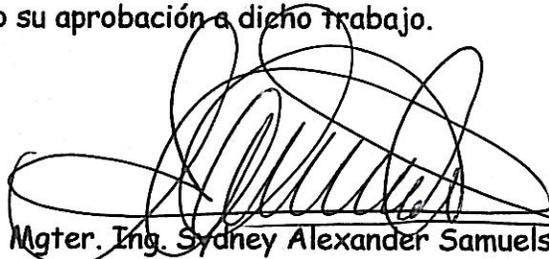
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Gerber Iván López Enríquez, titulado DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COMUNIDAD AGRARIA SAN ROQUE Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR MÉNDEZ, MUNICIPIO DE GÉNOVA COSTA CUCA, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



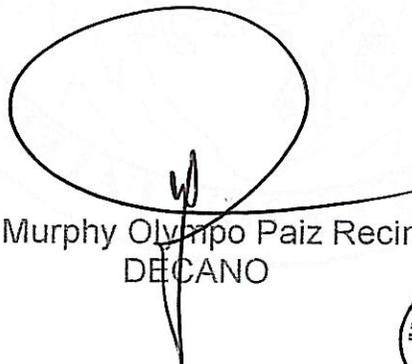
Guatemala, agosto 2009.

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COMUNIDAD AGRARIA SAN ROQUE Y PUENTE VEHÍCULAR EN EL SECTOR MÉNDEZ, MUNICIPIO DE GÉNOVA COSTA CUCA, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO**, presentado por el estudiante universitario Gerber Ivan López Enríquez, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO



Guatemala, agosto de 2009

/gdech

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por haberme dado la vida, la sabiduría y por guiarme a lo largo de este camino.
Mis padres	Por su amor, esfuerzo, entrega y dedicación incondicional en mi vida.
Mis abuelos	Por darme su amor y apoyo siempre.
Mis hermanos	Quienes me motivaron a alcanzar el éxito, gracias por su apoyo incondicional.
Mis tios	Por todo el apoyo incondicional que me han brindado.
Mis primos	Por los momentos que hemos compartido.
Mis amigos	Héctor, Alejandro, William, Hugo, Byron, Víctor Enríquez, Gustavo Sánchez. Por todo lo que compartimos en las aulas de la facultad.
Ing. Juan Merck Cos	Por su guía y colaboración como asesor y supervisor de EPS.
Mi padrino	Ing. Alcir Calderón, gracias por su apoyo durante la finalización de mi carrera universitaria.
La Universidad de San Carlos de Guatemala	La cual se convirtió en mi segundo hogar durante mi carrera universitaria.

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por permitirme alcanzar mis metas.
Mis padres	Francisco López López Candelaria Enríquez Barrios
Mis abuelos	Faustino López. Emilia López Romero. Ángel Cecilio Enríquez. (Q.E.P.D.) Rosa Barrios
Mis hermanos	Londy Patricia Henry Faustino Ángel David Boris Francisco.
Mis hermanos	Henry y Ángel, por darme la oportunidad de finalizar mi carrera universitaria.
Mis sobrinos	Jessica, Rudy, Leslie y Johana Por darle alegría a mi vida.
Mi familia	Gracias por su apoyo y motivación.

1.1.1.1.8.4	Mortalidad	5
1.1.1.1.9	Aspecto cultural	6
1.1.1.1.9.1	Educación	6
1.1.1.1.9.2	Participación y experiencia comunitaria.....	6
1.1.1.1.9.3	Instituciones existentes en la comunidad.....	6

1.2 Investigación diagnóstica sobre las necesidades prioritarias en cuanto a servicios básicos e infraestructura de la Comunidad Agraria San Roque, municipio de Génova Costa Cuca, departamento de Quetzaltenango.

1.2.1	Descripción de las necesidades.....	7
1.2.2	Evaluación y priorización de las necesidades.....	8

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de la red de alcantarillado de la Comunidad Agraria San Roque, municipio de Génova Costa Cuca, departamento de Quetzaltenango.

2.1.1	Descripción del proyecto	9
2.1.2	Levantamiento topográfico.....	9
2.1.2.1	Altimetría.....	9
2.1.2.2	Planimetría.....	10
2.1.3	Diseño del sistema.....	10
2.1.3.1	Descripción del sistema a utilizar.....	10
2.1.3.2	Diseño hidráulico.....	11
2.1.3.2.1	Período de diseño.....	11
2.1.3.2.2	Población de diseño	11

2.1.3.2.3	Dotación.....	12
2.1.3.2.4	Factor de retorno.....	13
2.1.3.2.5	Factor flujo instantáneo.....	13
2.1.3.2.6	Caudal sanitario.....	14
2.1.3.2.6.1	Caudal domiciliar.....	14
2.1.3.2.6.2	Caudal de infiltración.....	14
2.1.3.2.6.3	Caudal por conexiones ilícitas.....	15
2.1.3.2.6.4	Caudal comercial e industrial.....	16
2.1.3.2.7	Factor de caudal medio.....	16
2.1.3.2.8	Caudal de diseño.....	18
2.1.3.2.9	Diseño de secciones y pendientes.....	18
2.1.3.2.10	Velocidades máximas y mínimas.....	19
2.1.3.2.11	Cotas Invert.....	20
2.1.3.2.12	Diámetros de las tuberías.....	21
2.1.3.2.13	Profundidad de tuberías.....	21
2.1.3.2.14	Pozos de visita.....	21
2.1.3.2.15	Conexiones domiciliarias.....	22
2.1.3.2.16	Plan de operación y mantenimiento del sistema.....	25
2.1.3.2.17	Elementos de un alcantarillado sanitario.....	26
2.1.4	Propuesta de tratamiento.....	26
2.1.4.1	Fosa séptica.....	27
2.1.4.2	Pozos de absorción.....	29
2.1.5	Elaboración de planos.....	29
2.1.6	Presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario.....	30
2.1.7	Estudio de impacto ambiental.....	30
2.1.8	Valuación socio-económica.....	31
2.1.8.1	Valor presente neto.....	31
2.1.8.2	Tasa interna de retorno.....	32

2.2 Diseño de puente vehicular en el sector Méndez, municipio de Génova Costa Cuca, departamento de Quetzaltenango.

2.2.1	Descripción del proyecto.....	33
2.2.2	Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de sección de viga y losa.....	34
2.2.3	Estudios preliminares.....	36
2.2.4	Levantamiento topográfico	36
2.2.5	Estudio de suelos por el método de ensayo de compresión triaxial.....	37
2.2.5.1	Determinación del valor soporte del suelo	37
2.2.6	Cálculo de caudales máximos para el diseño de puente.....	39
2.2.6.1	Método sección-pendiente.....	40
2.2.7	Diseño de la superestructura.....	42
2.2.7.1	Diseño de la losa.....	43
2.2.7.1.1	Cálculo de peralte.....	43
2.2.7.1.2	Integración de cargas	43
2.2.7.1.3	Cálculo de momentos	44
2.2.7.1.4	Cálculo de refuerzo.....	45
2.2.7.2	Diseño de vigas.....	49
2.2.7.2.1	Cálculo de peralte y base.....	51
2.2.7.2.2	Integración de cargas.....	51
2.2.7.2.3	Cálculo de momentos.....	51
2.2.7.2.4	Cálculo de refuerzo.....	55
2.2.7.2.5	Diseño a corte	56
2.2.7.3	Diseño de diafragmas.....	60
2.2.7.3.1	Diafragma exterior.....	60
2.2.8	Diseño de la sub-estructura.....	62
2.2.8.1	Cortina	62

2.2.8.2	Viga de apoyo.....	65
2.2.8.3	Estribo	66
2.2.8.4	Obras de protección	77
2.2.9	Elaboración de planos.....	77
2.2.10	Elaboración de presupuesto.....	77
CONCLUSIONES	79
RECOMENDACIONES	81
BIBLIOGRAFÍA	83
APÉNDICE	85

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización de las comunidades	2
2.	Sección transversal del río	42
3.	Geometría de superestructura	43
4.	Sección transversal de superestructura	50
5.	Diagrama de carga viva sobre viga	52
6.	Diagrama de factor de distribución de carga viva en puente	54
7.	Diagrama de posición de camión que produce el corte máximo.	57
8.	Relación de corte para viga	58
9.	Detalle armado de viga	59
10.	Detalle armado de diafragma externo	61
11.	Detalle armado de diafragma interno	62
12.	Geometría de cortina y viga de apoyo	63
13.	Detalle armado de cortina y viga de apoyo	66
14.	Geometría y diagrama de presiones en estribo	67
15.	Esquema de áreas para cálculo de corte simple en zapata	71
16.	Esquema de áreas para calculo de corte punzonante en zapata	72
17.	Detalle del neopreno	76

TABLAS

I.	Presupuesto sistema de alcantarillado sanitario	30
II.	Cálculo de momentos de volteo producido por el peso del estribo	67
III.	Cálculo de momento estabilizante debido al muro	68
IV.	Presupuesto de puente vehicular	77

LISTA DE SÍMBOLOS

@	A cada cierta distancia
a	Distancia a la que se interfecta la resultante de la carga con la base del estribo.
A_s	Área de acero
A_{smin}	Área de acero mínimo
A_v	Área de varilla a utilizar para el estribo
B	Base
C_M	Carga muerta
C_V	Carga viva
C_U	Carga última
d	Peralte efectivo
f'_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto
F.H.	Factor de Harmon
FL	Fuerza longitudinal
Fqm	Factor de caudal medio
f_y	Tensión de fluencia
I	Porcentaje de impacto
n	Coeficiente de rugosidad
M_{CM}	Momento carga muerta
M_{CV}	Momento carga viva
M_{CV+I}	Momento carga viva + porcentaje de impacto
M_U	Momento último
M_v	Momento de volteo
P	Carga de medio camión
Pe	Peso específico
Qdis	Caudal de diseño
S	Separación entre armadura de refuerzo de corte

t	Peralte
V _c	Resistencia nominal de corte proporcionada por el concreto
V _{CM}	Cortante por carga muerta
V _{CV}	Cortante por carga viva
V _n	Cortante nominal a resistir
V _s	Valor soporte del suelo
V _U	Cortante último
WE	Peso estabilizante
W	Peso de volteo
AASHTO	Asociación Oficial Americana de Carreteras y Transportes
ACI	Instituto Americano del Concreto

GLOSARIO

Accesorios	Elementos secundarios en los ramales de tuberías, tales como codos, niples, coplas, tees, válvulas, etc.
Altimetría	Parte de la topografía que enseña a medir las elevaciones.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga última	Suma de la carga viva y carga muerta amplificadas ambas por un factor de seguridad.
Carga viva	Carga no permanente aplicada en una estructura.
Caudal	Cantidad de agua que circula por un curso de agua de modo natural o artificial.
Concreto armado	Elemento homogéneo obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua, combinado con acero.
Concreto ciclópeo	Material de construcción, obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua. El material pétreo es muy grueso.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.

Dotación de agua	Cantidad de agua asignada a cada habitante por día, la cual debe satisfacer sus necesidades, afectadas por factores como clima, condiciones socio-económicas, tipo de abastecimientos, etc.
Levantamiento topográfico	Serie de trabajos para poder determinar la ubicación, tamaño y forma de un área determinada.
Momento	Medida del efecto de rotación causado por una fuerza.
Planimetría	Parte de la topografía que fija posiciones de puntos proyectos en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Sub-estructura	Es una conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar a la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la sub-estructura.

RESUMEN

En el presente trabajo de graduación se presentan los resultados del diseño de un alcantarillado sanitario y de un puente vehicular, desarrollados a través del Ejercicio Profesional Supervisado, realizado en la Comunidad Agraria San Roque y sector Méndez, del municipio de Génova Costa Cuca, departamento de Quetzaltenango.

También se presenta una breve monografía y un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de las comunidades donde se desarrolló el E.P.S.

- Diseño de alcantarillado sanitario:

El sistema está constituido por 2,143 metros lineales de tubería de PVC (ASTM 3034), 29 pozos de visita y 112 conexiones domiciliarias.

- Diseño de puente vehicular :

Consta de una vía, con longitud de 10.00 m y un ancho de 5.35 m, se diseñó para una sobrecarga H-15; la superestructura está formada por dos vigas con una sección de 0.40 x 0.90 m, dos diafragmas externos de 0.30 x 0.45 m y tres diafragmas internos de 0.30 x 0.70 m, y banquetas con barandales de protección para el paso peatonal. La sub-estructura está constituida por una viga de apoyo de 0.75 x 0.40 m, con longitud de 3.5 m y cortina de 0.30 x 0.90 m, todos estos elementos serán construidos de concreto armado, apoyados sobre estribos de concreto ciclópeo y de una zapata.

Al final se presentan los planos y presupuestos correspondientes a cada proyecto.

OBJETIVOS

General:

- Diseñar la red de alcantarillado sanitario para la Comunidad Agraria San Roque y el puente vehicular en el sector Méndez, municipio de Génova Costa Cuca, departamento de Quetzaltenango.

Específicos:

1. Realizar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre las necesidades en cuanto a servicios básicos e infraestructura de la comunidad agraria San Roque y del sector Méndez.
2. Capacitar a los integrantes del COCODE de la Comunidad Agraria San Roque sobre aspectos relacionados con el mantenimiento y operación del sistema de alcantarillado sanitario.

INTRODUCCIÓN

Guatemala es un país que necesita de proyectos de infraestructura y servicios básicos, sobre todo en las áreas rurales, para alcanzar el desarrollo que necesitan las comunidades y de esta forma mejorar la calidad de vida de sus habitantes.

El presente trabajo de graduación contiene el procedimiento de diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la Comunidad Agraria San Roque y del puente vehicular en el sector Méndez, municipio de Génova Costa Cuca, departamento de Quetzaltenango, necesidades que fueron priorizadas a través del diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de dichas comunidades.

Consta de dos capítulos, en el primero se presenta una breve monografía de la Comunidad Agraria San Roque y del sector Méndez. El segundo capítulo contiene el diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la comunidad agraria San Roque y del puente vehicular en el sector Méndez.

Al final se presentan los planos y presupuestos correspondientes a cada proyecto.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía de la Comunidad Agraria San Roque

1.1.1 Características de los beneficiados

1.1.1.1 Generalidades

En la Comunidad Agraria San Roque, se observó que el 75% de la población es indígena y el lenguaje materno es el Mam, pero como idioma predominante tienen el español, tienen un nivel socio-económico bajo, debido a que dependen de la agricultura, como medio de subsistencia, y están expuestos a factores externos, tales como las condiciones climatológicas y la variación de los precios de los productos que cosechan anualmente, para los cuales no tienen ningún plan estratégico. La comunidad cuenta con instituciones religiosas, como son: iglesia católica y evangélica; la religión predominante es la católica (70%), el 30% restante profesan la religión evangélica.

1.1.1.1.1 Nombre de la comunidad

Se le da el nombre de Comunidad Agraria San Roque, debido a que la finca en donde se encuentra ubicada actualmente, tenía por nombre San Roque, por tal razón, los pobladores deciden continuar con el mismo.

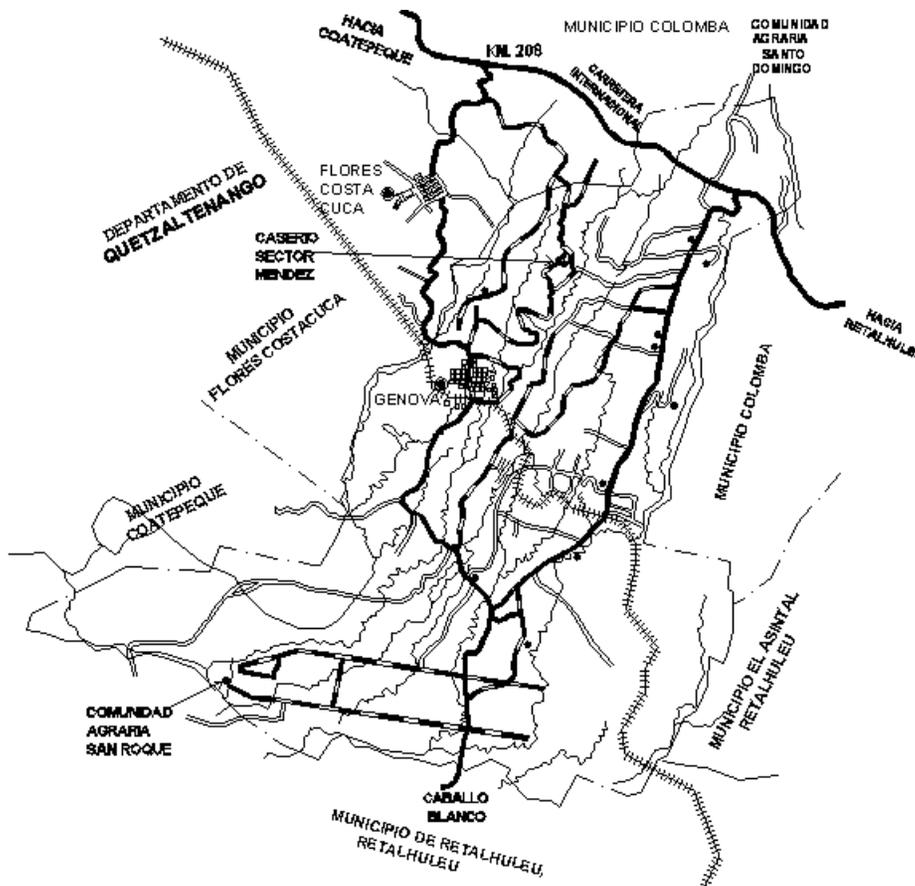
1.1.1.1.2 Ubicación y localización

El municipio de Génova se sitúa en la parte sur del departamento de Quetzaltenango, en la Región VI o Región Sur-Occidental del país, con una extensión territorial de 372 kilómetros cuadrados. Se localiza en la latitud

14°37'13" y en la longitud 91°50'05", del meridiano de Greenwich, contando con una altitud promedio de 350 metros sobre el nivel del mar.

La Comunidad Agraria San Roque se encuentra a 18 kms., al este del municipio de Génova Costa Cuca.

Fig. 1 Localización de la Comunidad Agraria San Roque y del sector Mendez



1.1.1.1.3 Extensión territorial

La comunidad agraria San Roque tiene una extensión territorial de 8.5 caballerías, las cuales están distribuidas entre 112 familias.

1.1.1.1.4 Clima

El clima predominante es cálido, con temperaturas que oscilan la mínima en 22 grados y una máxima de 35 grados, ya que ésta es una zona que aún se encuentra cubierta por pocos árboles. La época lluviosa se presenta del mes de mayo a octubre, según la estación meteorológica de Retalhuleu del Instituto Nacional de Sismología Vulcanología Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH). Se consideran los datos de esta estación por ser la más cercana a la cabecera municipal.

1.1.1.1.5 Vías de comunicación

La Comunidad Agraria San Roque se comunica con la cabecera municipal a través de un camino de terracería, el cual conecta con la carretera RN-13.

1.1.1.1.6 Reseña histórica

La Comunidad Agraria San Roque se fundó en el año de 1995, debido a la invasión a algunas fincas realizada por campesinos de la región, de esta manera un grupo de familias es ubicado en la finca San Roque, que se localiza en el municipio de Génova, quedando registrada en la municipalidad con la categoría de finca y con el nombre de Comunidad Agraria San Roque.

1.1.1.1.6.1 Topografía del lugar

En todo el municipio de Génova Costa Cuca, se puede observar una topografía variada ya que está localizado en la bocacosta del país. La topografía es plana en un 65 % en la parte baja del municipio y es aquí donde

se localiza la Comunidad Agraria San Roque, ondulada en un 20%, que se puede observar a 6 kilómetros de distancia de la cabecera municipal, por la ruta nacional 13 y un 15 % inclinada, en la parte alta del municipio, donde está ubicada la cabecera municipal.

1.1.1.1.7 Actividades socio-económicas

1.1.1.1.7.1 Breve descripción de las actividades de la comunidad

La principal actividad de las dos comunidades es la agricultura, siendo los principales cultivos de la región son: maíz, ajonjolí, café, árboles frutales y árboles maderables, además se dedican a la crianza y comercio de ganado vacuno y porcino, y de sus derivados.

1.1.1.1.7 Salud

1.1.1.1.8.1 Condiciones sanitarias

En la comunidad funciona una unidad mínima de salud, que forma parte de los servicios públicos de salud del municipio, está bajo la coordinación del centro de salud, ubicado en la cabecera municipal de Génova. Una enfermera auxiliar del centro de salud, acude a la comunidad para atender a la población en los programas de control de niños, control de mujeres embarazadas, control de vacunación y enfermedades comunes, cuentan también con una comadrona capacitada para dar atención a las mujeres de la comunidad.

Para problemas más complejos de salud, los habitantes recurren a clínicas particulares y hospitales privados, ubicados en la cabecera municipal o cerca de esta, así como en la cabecera departamental, también recurren al Hospital Nacional de Retalhuleu, por ser el más cercano.

1.1.1.1.8.2 Natalidad

En esta comunidad por lo general las mujeres tienen hijos cada año, aumentando así el riesgo de muerte de los niños, ya que nacen desnutridos, debido a que la alimentación que reciben las madres durante la gestación no es la más adecuada.

1.1.1.1.8.3 Morbilidad

Las principales enfermedades que afectan a la población son las siguientes: respiratorias y gastrointestinales; pero es importante resaltar el hecho de que la anemia y desnutrición también ocupan un lugar prioritario.

1.1.1.1.8.4 Mortalidad

Las principales causas de muerte en la población son por causa natural o enfermedad, siendo la población masculina la que abarca el mayor porcentaje entre los fallecidos.

1.1.1.1.8 Aspecto cultural

1.1.1.1.9.1 Educación

Se cuenta con escuela de nivel pre-primario, primario y un instituto para estudios de educación básica, para estudios de diversificado, deben acudir a centros educativos ubicados en la cabecera municipal de Génova Costa Cuca.

1.1.1.1.9.2 Participación y experiencia comunitaria

El aspecto social, económico y político en las comunidades es controlado por los hombres, existe poca participación de las mujeres únicamente existe una organización dirigida por mujeres en la Comunidad Agraria San Roque, quienes ejecutaron tres proyectos: estufas ahorradoras, techo mínimo y gallinas ponedoras.

1.1.1.1.9.3 Instituciones existentes en la comunidad

- **Comunidad Agraria San Roque**

- 1 Centro de convergencia
- 1 Iglesia católica
- 2 Iglesias evangélicas
- 1 Centro ceremonial
- 1 Escuela primaria
- 1 Instituto de educación básica

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la Comunidad Agraria San Roque y del sector Méndez

1.2.1 Descripción de las necesidades

La Comunidad Agraria San Roque tiene una serie de necesidades tanto de servicios básicos como de infraestructura, entre estas necesidades se pueden mencionar los siguientes:

- Alcantarillado sanitario: este se hace necesario, ya que las aguas servidas corren a flor de tierra, generándose así, un foco de contaminación que afecta a los pobladores.
- Pavimentación de calles: se da la necesidad de pavimentar las calles debido a que, en época de lluvia estas se inundan, y generan peligro al transitar por ellas en ese estado.
- Pavimentación de la carretera principal de acceso hacia la comunidad: esta necesidad surge debido a que en el recorrido de esta hay zanjones, que en época de lluvia se desbordan e impiden el acceso y salida de la comunidad.

El sector Méndez, también tiene una serie de necesidades tanto de servicios básicos como de infraestructura, entre las cuales se pueden mencionar:

- Puente vehicular: el puente actual que comunica a la comunidad con la cabecera municipal se ha dañado en el transcurso del tiempo, lo cual representa un peligro para los pobladores.

- Alcantarillado sanitario: debido a la falta de un servicio de alcantarillado sanitario, las aguas residuales corren a flor de tierra lo que genera enfermedades y malos olores.
- Pavimentación de calles: debido al mal estado de las calles del sector se dificulta la circulación por estas en épocas de lluvia, tanto de personas como de vehículos.

1.2.2 Evaluación y priorización de las necesidades

De acuerdo a los criterios de las autoridades municipales, COCODES y E.P.S. se priorizaron las necesidades de la siguiente forma:

- Comunidad agraria San Roque:
 - Alcantarillado sanitario
 - Pavimentación de carretera principal
 - Pavimentación de calles
- Sector Méndez
 - Puente vehicular
 - Alcantarillado sanitario
 - Pavimentación de calles

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de la red de alcantarillado sanitario para la Comunidad Agraria San Roque

2.1.1 Descripción del proyecto

Este proyecto comprende el diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la Comunidad Agraria San Roque, el cual está conformado por una red de 2,143 metros y 29 pozos de visita. La tubería a utilizar será de PVC y tendrá un diámetro mínimo de 6" para el colector principal y de 4" para la conexión domiciliar, las cuales deben cumplir con las normas ASTM 3034. Se le dará un tratamiento primario a las aguas servidas a base de fosas sépticas, el servicio tendrá una cobertura de 810 habitantes actuales y 1507 habitantes a futuro.

2.1.2 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó para localizar la red dentro de las calles, pozos de visita y en general, para ubicar todos aquellos puntos de importancia. Se realizaron los levantamientos siguientes, planimétrico y el altimétrico utilizando para este trabajo aparatos de precisión.

2.1.2.1 Altimetría

El levantamiento altimétrico del sistema de alcantarillado, se realizó aplicando una nivelación diferencial, conocida también como nivelación directa, el equipo utilizado fue:

- Nivel de precisión Sokkia B21

- Estadal
- Estacas, pintura y clavos

2.1.2.2 Planimetría

Sirve para localizar la red dentro de las calles, ubicar los pozos de visita y todos aquellos puntos de importancia en el diseño. Para la planimetría se utilizó el método de conservación del azimut con vuelta de campana, el equipo utilizado fue:

- Teodolito Sokkisha
- Estadal
- Cinta métrica de 20 metros de longitud
- Plomada
- Estacas, pintura y clavos

2.1.3 Diseño del sistema

2.1.3.1 Descripción del sistema a utilizar

En función de su finalidad, existen 3 tipos básicos de alcantarillado, la selección o adopción de cada uno de estos sistemas dependerá de un estudio minucioso de factores, tanto topográficos como funcionales, pero quizá el más importante es el económico. Los tipos de alcantarillado son los siguientes:

- a) Alcantarillado sanitario: recoge las aguas servidas domiciliarias, baños, cocinas y servicios; residuos comerciales como restaurantes y garages; aguas negras producidas por industrias e infiltración.

b) Alcantarillado pluvial: recoge únicamente las aguas de lluvia que concurren al sistema.

c) Alcantarillado combinado: este tipo de alcantarillado consta de un único colector, a través del cual fluyen tanto las aguas residuales de uso doméstico o industrial como las de lluvia.

Para el efecto, la comunidad en estudio no cuenta con sistema de alcantarillado. Las calles no son pavimentadas, por lo que se decidió realizar un alcantarillado sanitario, del cual están excluidos los caudales de agua de lluvia provenientes de la calle, techos y otras superficies.

2.1.3.2 Diseño hidráulico

2.1.3.2.1 Periodo de diseño

Es el período de funcionamiento eficiente del sistema, luego de este período es necesario rehabilitar el sistema. Para determinar dicho período es necesario tomar en cuenta factores tales como: población beneficiada, crecimiento poblacional, calidad de materiales a utilizar, futuras ampliaciones de las obras planeadas y mantenimiento del sistema. Instituciones como, INFOM recomiendan que las alcantarillas se diseñen para un período de 20 años.

Para este proyecto se consideró un periodo de diseño de 21 años, ya que es necesario incluir un tiempo adicional de 1 año para las gestiones que conlleve el proyecto, su respectiva autorización y desembolso económico.

2.1.3.2.2 Población de diseño

La población de diseño se determina con la cantidad de pobladores, que se va a servir en un período de tiempo establecido, tomando como base los

habitantes actuales, que se encuentran en el sector donde se desarrollará el proyecto.

Se calculará la población futura por medio del método de incremento geométrico, por ser el más apto y el que se apega a la realidad del crecimiento poblacional de nuestro medio. Se utilizará una tasa de crecimiento poblacional de 3.00 %, dato proporcionado por la municipalidad de Génova. La población actual es de 810 habitantes.

Método de Incremento Geométrico

$$Pf = Po*(1+ R)^n$$

Donde:

Pf = Población a futuro = 1,507 hab.

Po = Población actual = 810 hab.

R = Tasa de crecimiento = 3%

n = Años proyectados = 21 años

$$Pf = 810*(1+ 0.03)^{21}$$

Pf = 1507 habitantes.

2.1.3.2.3 Dotación

Es la cantidad de agua que una persona necesita por día, para satisfacer sus necesidades, se expresa en litros por habitante al día. Los factores que se consideran para la dotación de agua son: clima, nivel de vida, actividad, productividad, abastecimiento privado y servicios comunales o públicos.

La dotación que se tomó es de 125 lt/hab/día, de acuerdo a la asignación que la municipalidad de Génova tiene por vivienda con un aproximado de

30,000 lts/casa/mes. La cantidad de habitantes promedio por vivienda es de siete. El caudal doméstico debe ser afectado por el factor de retorno al ser calculado.

2.1.3.2.4 Factor de retorno

Se sabe que no todo el 100% de agua potable que ingresa a cada vivienda regresará a las alcantarillas, por razones de uso que se le da a la dotación dentro de la vivienda, considerando que pueda perderse un 15% de la dotación, y tomando en cuenta que el área de influencia del proyecto, cuenta con viviendas que en su mayoría poseen patios de tierra, se consideró un factor de retorno al sistema del 85%.

2.1.3.2.5 Factor de flujo instantáneo

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 de Harmond, en la cual su valor disminuye si la población aumenta, y aumenta si la población analizada disminuye.

Su fórmula es:

$$F_H = \frac{18 + \sqrt{P/1000}}{4 + \sqrt{P/1000}}$$

Donde:

F_H = Factor de flujo instantáneo o factor de Harmond

P = Población del tramo analizado.

2.1.3.2.6 Caudal sanitario

El caudal sanitario está integrado por el caudal domiciliar (Q_{DOM}), comercial (Q_{COM}), industrial (Q_{IND}), las infiltraciones (Q_{INF}) y conexiones ilícitas (Q_{CI}).

Por lo tanto el caudal sanitario está dado por:

$$(Q_{SAN}) = (Q_{DOM}) + (Q_{COM}) + (Q_{IND}) + (Q_{INF}) + (Q_{CI})$$

2.1.3.2.6.1 Caudal domiciliar

Es el agua que una vez ha sido usada por los humanos para limpieza o producción de alimentos, es desechada y conducida hacia la red de alcantarillado. El agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación del suministro del agua potable, menos una porción que no será vertida al drenaje de aguas negras. Para tal efecto, la dotación de agua potable es afectada por el factor de retorno.

De esta forma el caudal domiciliar o doméstico queda integrado así:

$$Q_{DOM} = (\text{Dotación} * \text{No. de Hab. Futuro} * \text{Factor retorno}) / 86400$$

$$Q_{DOM} = (125 \text{ lt/hab./día} * 1507 \text{ hab.} * 0.85) / 86400 = 1.85 \text{ lts/seg.}$$

2.1.3.2.6.2 Caudal de infiltración

No existe un caudal de infiltración ya que la tubería a emplear es PVC.

2.1.3.2.6.3 Caudal por conexiones ilícitas

Este tipo de caudal es producido por las viviendas que, por no contar con un sistema de alcantarillado apropiado para las aguas pluviales, las introducen al sistema de alcantarillado sanitario. Para efecto de diseño se puede estimar que un porcentaje de las viviendas de una localidad pueden hacer conexiones ilícitas, lo que es susceptible de variar de 0.5 a 2.5%.

Según el INFOM (Instituto de Fomento Municipal), se puede estimar el valor de este caudal tomando un 10% mínimo del caudal domiciliar.

Como el caudal de conexiones ilícitas va directamente relacionado con el caudal producido por las lluvias, otra forma para calcularlo es el Método Racional, el cual está dado por:

$$Q_{\text{Conex. ilícitas}} = CiA / 360$$

Donde:

Q = caudal (m³/seg.)

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia (mm/hora)

A = Área que es factible conectar ilícitamente al sistema (mm/hora)

Por no contar con la información necesaria para la utilización del Método Racional, el caudal de conexiones ilícitas se calculará por medio de los parámetros regulados por el INFOM, tomando en este caso un valor de 25% del caudal domiciliar.

Dotación $Q_{\text{ilícitas}} = 25\% * \text{Dotación por habitante}$

Donde: dotación por habitante = 125 lts./hab./dia.

Dotación $Q_{\text{ilícitas}} = 25\% * 125 \text{ lts./hab./día.} = 35 \text{ lts./hab./día.}$

- Caudal de conexiones ilícitas actual

$$Q_{\text{Conex. ilícitas}} = (\text{Dotación } Q_{\text{ilícita}} * \text{Población}) / 86,400$$

$$Q_{\text{Conex. ilícitas}} = (35 * 810) / 86,400 = 0.35 \text{ lts/seg.}$$

- Caudal de conexiones ilícitas futuro

$$Q_{\text{Conex. ilícitas}} = (\text{Dotación } Q_{\text{ilícita}} * \text{Población}) / 86,400$$

$$Q_{\text{Conex. ilícitas}} = (35 * 1,507) / 86,400 = 0.61 \text{ lts/seg}$$

2.1.3.2.6.4 Caudal comercial e industrial

En la Comunidad Agraria San Roque no existen comercios e industrias de gran magnitud, por lo tanto no existen caudales comerciales o industriales a considerar como tales. En este caso el caudal comercial como el industrial, son iguales a cero.

2.1.3.2.7 Factor de caudal medio

Este es un factor que regula la aportación de caudal en la tubería. Se considera que es el caudal con que contribuye un habitante debido a sus actividades, sumando los caudales doméstico, de infiltración, por conexiones ilícitas, caudal comercial e industrial, entre la población total. Este factor debe estar dentro del rango 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 del rango máximo y mínimo establecido, ya que se podría caer en un sobrediseño o en subdiseño, según sea el caso.

El factor de caudal medio se calculó de la forma siguiente:

$$F_{qm} = Q_{\text{medio}} / \text{No. de habitantes futuro}$$

Donde:

$$Q_{\text{medio}} = (Q_{\text{SAN}}) = (Q_{\text{DOM}}) + (Q_{\text{COM}}) + (Q_{\text{IND}}) + (Q_{\text{INF}}) + (Q_{\text{CI}})$$

$$Q_{\text{DOM}} = (\text{Dotación} * \text{No. de Hab. Futuro} * \text{Factor retorno}) / 86400$$

$$Q_{\text{DOM}} = (125 \text{ lt/hab./día} * 1507 \text{ hab.} * 0.85) / 86400 = 1.85 \text{ lts/seg.}$$

$$Q_{\text{DOM}} = 1.85 \text{ lts/seg.}$$

$$Q_{\text{Conex. ilícitas}} = (\text{Dotación } Q_{\text{ilícita}} * \text{Población}) / 86,400$$

$$Q_{\text{Conex. ilícitas}} = (35 * 1,507) / 86,400 = 0.61 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{Conex. ilícitas}} = 0.61 \text{ lts/seg.}$$

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{SAN}} = 1.85 + 0.61 = 2.46 \text{ lts/seg.}$$

$$F_{qm} = Q_{\text{medio}} / \text{No. de habitantes futuro}$$

$$F_{qm} = 2.46 \text{ lts/seg.} / 1507 \text{ hab.} = 0.0016$$

Este caudal no se encuentra entre los rangos establecidos, por lo tanto se adopta el valor 0.002 para el diseño.

2.1.3.2.8 Caudal de diseño

Es el caudal con el que se diseñará cada tramo del sistema sanitario y será igual a multiplicar el factor de caudal medio, el factor de Hardmon y el número de habitantes a servir.

- Caudal de diseño actual

$$Q_{\text{dis. Actual}} = f_{qm} * FH_{\text{actual}} * \text{No. de hab. Actual}$$

- Caudal de diseño futuro

$$Q_{\text{dis. Futuro}} = f_{qm} * FH_{\text{futuro}} * \text{No. de hab. Futuro}$$

2.1.3.2.9 Diseño de secciones y pendientes

El cálculo de la capacidad, velocidad, diámetro y pendientes se hará aplicando la fórmula de Manning, transformada al sistema métrico, para secciones circulares de pvc, así:

$$V = \frac{0.03429 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Donde:

v = velocidad del flujo a sección llena (m/seg.)

D = diámetro de la sección circular (pulgadas)

S = pendiente de la gradiente hidráulica (m/m)

n = coeficiente de rugosidad de Manning 0.010 para tubería de PVC

Para simplificar el diseño de sistemas de tuberías sanitarias, es necesario asumir condiciones constantes de flujo, a pesar que la mayoría de

sistemas de drenajes, funcionan con caudales sumamente variables, desde que se diseñan, permitiendo que el área de drenaje aumente o disminuya, se considera como flujo de canales abiertos. En sistemas de alcantarillado por gravedad, el flujo se encuentra en contacto directo con la atmósfera, por lo tanto, carece de cualquier tipo de presión. Para la determinación de la sección de la tubería sanitaria, se debe tener en cuenta el tirante hidráulico que debe estar entre:

$$0.10 \leq d/D \leq 0.75$$

Para que el agua que conducen las alcantarillas se desplace libremente, dependiendo de la gravedad, debe cumplir con los parámetros establecidos para d/D y v/V . En terrenos donde la topografía es muy quebrada, la pendiente máxima será cuando la velocidad alcance los 4 m/s, utilizando tubería PVC.

$$S = \frac{\text{Cota inicial del terreno} - \text{Cota final del terreno} * 100}{\text{Longitud del tramo}}$$

Donde:

S= pendiente del terreno en %

Para todo diseño de alcantarillado, es recomendable seguir la pendiente del terreno, dependiendo siempre si la pendiente va a favor o en contra del sentido del fluido.

2.1.3.2.10 Velocidades máximas y mínimas

Se debe diseñar de modo que la velocidad mínima del flujo para la tubería PVC, trabajando a cualquier sección deberá ser de 0.4 m/seg, en casos críticos con terrenos muy planos y ramales iniciales con pequeño flujo, se acepta una velocidad de 0.30 m/seg, la velocidad máxima será de 4 m/seg, ya que

velocidades mayores causan efectos dañinos, debido a que los sólidos en suspensión (arena, cascajo, piedra, etc.) producen un efecto abrasivo a la tubería.

2.1.3.2.11 Cotas invert

Es la distancia entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior de la tubería, tomando en cuenta que la cota invert sea, al menos, igual al recubrimiento mínimo necesario de la tubería.

Se debe tomar en cuenta para el cálculo de cotas invert, que la cota invert de salida de un pozo se coloca, al menos, tres centímetro más baja que la cota invert de llegada de la tubería más baja. Las cotas invert de entrada y de salida se calculan de la siguiente manera:

$$CIS1 = CT - Hp1$$

$$CIE2 = CIS1 - \frac{S\% \cdot DH}{100}$$

$$CIS2 = CIE2 - 0.03m.$$

Donde:

CIS1 = Cota invert de salida del pozo de visita 1 (CIS)

CT = cota de terreno

Hp1 = Altura del pozo de visita 1

CIE2 = Cota invert de entrada del pozo de visita 2 (CIE)

CIS2 = Cota invert de salida del pozo de visita 2 (CIS)

S% Tubo = Pendiente del tubo

DH = Distancia horizontal entre pozos

2.1.3.2.12 Diámetros de las tuberías

El diámetro mínimo de tubería que ha de usarse para el diseño de alcantarillados sanitarios, utilizando tubería de concreto será de 8 pulgadas; para tuberías de PVC el diámetro mínimo es de 6 pulgadas, según lo indica el INFOM. Se utilizan estos diámetros debido a requerimientos de limpieza, flujo y para evitar obstrucciones

2.1.3.2.13 Profundidad de tuberías

La profundidad mínima del coronamiento de la tubería con respecto a la superficie del terreno será de 1.00 m. también está en función de las cargas transmitidas por el tránsito y del terreno donde pasará la tubería, factores que se deben tomar en cuenta ya que pueden afectar al sistema, produciendo rupturas o taponamientos en los tubos. La profundidad mínima de la tubería, desde la superficie del suelo hasta la parte superior de la misma, en cualquier punto, será determinada de la siguiente manera:

- Para tránsito normal (menor a 200 quintales) = 1.00 m
- Para tránsito pesado (mayor a 200 quintales) = 1.20 m

Cabe resaltar que estas profundidades pueden ser mayores, pero nunca menores a 1.00 metro.

2.1.3.2.14 Pozos de visita

Es uno de los elementos principales del sistema de alcantarillado, se construyen con el fin de proporcionar acceso al sistema para realizar trabajos

de limpieza e inspección, se construyen de mampostería de ladrillo o de concreto. Según normas para la construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- En el inicio de ramal
- En intersecciones de dos o más tuberías
- Donde exista cambio de diámetro de tubería
- En curvas de colectores a no más de 30 m
- Alivio o cambio de pendiente
- En tramos no mayores de 100 m

2.1.3.2.15 Conexiones domiciliarias

La conexión domiciliar, es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla o a un punto de desagüe, se considera que para sistemas de tubería de pvc, el diámetro mínimo será de 4", con una pendiente mínima de 2%, una máxima de 6%, que forme un ángulo horizontal con respecto a la línea central de aproximadamente 45 grados, en el sentido de la corriente del mismo.

El tubo de la conexión que sale de la candela domiciliar debe ser de menor diámetro que el del tubo de la red principal, con el objeto de que sirva de retenedor de algún objeto que pueda obstruir el colector principal. Se utilizará tubo de concreto de 12" de diámetro para la candela domiciliar y así facilitar su construcción.

Diseño de la red de alcantarillado sanitario

Ejemplo de cálculo para tramo de pv-14 a pv-15

DATOS GENERALES

Población actual= 810 hab.

Población futura= 1507 hab.

PV= pozo de visita

Cota inicio de terreno PV-3.4 = 99.82

Cota final de terreno PV-3.5 = 99.19

Distancia horizontal=52.38

Período de diseño= 21 años

Coefficiente de rugosidad= 0.010

S= pendiente del terreno (%)

Fqm= 0.002

S= (99.82-99.19)/52.38= 0.0120 = 1.20%

S_{tubería}= 0.30%

No. de casas del tramo= 2

No. de casas acumuladas del tramo= 23

$$\text{Factor de Harmon actual} = F_H = \frac{18 + \sqrt{P/1000}}{4 + \sqrt{P/1000}} = \frac{18 + \sqrt{161/1000}}{4 + \sqrt{161/1000}} = 4.1809$$

$$\text{Factor de Harmon futuro} = F_H = \frac{18 + \sqrt{P/1000}}{4 + \sqrt{P/1000}} = \frac{18 + \sqrt{300/1000}}{4 + \sqrt{300/1000}} = 4.0785$$

Caudal de diseño actual

Q_{dis. Actual} = fqm*FH actual*No. de hab. Actual

$$Q_{\text{dis. Actual}} = 161 * 0.002 * 4.1809 = 1.35 \text{ lts/s}$$

Caudal de diseño futuro

$$Q_{\text{dis. Futuro}} = f_{qm} \cdot FH_{\text{futuro}} \cdot \text{No. de hab. Futuro}$$

$$Q_{\text{dis Futuro}} = 300 \cdot 0.002 \cdot 4.0785 = 2.44 \text{ lts/s}$$

$$V_{\text{seccion llena}} = (0.03429 \cdot 6^{2/3} \cdot 0.0030^{1/2}) / 0.010 = 0.62 \text{ m/s}$$

$$Q = V \cdot A$$

$$Q = 0.62 \cdot (3.14159 \cdot ((6 \cdot 2.54) / 100)^2) / 4 \cdot 1000 = 11.31 \text{ lts/s}$$

Relaciones hidráulicas:

$$Q_{\text{actual}} / Q = 1.35 / 11.31 = 0.119 \quad Q_{\text{futuro}} / Q = 2.44 / 11.31 = 0.216$$

De las tablas de relaciones hidráulicas se obtienen:

Actual

Futuro

$$v / V = 0.67$$

$$v / V = 0.80$$

$$v = V \cdot 0.67$$

$$v = V \cdot 0.80$$

$$v = 0.62 \cdot 0.67 = 0.42 \text{ m/s}$$

$$v = 0.62 \cdot 0.80 = 0.49 \text{ m/s}$$

$$d / D = 0.23$$

$$d / D = 0.32$$

Se puede observar que la velocidad, actual y a futuro del agua, se encuentran dentro de los límites permitidos los cuales son: $0.4 \text{ m/s} < v < 4 \text{ m/s}$, al igual que la relación d/D , se encuentra dentro de los parámetros permisibles los cuales son: $0.10 < d/D < 0.75$, por lo que la pendiente y el diámetro de la tubería, se ajustan a las necesidades del servicio tanto actuales como a futuro.

Utilizando las tablas de relaciones hidráulicas, se calcula la velocidad actual=0.42 m/s, la que está dentro del rango de velocidades para tubería pvc.

2.1.3.2.16 Plan de operación y mantenimiento del sistema

A medida que pasa el tiempo se produce el envejecimiento de los sistemas de alcantarillado, el riesgo de deterioro, obstrucciones y derrumbes se convierte en una consideración muy importante. Por esta razón la limpieza y la inspección de los colectores de agua residual son fundamentales para el mantenimiento y funcionamiento correcto del sistema.

Para que el sistema de alcantarillado sanitario de la comunidad agraria San Roque, funcione adecuadamente durante su período de diseño, es necesario promover el mantenimiento necesario.

Técnicas de inspección: se requieren programas de inspección para determinar la condición actual del alcantarillado y tener la planificación de una estrategia de mantenimiento. Idealmente las inspecciones del alcantarillado deben realizarse en condiciones de bajo caudal. De presentarse condiciones de flujo que pudieran alterar las inspecciones, estas deben llevarse a cabo durante los periodos de menor caudal entre la medianoche y las cinco de la mañana, o se puede hacer un taponamiento temporal del colector para reducir el caudal.

Las conexiones domiciliarias presentan generalmente problemas de tubería obstruida (parcial o total) y conexión de aguas pluviales, por lo que habrá que verificar las condiciones de la candela y su tapadera y, en caso de ser necesario, repararlas o cambiarlas y evitar que se introduzca tierra o basura y provoque algún taponamiento. Si existiera conexión de aguas pluviales, ésta

se debe cancelar y así evitar que la tubería se sature ya que no fue diseñada para conducir aguas pluviales.

La línea o colector principal presenta también problemas de obstrucción, por lo que se puede proceder de las siguientes formas: debe bajar por lo menos una persona a cada pozo de visita entre el tramo a evaluar, colocar una linterna alumbrando hacia la tubería, la otra persona percibirá clara o parcialmente el reflejo, indicando si existe algún taponamiento en el tramo. Otra forma de proceder consiste en verter una cantidad determinada de agua en el pozo de visita, chequear el corrimiento del agua hacia el siguiente pozo, esperando que éste sea normal. Si es muy lento es que existe algún taponamiento y si no sale agua en el pozo, existe una obstrucción total, por lo que se introducirá una guía para localizarla y si es necesario, se excavará hasta descubrir la tubería para retirar los residuos acumulados.

2.1.3.2.17 Elementos de un alcantarillado sanitario

Los elementos de un sistema de alcantarillado sanitario se dividen en: obras básicas y obras complementarias. Dentro de las obras básicas están los colectores (tubería por la que se conduce el agua residual), pozos de visita y conexiones domiciliarias; dentro de las obras complementarias se encuentran los pozos de luz, tanques de lavado, derivadores de caudal, disipadores de energía, tuberías de ventilación y sifones.

2.1.4 Propuesta de tratamiento

El tipo de tratamiento para las aguas residuales de la Comunidad Agraria San Roque es de gran importancia y de alto interés, ya que mediante él se podrá mitigar los efectos nocivos que estas puedan producir. Por razones de

tipo económico, para la obtención del financiamiento del proyecto, se propone el tratamiento de las aguas residuales a través del uso de fosas sépticas.

Dentro de las fosas sépticas se produce el tratamiento primario del agua residual, en donde se separan o eliminan la mayoría de sólidos suspendidos en el agua, mediante el proceso físico de asentamiento. A medida que el agua residual, procedente del sistema de alcantarillado, entra en la fosa y la velocidad de flujo se reduce, los sólidos mayores se hunden en el fondo o suben a la superficie. De tal forma que, el cieno es la acumulación de sólidos en el fondo de la fosa, y las natas son un conjunto de sólidos parcialmente sumergidos y flotantes que se forman en la superficie.

Dichos sólidos son sometidos a descomposición por procesos bacteriológicos. Las bacterias presentes son de la variedad anaerobia, que prosperan en la ausencia de oxígeno. La descomposición o tratamiento de aguas residuales en condiciones anaerobias es llamada "séptica".

2.1.4.1 Fosa séptica

El diseño de la fosa depende principalmente de la cantidad de viviendas a servir. Es recomendable que una fosa séptica no dé servicio a más de 60 viviendas simultáneamente, por lo que el diseño es el siguiente:

No. de viviendas = 60

No. de habitantes por vivienda = 7

Dotación por habitante = 125 lt/hab/día

Factor de retorno = 0.85

Caudal habitante/día = 125 lt/hab/día * 0.85 = 106.25 lt/hab/día

60 viviendas * 7 = 420 habitantes

El volumen de líquidos se calcula para un periodo de retención de 24 horas,

Por lo que:

Vol. Liq. = Pob. A servir * Caudal habitante/día * periodo de retencion

$$\text{Vol. Liq.} = (420 \text{ hab.} * 106.25 \text{ lt/hab/día} * 1 \text{ día}) / 1000 \text{ lts/m}^3$$

$$\text{Vol. Liq.} = 44.63 \text{ m}^3$$

Volumen de lodos

- Cada fosa séptica se limpiará a cada 3 años
- Volumen de lodos por persona será de 30 lts/hab/año

Por lo que:

$$\text{Vol. Lodos} = (420 \text{ hab.} * 30 \text{ lts/hab-año} * 3 \text{ años}) / 1000 \text{ lts/m}^3 = 37.80 \text{ m}^3$$

Volumen total

Vol. total = Vol. Líquidos + Vol. Lodos

$$\text{Vol. total} = 44.63 \text{ m}^3 + 37.80 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total de fosa séptica} = 82.43 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. de diseño} = 82.43 \text{ m}^3$$

Para determinar las dimensiones de la fosa, se tiene que respetar que la longitud es dos veces el ancho, el alto se propone no sea ni muy profunda, que dificulte su construcción o muy pequeña que demande mucha área superficial. Para determinar las dimensiones de la fosa se propone una profundidad de 2.30 metros.

Volumen = ancho * alto * largo

Donde largo = 2 veces el ancho

Volumen = Alto * 2 Ancho²

Con volumen = 82.43 m³

Alto = 2.30 m

Sustituyendo

$82.43 \text{ m}^3 = 2\text{Ancho}^2 \cdot 2.30$

Ancho = 4.23 m por lo tanto se toma ancho = 4.25 m.

Por lo tanto, el largo será de 8.50 m.

Altura total de fosa = 2.50 m.

Las dimensiones de la fosa séptica serán:

Largo = 8.50 m, Ancho = 4.25 m, Profundidad = 2.50 m.

Las paredes, piso y techo de las fosas sépticas serán construidas de concreto reforzado, el armado de estos se presenta en los planos finales.

2.1.4.2 Pozos de absorción

El efluente proveniente de la fosa séptica, se evacuará a un zanjón que se encuentra lo suficientemente alejado de la comunidad, por lo que no se hace necesario incorporar pozos de absorción al sistema.

2.1.5 Elaboración de planos

Los planos elaborados para este proyecto son: planta general y densidad de vivienda, planta-perfil de colector central y ramales, detalles de pozos de visita, conexiones domiciliarias y fosa séptica.

2.1.6 Presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario

La siguiente tabla corresponde a la estimación del presupuesto del alcantarillado sanitario de la Comunidad Agraria San Roque, en el cual se incluyen los costos de materiales, mano de obra calificada y no calificada, costos indirectos del 35%, que incluye los imprevistos, supervisión, gastos administrativos, impuestos y utilidades.

Los precios de los materiales puestos en obra, se obtuvieron a través de cotizaciones en centros de distribución en la cabecera municipal. El salario de mano de obra calificada y no calificada, se asignó de acuerdo a los que maneja la municipalidad en proyectos similares.

Tabla I. Presupuesto de sistema de alcantarillado sanitario.

PRESUPUESTO ALCANTARILLADO SANITARIO SAN ROQUE						
No.	Renglones de Trabajo	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total por Renglon	
1	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ml	2143	Q 1.56	Q	3,341.25
2	EXCAVACIÓN	m³	3320.4	Q 33.76	Q	112,111.43
3	RELLENO Y COMPACTACIÓN	m³	3215.36	Q 7.08	Q	22,778.55
4	RETIRO DE MATERIAL SOBRENTE	m³	135	Q 25.76	Q	3,477.60
5	POZOS DE VISITA DE 1.20 a 2.20 mts.	uni.	9	Q 7,536.00	Q	67,823.98
6	POZOS DE VISITA DE 2.20 a 3.20 mts.	uni.	12	Q 12,330.55	Q	147,966.59
7	POZOS DE VISITA DE 3.20 a 4.20 mts.	uni.	8	Q 16,240.35	Q	129,922.76
8	COLECTOR GENERAL TUBO P/C NORMA ASTM D3034 Ø 6"	ml.	2143.4	Q 277.40	Q	594,585.17
9	CONEXIÓN DOMICILIAR	viviendas	112	Q 1,579.71	Q	176,927.00
10	FOSAS SÉPTICAS	uni.	4	Q 106,571.23	Q	426,284.92
COSTO TOTAL DEL PROYECTO						Q1,685,219.24

2.1.7 Estudio de Impacto Ambiental

Es el análisis de las posibles consecuencias de un proyecto sobre la salud ambiental, la integridad de los ecosistemas y la calidad de los servicios

ambientales. Actualmente se han visto afectados los ríos que rodean al municipio de Génova, ya que la población dirige sus aguas residuales a zanjones que van a dar a los ríos, por lo que la población está teniendo una participación negativa para el ambiente.

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, que afectará a las personas que viven cerca de donde pasará el sistema de alcantarillado, debido a las condiciones del clima, del viento, etc.

Como impacto ambiental positivo, se menciona la eliminación de aguas servidas, que fluyen sobre la superficie del suelo del lugar, la eliminación de fuentes de proliferación de mosquitos y zancudos y la disminución de enfermedades que estos puedan transmitir a los habitantes del lugar; además las aguas servidas que sean transportadas por el sistema de alcantarillado, recibirán un tratamiento primario, antes de ser evacuadas a su destino final, en este caso a un zanjón.

2.1.8 Valuación socio-económica

2.1.8.1 Valor presente neto

El método del valor presente neto es bastante utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación, la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

Cuando el VPN es menor que cero, implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés, o por el contrario, si el VPN es mayor que cero representa una ganancia.

$$\text{VPN} = \text{ingresos} - \text{egresos}$$

Debido a que este es un proyecto de carácter social, no se contempla ningún tipo de utilidad (no hay ingresos), los egresos se establecen como el costo total del proyecto.

$$\text{VPN} = 0 - 1,685,219.24$$

$$\text{VPN} = - 1,685,219.24$$

2.1.8.2 Tasa Interna de retorno

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión. Para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevee ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR, mediante el uso de alguna fórmula.

Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4.5%, la cual representa el costo que el Estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto. Esta tasa fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala, que es la inversión en títulos públicos y que actualmente pagan esa cantidad, es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos, para invertirlos en obra pública.

2.2 Diseño de puente vehicular para el sector Méndez

2.2.1 Descripción del proyecto

Este proyecto tiene como objetivo principal lograr una vía de acceso vehicular, que permita a los pobladores de esta comunidad y de las que se encuentran alrededor, desplazarse por la carretera principal que conduce a la cabecera municipal.

El proyecto consiste en diseñar un puente vehicular de concreto reforzado, de un carril, para soportar una carga viva AASHTO H15-44, con una longitud de 10 m, con un ancho de rodadura de 3.50 m y banquetas laterales de 0.65 m. El puente contará con los elementos estructurales siguientes: estribos de concreto ciclópeo y zapata, viga de apoyo, corona, vigas principales, diafragmas externos e internos, losa de rodadura y banquetas de concreto armado, los barandales se construirán con postes de concretos y tubos de HG de 2". Además contará con drenaje y protección en los aproches, mediante gaviones.

Se puede definir un puente como una estructura destinada para salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías. Según su función puede ser puente para carretera, puente para ferrocarril, puente móvil. Según sus materiales de construcción, los puentes podrán ser de: madera, mampostería, acero estructural, concreto armado, concreto preesforzado y dependiendo del tipo de estructura, los puentes podrán ser: libremente apoyados, tramos continuos, colgantes, doble voladizo.

La infraestructura de un puente se divide en dos partes que son:

La sub-estructura: se define como un conjunto de elementos estructurales, que transmiten las cargas al suelo, y que brinda estabilidad a toda la estructura. Está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos.

La superestructura: consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos

2.2.2 Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección de viga y losa

Se debe tomar en cuenta algunos criterios, antes de desarrollar el diseño de un puente. Es de mucha importancia para el diseñador ajustarse a ciertas especificaciones que normalicen el proyecto a ejecutarse, dentro de las especificaciones tomadas en cuenta en el presente diseño se encuentran las normas de la ASSHTO, ACI, ASTM.

Diseño. Para el diseño de puentes se utiliza las normas de “Standard Specifications Highway Bridges” de la American Association of State Highway and Transportation Officials, (AASHTO).

Carga viva. Para el puente de este proyecto, se usó la carga viva de diseño tipo AASHTO H 15-44.

Recubrimientos. AASHTO 8.22. Se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto. Para cimientos y muros 8 cm.; para losas en cama superior 5 cm., cama inferior 2.5 cm.; para columnas y vigas 5 cm.

Longitud de desarrollo. AASHTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria, a partir del punto donde se requieren por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20.

Traslapes. AASHTO 8.25. DGC 509.080. Se calcula con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11 o mayores, de tal modo que desarrollen un 125% de la resistencia nominal (f_y) de la barra.

Ganchos. AASHTO 8.23.2.2. DGC 509. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados, y 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

Formaletas. Se construyen de acuerdo con la sección DGC 505.04.

Para la superestructura se deben tomar en cuenta.

- La acera y el barandal deben construirse posteriormente a la deflexión libre de las vigas.
- Todos los elementos de metal deben cubrirse con dos capas de diferente color de pintura anticorrosiva, exceptuando los pernos que deben estar debidamente engrasados.

Para la sub-estructura se deben tomar en cuenta.

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad establecida por el estudio de suelos.

- Debe evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes al punto de estudio, para evitar futuras socavaciones.

2.2.3 Estudios Preliminares

Son los estudios que deben realizar antes de empezar el diseño de un puente, se deben considerar como los más importantes: los estudios topográficos, hidrológico y de suelos

2.2.4 Levantamiento topográfico

El estudio topográfico constituye uno de los elementos básicos para realizar el diseño de un puente, ya que permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría de las partes del puente. Para este proyecto se realizaron los levantamientos siguientes:

- **Planimetría**

Está definida como el conjunto de trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte para su orientación. Para este proyecto se realizó el levantamiento por medio del método de conservación de azimut y el equipo que se utilizó fue: teodolito Sokkisha, estatal, cinta métrica, plomada, estacas y clavos.

- **Altimetría**

Es la medición de las alturas de una superficie de la tierra, con el fin de representarlas gráficamente para que junto con la planimetría se defina la superficie en estudio. Para este proyecto se utilizó el método

taquimétrico. El equipo que se utilizó fue: teodolito Sokkisha, estadal, cinta métrica, plomada, estacas y clavos.

2.2.5 Estudio de suelos por el método de ensayo de compresión triaxial

Para realizar el diseño de un puente es importante realizar un estudio de suelos, este se hace por medio de perforaciones dinámicas, pero debido al costo de este y a que la municipalidad no cuenta con suficientes recursos, se realizó el estudio por medio del método de ensayo de compresión triaxial.

Este es un estudio muy importante ya que sirve para determinar la carga que soporta el suelo. Con los datos que se obtengan del estudio de suelos, se llega a seleccionar el tipo de subestructura y cimentación del proyecto. Generalmente, se plantea el eje central del puente y se extrae la muestra correspondiente.

Datos obtenidos del ensayo:

Tipo de ensayo:	No consolidado y no drenado
Descripción del suelo:	Limo arenarcilloso color café claro
Dimensión y tipo de probeta:	2.5" X 5.0"
Ángulo de fricción interna:	10.91°
Cohesión:	2.35 ton/m ²

(Ver apéndice 1 Ensayo triaxial)

2.2.5.1 Determinación del valor soporte del suelo

El suelo es una arena limoarcillosa color café claro, para evaluar la calidad y el valor soporte del suelo, se realizó una excavación a 0.80 metros de

profundidad, donde se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie³, los datos del ensayo son:

Ángulo de fricción interna $\phi = 10.91^\circ$

Cohesión $C_u = 2.35 \text{ ton/m}^2$

Descripción del suelo = Arena limoarcillosa color café claro.

Densidad seca = 1.35 ton/m^3

Para el cálculo del valor soporte del suelo se, aplicó la ecuación del Dr. Karl Terzaghi.

$$Q_d = 1.3 \cdot c' \cdot N'_c + \bar{\delta}_{\text{suelo}} \cdot Z \cdot N'_q + 0.4 \bar{\delta}_{\text{suelo}} \cdot B \cdot N_w$$

Donde:

q_d = Capacidad de carga limite en ton/m^2

c' = Cohesión del suelo en ton/m^2

$\bar{\delta}_{\text{suelo}}$ = peso volumétrico del suelo en ton/m^3

Z = Profundidad a donde se realizó la prueba

B = Ancho de la zapata

N'_c = factor de capacidad de carga debido a la cohesión

N'_q = factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N_w = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

N'_c , N'_q y N_w pueden calcularse mediante fórmulas o determinarse mediante gráficas.

Para este caso los valores de N'_c , N'_q y N_w , fueron obtenidos de la gráfica que se muestra en el anexo 2.

Datos:

$c' = 2.35 \text{ ton/m}^2$

$$\delta_{\text{suelo}} = 1.62 \text{ ton/m}^3$$

$$Z = 2.5 \text{ m}$$

$$B = 5.00 \text{ m}$$

$$N'_c = 7$$

$$N'_q = 2$$

$$N_w = 2$$

Entonces:

$$q_d = (1.3 \times 2.35 \times 7) + (1.62 \times 2.5 \times 2) + (0.4 \times 1.62 \times 5.35 \times 2)$$

$$q_d = 36.42 \text{ ton/m}^2$$

Como se puede observar, el valor de q_d es el esfuerzo límite, más no el admisible o de diseño de cimentación. Terzaghi recomienda para q_{adm} un factor de seguridad no menor de tres, por lo tanto:

$$V_s = q_d / F_s = 36.42 / 3 = 12.14 \text{ ton/ m}^2$$

$$\text{Por lo tanto, se adopta un valor soporte } (V_s) = 12.0 \text{ ton/ m}^2$$

2.2.6 Cálculo de caudales máximos para el diseño de puentes

El caudal de diseño constituye otro de los parámetros de gran importancia, conjuntamente con el estudio topográfico, para la determinación de la geometría de los elementos de la superestructura y la subestructura.

El caudal de diseño o crecida máxima extraordinaria ocurre en épocas de tormentas u otros fenómenos naturales; para el cálculo de la misma existen varios métodos entre ellos: El método de sección-pendiente, racional, y de comparación, para este caso se utilizó el método sección-pendiente por las ventajas que ofrece.

2.2.6.1 Método sección – pendiente

Este método surgió de la necesidad de estimar crecidas de ríos, donde prácticamente no se tienen datos suficientes para efectuar un cálculo de confianza, y donde se puede aplicar un buen margen de seguridad.

Para la predeterminación de crecidas por este método, se necesita definir la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, esto se logra siguiendo el procedimiento de preguntar a los habitantes del lugar, buscar señales que han dejado grandes crecidas, buscar en archivos antiguos, etc. Se estableció una altura máxima de 3.00 m.

Una vez determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área de la sección de la corriente. En la misma forma como se hace en los aforos, para poder obtener el caudal máximo se utiliza la fórmula $Q = V \times A$. El valor de la velocidad “V” de la corriente se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

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

donde:

V = velocidad (m/s)

R = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

S = pendiente

Los datos básicos para poder determinar la crecida máxima por este método fueron: el área de la sección de la corriente y la pendiente.

Cálculo de la pendiente. Para la determinación de la pendiente del terreno, se utilizó la información del levantamiento topográfico.

$$\text{Cota 1} = 96.70$$

$$\text{Cota 2} = 95.60$$

$$\text{Distancia horizontal} = 52.70 \text{ m}$$

$$S = (96.70 - 95.60) \times 100 / 52.70 = 2.09 \%$$

Cálculo de área de la sección de la corriente. El valor del área de la sección de la corriente, se calcula a partir del dibujo de las secciones transversales, obtenidas del levantamiento topográfico y la determinación de la altura máxima que alcanza la corriente del río.

$$\text{De estos datos se obtuvo el área} = 13.86 \text{ m}^2$$

Cálculo del caudal máximo.

Datos:

$$\text{Área} = 13.86 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = 10.12 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente} = 2.09 \%$$

$$\text{Coeficiente de rugosidad} = 0.028$$

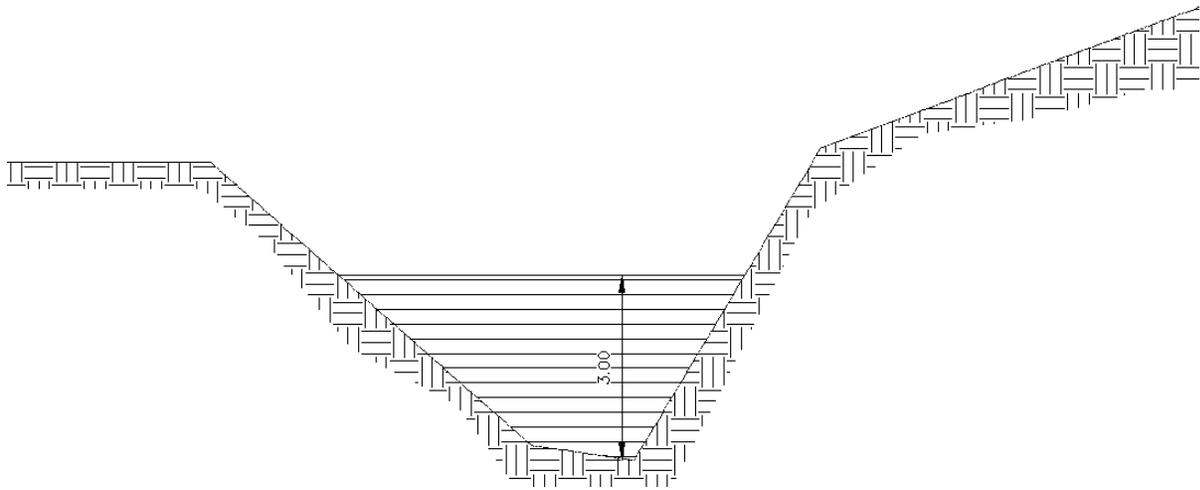
Tipo de superficie = rocas medianas y arena

$$R = 13.86 / 10.12 = 1.37$$

$$V = (1/0.028) \times (1.37^{2/3} \times 0.0209^{1/2}) = 6.37 \text{ m/s}$$

$$Q = V \times A = 6.37 \times 13.86 = 88.30 \text{ m}^3/\text{s}$$

Figura 1. Sección transversal del río.



Por lo tanto, la altura mínima del puente es de 5.00 m sobre el lecho del río.

2.2.7 Diseño de superestructura

Sobrecarga	H 15-44
Ancho útil	3.50 metros
Luz efectiva	10 metros
Peso de concreto	2,400 kg/ m ³
Peso de asfalto	2,100 kg/ m ³

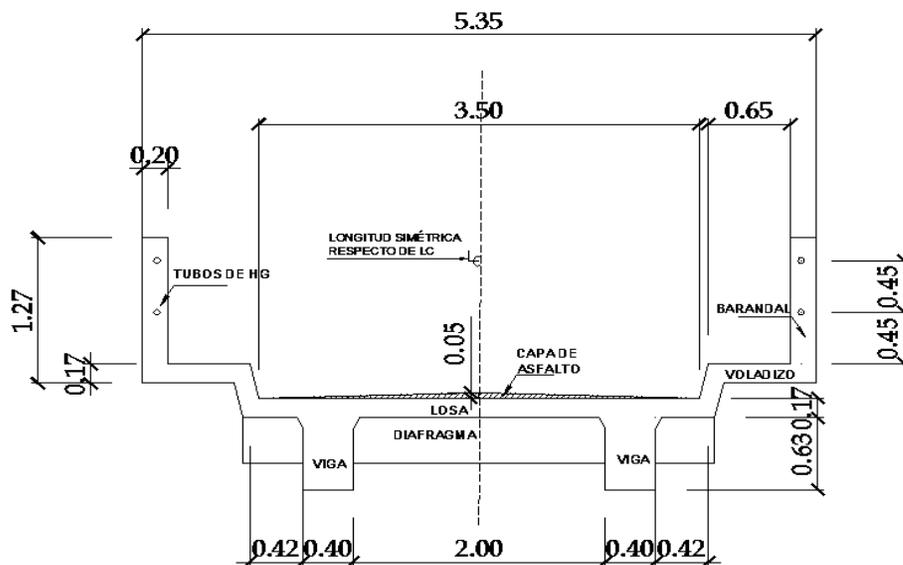
La superestructura estará compuesta por losa de rodadura, dos vigas principales, tres diafragmas, banquetas laterales y barandales.

2.2.7.1 Diseño de la losa

2.2.7.1.1 Cálculo del peralte.

Según especificación de AASHTO recomienda un espesor mínimo de 6" (15.24 cm.), por lo tanto, se asume un espesor de 17.00 cm

Figura 2. Geometría de superestructura



2.2.7.1.2 Integración de cargas

Carga muerta

W losa	= 408 kg/ m
W asfalto	= 105 kg/ m
W barandal	= <u>40 kg/ m</u>
W cm	= 553 kg/ m

Sobrecarga

$$P = 12000 \text{ lb. } \acute{o} \text{ 5500 kg}$$

2.2.7.1.3 Cálculo de momentos

Los momentos que se analizarán son: momento por carga muerta, sobrecarga e impacto, obteniendo con ello el momento total, con el cual se procederá posteriormente al cálculo del refuerzo.

Momento debido a la carga muerta

$$M_{cm} = W_{cm} * S^2 / 10 \quad \acute{o} \quad W_{cm} * L^2 / 2$$

Donde:

W_{cm} = carga muerta total (553 Kg/ m)

S = distancia entre vigas (2.00m)

L = longitud de voladizo (1.27 m)

$$M_{cm} = WS^2 / 10 = 553 * (2.00)^2 / 10 = 221.20 \text{ kg-m}$$

$$M_{cm} = WL^2 / 2 = 553 * (1.27)^2 / 2 = 445.96 \text{ kg-m}$$

Se toma el mayor que es 445.96 kg-m

Momento debido a la sobrecarga.

Según especificación AASHTO 3.24.3 caso A, para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el momento por carga viva está dado por:

$$M_{cv} = [0.8 * (S+2) / 32] * P$$

Siendo: S = luz libre entre vigas (pies) = 6.56 pies

P = carga del eje más pesado (lb.) = 12,000 lb

$$M_{cv} = 0.8 * (6.56+2) / 32 * 12,000 = 2,568 \text{ lb.-pie} = 355.90 \text{ kg-m}$$

Momento debido al impacto

Está especificado como un porcentaje de la carga viva y tiene que ser menor o igual al 30% de la misma, según AASHTO 3.8.2.1

$$I = 15 / (S + 38)$$

Donde

I = fracción de impacto

$$S = 2.00 \text{ m}$$

$$I = 15 / (2.00 + 38) = 0.38$$

Como $I = 38\% > I \text{ máx.}$, se utilizará $I = 30\%$

Momento último.

Según AASTHO 1.2.22, la fórmula se integra de la siguiente manera:

$$M_u = 1.3 * (M_{cm} + 5/3 (M_{cv} * I))$$

$$M_u = 1.3 (445.96 + 5/3 (355.90 * 1.3)) = 1,582.20 \text{ kg-m}$$

Cálculo del peralte efectivo.

El peralte efectivo se determina así:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No. 4)}$$

$$d = 17 - 2.5 - 1.27/2 = 13.5 \text{ cm.}$$

2.2.7.1.4 Cálculo de refuerzo transversal cama inferior.

Para calcular el área de acero se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_s = [b * d - \sqrt{(b * d)^2 - (M_u * b) / (0.003825 * f'c)}] * \Phi * f'c / f_y$$

Donde:

$$\Phi = 0.85$$

$$M_u = \text{momento último} = 1,582.20 \text{ Kg-m}$$

$d = \text{peralte en cm} = 13.50 \text{ cm}$

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

$f'_c = \text{Resistencia del concreto} = 210 \text{ Kg/ cm}^2$

$f_y = \text{Resistencia del acero} = 2810 \text{ Kg/ cm}^2$

$A_s = \text{área de acero en cm}^2 = 4.76 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ min}} = \text{área de acero mínima} = \rho_{\text{min}} * b * d$

$\rho_{\text{min}} = \text{cuantía de acero mínima} = 14.1 / f_y$

$\rho_{\text{min}} = 14.1 / 2810 = 0.005$

$A_{s \text{ min}} = 0.005 * 100 * 13.5 = 6.77 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ máx.}} = 0.5 * (0.85)^2 * (f'_c / f_y) * (6120 / (f_y + 6120)) * (b * d)$

$A_{s \text{ máx.}} = 0.5 * (0.85)^2 * (210 / 2810) * (6120 / (2810 + 6120)) * (100 * 13.50)$

$A_{s \text{ máx.}} = 24.98 \text{ cm}^2$

Como $A_s < A_{s \text{ min.}}$, usar $A_{s \text{ min}} = 6.77 \text{ cm}^2$, que equivale a distribuir varillas No. 4 G40 @ 0.15

Refuerzo longitudinal, cama superior e inferior.

Según AASHTO 3.24.10.2, recomienda que el refuerzo longitudinal se calcule de la siguiente manera:

$FL = 2,20 / (S)^{0.5} < 67\%$

Donde:

$S = \text{espaciamiento de vigas en pies} = 6.56 \text{ pies}$

$FL = \text{factor que se multiplica por el area de acero del refuerzo principal y que no debe ser mayor a } 0.67, \text{ de lo contrario se utiliza } 0.67.$

$$FL = 2,20/(6.56)^{0.5} = 0.85$$

Entonces

$$As = 0.67 * As = 0.67 * 6.77 = 4.54 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo un armado No. 4 grado 40 @ 0.25 m.

Cálculo del refuerzo transversal cama superior

Se calcula refuerzo por temperatura

$$As \text{ temp.} = 0.002 b * t$$

Donde:

As temp = área de acero por temperatura

b = franja unitaria = 100 cm

t = espesor de la losa

$$As \text{ temp.} = 0.002 * 100 * 17 = 3.4 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 4 G40 @ 0.20 m, colocado en la cama superior perpendicular al tránsito.

Diseño de pasamanos

Están formados por unidades longitudinales, que funcionan para la protección de los peatones, soportados por postes de concreto reforzado que se diseñan para una carga de P/4 de la carga estandarizada por AASHTO. La altura mínima que deben poseer los postes de los pasamanos es de 42 pulgadas. Además de la carga del camión estandarizado, AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb/pie, una carga horizontal de 300 lb/pie; que son producto de los peatones que circulan por la acera.

Donde:

b : Base transversal de la banquetta, 0.65 m

h : Altura de banquetta, 0.15 m

A : Área transversal

Calculando el área transversal

$$A = b \times h$$

$$A = 0.65 \times 0.15$$

$$A = 0.10 \text{ m}^2$$

Carga Muerta

$$W_{\text{bordillo}} = 2400 \text{ kg/m}^3 * A$$

$$W_{\text{bordillo}} = 2400/0.10 = 240 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{tubo h}} = 40 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{pasamanos poste}} = 40 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Total}} = 240 + 40 + 40 = 320 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$W_{\text{llantacamion}} = 6,000.00 \text{ lb/pie} * 1\text{pie} \approx 2,750 \text{ kg/m} * 1\text{m}$$

Finalmente se tendrá que la carga viva es la carga extra de la llanta de un camión.

Diseño a corte

Debido a que la resistencia a tensión del concreto es considerablemente menor que la de compresión, se reforzará a corte.

Hallando el corte actuante del concreto:

$$V_{\text{ac}} = 1.3(\text{CM} + (5/3) \text{CV})$$

$$V_{\text{ac}} = 1.3(320 + (5/3) 2,750)$$

$$V_{\text{ac}} = 6,374.33 \text{ kg}$$

Hallando el corte que resiste el concreto:

$$V_{cu} = 0.85 \times 0.53 \times (f'_c)^{1/2} \times b \times d$$

$$V_{cu} = 5,092.12 \text{ kg}$$

Hallando el espaciamiento que habrá entre cada estribo:

$$S = \frac{2 \times A_v \times F_y \times d}{(V - V_{cu})}$$

Donde:

S = espaciamiento entre estribos

A_v = area de la varilla

F_y = resistencia del acero

d = peralte

V_{ac} = corte actuante

V_{cu} = corte que resiste el concreto

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 2810 \times 12}{(6374.33 - 5092.12)}$$

$$S = 37.34 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm.}$$

Se armaran los postes con 4 No.4 y para cubrir corte, se necesita estribos No. 3 @ 30 cm.

2.2.7.2 Diseño de vigas

Las vigas son los elementos estructurales más importantes de la superestructura, ya que éstas transmiten las cargas externas transversales hacia los apoyos, tanto carga muerta como carga viva, que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Además, las vigas de concreto para superestructuras de puentes, pueden ser vigas reforzadas para luces cortas y

2.2.7.2.1 cálculo de peralte y base

Para no revisar deflexiones y alabeo, se toma el peralte $(d) = L/16$,
y base $(b) = d/3.5$

Peralte = $10.00/16 = 0.63$ m se asume 0.90 m

Base = $0.90/3.5 = 0.26$ m para lograr una buena distribución del acero de refuerzo se toma $b = 0.40$ m.

2.2.7.2.2 Integración de cargas

Carga muerta

Peso de la losa = W_{losa}	=	1101.6 kg/ m
Peso del asfalto = W_{asfalto}	=	183.75 kg/ m
Peso del barandal = W_{barandal}	=	40.00 kg/ m
Peso de la viga = W_{viga}	=	<u>864.0 kg/ m</u>
Peso total por carga muerta = W_{cm}	=	2,189.53 kg/ m

El peso del diafragma se toma como carga puntual.

$W_{\text{diafragmas}} = 489.60$ kg

Sobrecarga

$P = 12,000$ lb ó 5,500 kg

2.2.7.2.3 Cálculo de momentos

Cálculo del momento por carga muerta

$$M_{\text{cm.}} = (W L^2)/8 + Pa$$

Donde P = peso diafragma = 489.60 kg

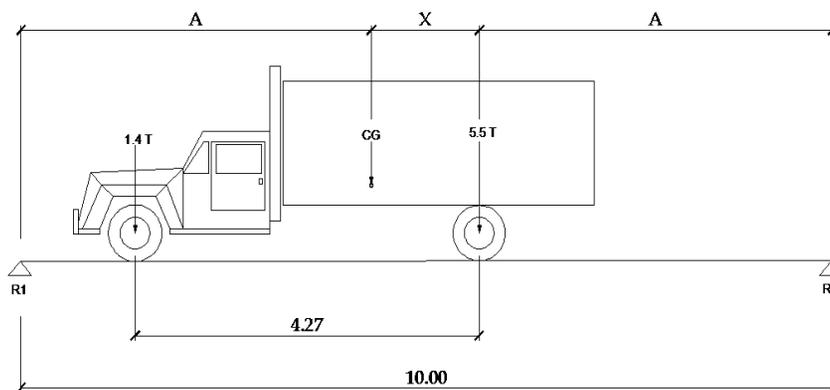
a = distancia al apoyo = 3.35 m

$$M_{cm} = (2,189.35 * (10.00)^2) / 8 + 489.60 * 3.35 = 29.00 \text{ ton-m}$$

Cálculo del momento por sobrecarga

De acuerdo a AASHTO, en este proyecto se utilizó un camión H 15-44 para el cálculo de momento de la carga viva en puentes. El momento máximo por sobrecarga se da cuando el camión se encuentra a lo largo del puente en el lugar crítico. El punto crítico ocurre cuando la carga más cercana al centro de gravedad del camión se encuentra a la misma distancia de un apoyo como su centro de gravedad del otro apoyo.

Figura 4. Diagrama de carga viva sobre viga



Para encontrar x se hace sumatoria de momentos en Cg

$$\sum M_{cg} = 0$$

$$\sum M_{cg} = 5.5x - 1.4 * (4.27 - x) = 0$$

$$5.5x + 1.4x - 5.978 = 0$$

$$6.90 x = 5.978$$

$$x = 0.87 \text{ m}$$

$$A = (10.00 - 0.87) / 2$$

$$A = 4.57 \text{ m}$$

Para encontrar R1 se hace sumatoria de momentos en R2

$$\sum M_2 = 0$$

$$\sum M_2 = 10.00 * R_1 - 5.67(4.57 + 0.87) = 0$$

$$10.00 * R_1 - 5.67 * 5.44 = 0$$

$$R_1 = 3.08 \text{ ton.}$$

Se calcula el momento máximo por sobrecarga, haciendo sumatoria de momentos en el eje más cercano al centro de gravedad.

$$M \text{ máx. Cv} = \sum MP_2$$

$$M \text{ máx. Cv} = 3.08 * (4.57 + 0.87) - 1.4 * 4.27$$

$$M \text{ máx. Cv} = 10.78 \text{ ton-m}$$

Factor de Impacto

$$I = 15 / (L + 38), \quad L = 10.00 \text{ m}$$

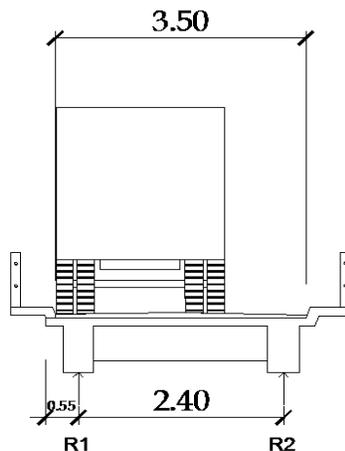
$$I = 15 / (10.00 + 38) = 0.31$$

Factor de Distribución FD

Como el camión puede ocupar cualquier posición en la losa, la carga en las vigas es diferente, por lo que el momento por sobrecarga debe multiplicarse por un factor de distribución "FD"; para vigas exteriores basta con determinar la reacción en función de P (carga de rueda).

La fracción de la carga de la rueda que absorbe cada viga se puede apreciar en la siguiente figura:

Figura 5. Diagrama de factor de distribución de carga viva en puente



Para encontrar la reacción de cada viga se hace sumatoria de momentos en R2

$$\sum M_2 = 0$$

$$\begin{aligned}\sum M_2 &= 2.40 \cdot R_1 - P \cdot (2.95 - 0.30) - P \cdot (2.95 - 0.30 - 1.88) = 0 \\ 2.40 \cdot R_1 - 3.42 P - 0.77 P &= 0\end{aligned}$$

$$2.40 \cdot R1 - 4.19 P = 0$$

$$R1 = 1.43 P$$

$$FD = R1 = 1.43$$

Cálculo del momento último

$$Mu = 1.3 \cdot (Mcm + 5/3 \cdot (Mcv \cdot I \cdot FD))$$

Donde:

Mu = momento último

Mcm = momento por carga muerta

Mcv = momento por carga viva

I = factor de impacto

FD = factor de distribución

$$Mu = 1.3 \cdot (29 + 5/3 \cdot (10.78 \cdot 1.31 \cdot 1.43))$$

$$Mu = 81.45 \text{ ton-m}$$

2.2.7.2.4 Cálculo del refuerzo

Para el refuerzo en el centro de la viga se tiene:

$$Mu = 81.45 \text{ ton-m}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 0.90 \text{ cm}$$

$$d = 0.72 \text{ cm}$$

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

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

Obteniendo:

$$A_{s \text{ min.}} = 18.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 39.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx.}} = 66.60 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_{s \text{ máx.}} = 66.60 \text{ cm}^2 > A_s = 39.41 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min.}} = 18.06 \text{ cm}^2$$

Refuerzo cama superior: $33\% * A_s = 0.33 * 39.41 = 13.00 \text{ cm}^2$ ó $A_{s \text{ min.}}$, por lo tanto se coloca $A_{s \text{ min.}} = 18.06 \text{ cm}^2$ lo que equivale a usar 3 No. 8 + 1 No. 6 G40 corridos.

Refuerzo cama inferior en L/2 medidos del centro hacia los apoyos: $A_s = 39.41 \text{ cm}^2$ lo que equivale a usar 8 No.8 G40.

Refuerzo cama inferior en apoyos: $50\% A_s = 19.71 \text{ cm}^2$ ó $A_{s \text{ min.}}$, colocar $50\% A_s$ equivalente a u 4 No. 8 G40 corridos.

Refuerzo adicional: colocar 0.25 pul^2 por cada pie de alto, lo que equivale a usar var. No.5 G40 corridos, a cada pie de alto en cada cara de la viga.

2.2.7.2.5 Diseño a corte

Carga muerta

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos, se calcula por medio de la siguiente fórmula:

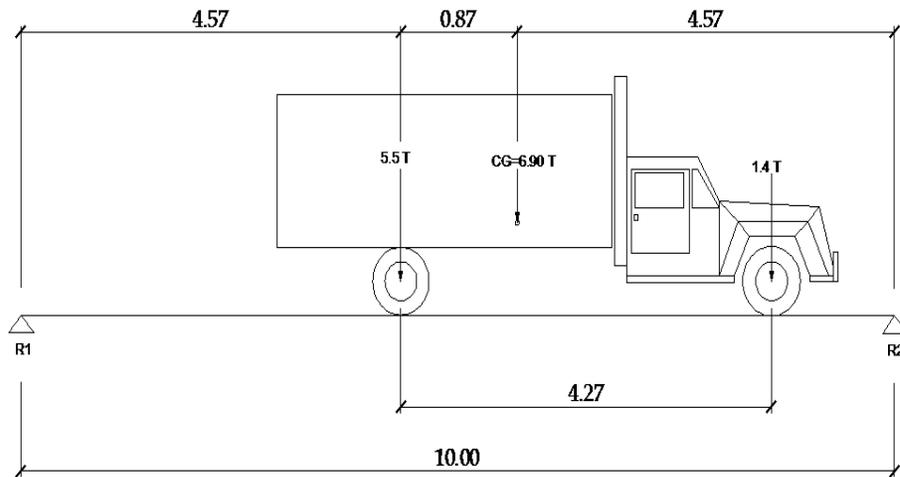
$$V_{cm} = W * L/2 + \text{suma } P/2$$

$$V_{cm} = (2,189.35 * 10.00)/2 + 2,189.35/2 = 12.04 \text{ ton.}$$

Sobrecarga

El corte máximo por sobrecarga ocurre cuando la carga mayor del camión se encuentra sobre el apoyo.

Figura 6. Diagrama de posición de camión que produce el corte máximo.



$$V_{cv} = R1$$

$$10.00 \cdot R1 - 5.5 \cdot 10.00 - 1.4 \cdot 5.73 = 0$$

$$10.00 \cdot R1 = 63.02 \text{ ton}$$

$$R1 = 6.30 \text{ ton}$$

Esfuerzo cortante último

$$V_u = 1.3 \cdot (V_{cm} + 5/3 \cdot (V_{cv} \cdot l))$$

$$V_u = 1.3 \cdot (12.04 + 5/3 \cdot (6.30 \cdot 1.31))$$

$$V_u = 33.53 \text{ ton.}$$

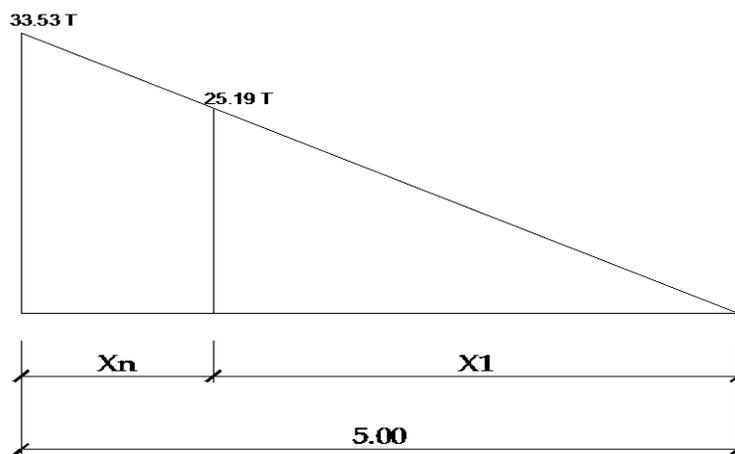
Cálculo del refuerzo

El corte que resiste el concreto es:

$$V_{cr} = (0.53) * (f'_c)^{1/2} * (b*d)$$

$$V_{cr} = (0.53) * (210)^{1/2} * (40*82) = 25.19 \text{ ton.}$$

Figura 7. Relación de corte para viga



X_1 es la distancia que hay que colocar refuerzo mínimo por corte, X_n es la distancia donde hay que calcular el refuerzo por corte.

Por relación de triángulos tenemos que:

$$X_1 / 25.19 = 5.00 / 33.53$$

$$X_1 = 3.76 \text{ m}$$

$$X_n = 5 - 3.76$$

$$X_n = 1.24 \text{ m}$$

Cálculo del espaciamiento en los apoyos

$$S = 2 * A_v * f_y * d / V_u$$

$$S = 2 * 1.27 * 2810 * 82 / 33.53 = 17.45 \text{ cm. Se toma } S=15 \text{ cm.}$$

Cálculo del espaciamiento en el centro de la viga

$$S_{\text{máx.}} = d/2 \leq 30 \text{ cm}$$

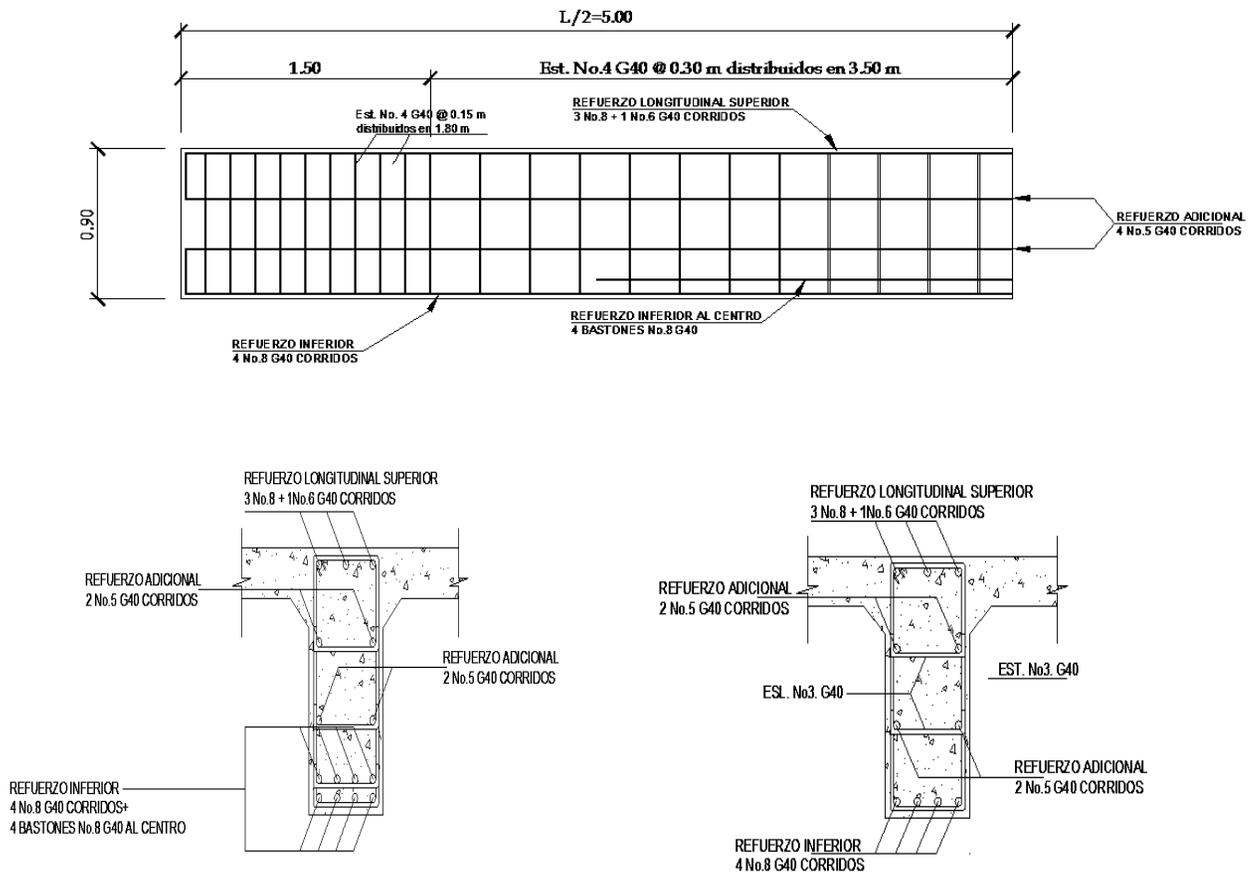
$$d/2 = 82/2 = 41 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } S_{\text{máx.}} = 30 \text{ cm}$$

El refuerzo por corte en el área de confinamiento será igual a distribuir estribos con varilla No. 4 G40 @ 0.15 m, lo que cubre una distancia de 1.50 m. Hacia el centro de la viga, el refuerzo será igual distribuir estribos con varilla No. 4 G40 @ 0.30 m, lo que cubre una distancia de 7.00 m.

El armado de la viga se muestra en la siguiente figura.

Figura 8. Detalle armado de viga



2.2.7.3 Diseño de diafragmas

Los diafragmas se utilizan al centro y/o en los tercios de la luz, dependiendo del criterio del diseñador. Para este caso se diseñaron diafragmas internos y externos.

2.2.7.3.1 Diafragma externo:

$$h = 0.5 * h \text{ viga}$$

$$h = 0.5 * 0.90 = 0.45 \text{ m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

De acuerdo a AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección.

Según especificación ACI:

$$A_s \text{ min.} = (14.1 / f_y) * b * d$$

$$A_s \text{ min.} = (14.1 / 2810) * 30 * 45 = 6.77 \text{ cm}^2, \text{ equivalente a 3 No.6 G40 en cada cama.}$$

Separación de estribos:

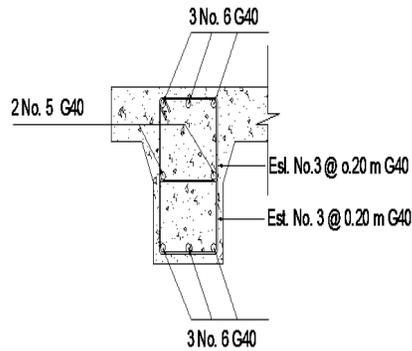
$$S = (d-r)/2 = (45-5)/2 = 20 \text{ cm}$$

Refuerzo transversal; estribos No. 3 G40 @ 0.20 m.

$$\text{Refuerzo adicional} = 0.25 * (2.54 * 2.54) = 1.61 \text{ cm}^2, \text{ equivalente a 2 No. 5 G40 corridos.}$$

El armado del diafragma se muestra a continuación.

Figura 9. Detalle armado de diafragma externo



Diafragma interno:

$$h = 0.75 * h \text{ viga}$$

$$h = 0.75 * 0.90 = 0.70 \text{ m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

De acuerdo a AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección.

Según especificación ACI:

$$A_s \text{ min.} = (14.1 / f_y) * b * d$$

$$A_s \text{ min.} = (14.1 / 2810) * 30 * 70 = 10.54 \text{ cm}^2, \text{ equivalente a 4 No. 6 G40 en cada cama.}$$

Separación de estribos:

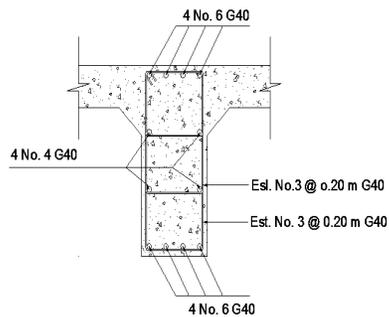
$$S = (d-r)/2 = (70-5)/2 = 32.5 \text{ cm}$$

Refuerzo transversal; estribos No. 3 G40 @ 0.30 m

$$A_s \text{ adicional} = 0.25 * (2.54 * 2.54) = 1.61 * 2 = 3.22 \text{ cm}^2, \text{ colocar 4 No. 4 G40.}$$

El armado del diafragma interno se muestra en la siguiente figura:

Figura 10. Detalle armado de diafragma interno



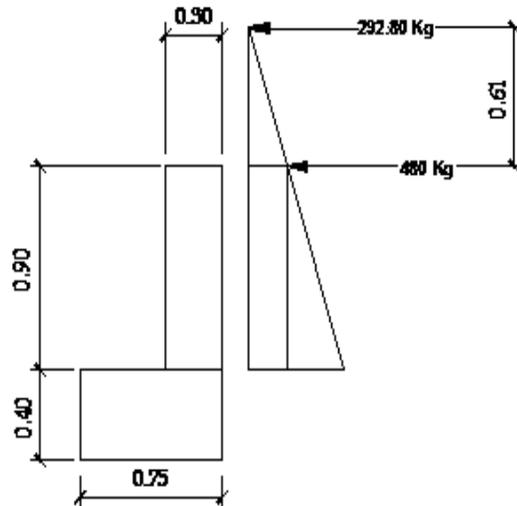
2.2.8 Diseño de sub-estructura

Estará compuesta por los elementos siguientes: vigas de apoyo, cortinas y estribos.

2.2.8.1 Cortina

Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal, se considera empotrado a la viga de apoyo, el alto depende de la altura de la viga principal del puente. Sobre la cortina actúan las fuerzas de: empuje de la tierra E , fuerza longitudinal (FL), fuerza de sismo (S), según AASTHO 1.2.22. La cortina debe diseñarse para un equivalente líquido a 480 kg/m^3 , según lo estipula AASTHO 1.1.19.

Figura 11. Geometría de cortina y viga de apoyo



Cálculo de la fuerza de sismo

$$S = 0.12W$$

W = peso de la viga de apoyo

$$W = 0.40 \cdot 0.75 \cdot 2400 + 0.30 \cdot 0.90 \cdot 2400 = 1,368 \text{ kg.}$$

$$S = 0.12 \cdot 1,368 = 164.16 \text{ kg.}$$

Cálculo de la fuerza longitudinal (FL)

$$FL = 0.05 \cdot P / (2H)$$

$$FL = 0.05 \cdot 5500 / (2 \cdot 0.90)$$

$$FL = 152.78 \text{ kg}$$

Cálculo de la fuerza debido al empuje de la tierra E

$$E = E_s + E_{sob.}$$

E_s = empuje de la tierra sobre la cortina

$E_{sob.}$ = sobrecarga del suelo = equivalente líquido de 2' de alto con una presión de 480 kg./m³

$$E_s = 480 \cdot (0.90 + 0.61) / 2 = 362.40 \text{ kg}$$

$$E_{sob.} = 480 \cdot 0.61 \cdot 0.90 = 263.52 \text{ kg}$$

Cálculo de momentos.

$$\text{Mesob.} = 263.52 * 0.45 = 118.58 \text{ kg-m}$$

$$\text{Mes} = 362.40 * 0.90 / 3 = 108.72 \text{ kg-m}$$

$$\text{MFL} = 152.78 * 0.45 = 68.75 \text{ kg-m}$$

$$\text{MS} = 164.16 * 0.45 = 73.87 \text{ kg-m}$$

Grupos de cargas

$$\text{Grupo III} = 1.3 * (\text{Mesob.} + \text{Mes.} + \text{MFL})$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3 * (\text{Mesob.} + \text{Mes.} + \text{MS})$$

$$\text{Grupo III} = 1.3 * (118.58 + 108.72 + 68.75) = 384.87 \text{ kg-m}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3 * (118.58 + 108.72 + 73.87) = 391.52 \text{ kg-m}$$

Se toma el mayor.

Cálculo del refuerzo por flexión

Datos:

$$M = 391.52 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 25.00 \text{ cm}$$

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

$$f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 12.54 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s \text{ min}}$.

Se utilizará $A_{s \text{ min}} = 12.54 \text{ cm}^2$, colocar varillas No. 5 @ 0.15 m

Refuerzo por corte

Grupo III

$$V = 1.3 (E + FL)$$

$$V = 1.3 (625.92 + 152.78) = 1,012.31 \text{ kg}$$

Grupo VII

$$V = 1.3 (E + S)$$

$$V = 1.3 (652.92 + 164.16) = 1,062.20 \text{ kg}$$

La mayor de las cargas corresponde al grupo VII.

$$V \text{ máx.} = 1,062.20 \text{ kg}$$

$$V_{rc} = 0.53 * (210)^{1/2} * 100 * 25$$

$$V_{rc} = 19,201.07 \text{ kg}$$

Debido a que $V_{rc} > V_{max}$, el concreto resiste, entonces se coloca refuerzo mínimo, equivalente a varillas No. 4 G40 @ 0.20 m, en cada cama.

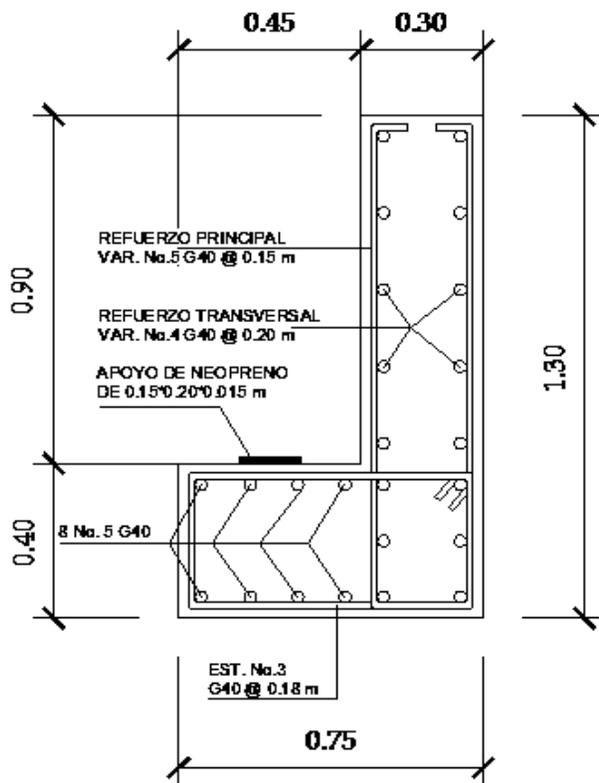
2.2.8.2 Diseño de viga de apoyo.

Como va apoyada a lo largo de todo el estribo, no hay flexión y sólo se revisa por aplastamiento. Se coloca A_s mínimo.

$$A_s \text{ min.} = 14.1 * b * d / f_y$$

$$A_s \text{ min.} = 14.1 * 45 * 35 / 2810 = 7.90 \text{ cm}^2, \text{ equivalente a } 4 \text{ No. } 5 \text{ en cada cama.}$$

Figura 12. Detalle armado de cortina y viga de apoyo

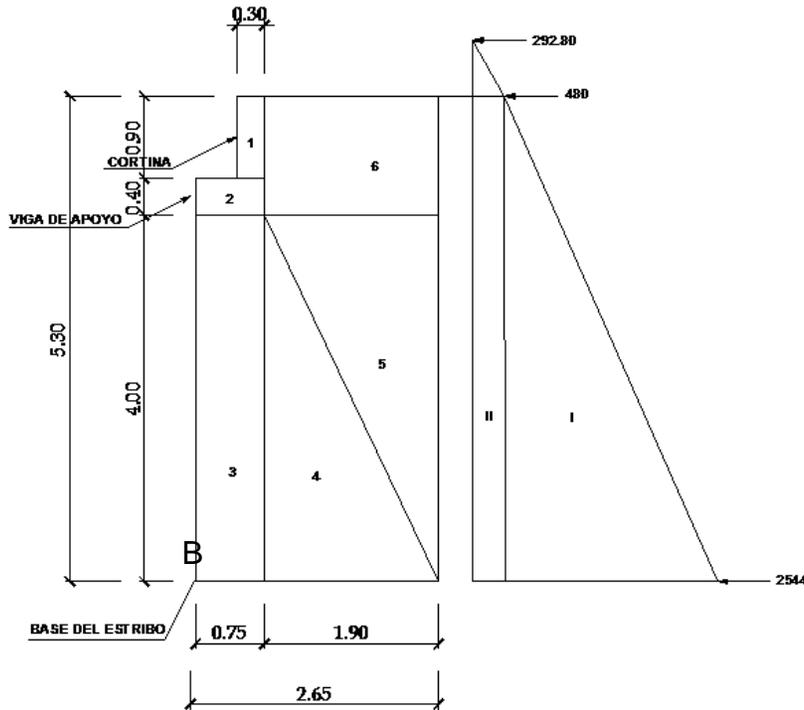


2.2.8.3 Estribo

Diseño de estribo

Los estribos que se diseñarán serán muros de gravedad de concreto ciclópeo, se asume la sección y se verifican tres condiciones: deslizamiento, volteo y presiones. El tamaño del estribo, será igual para ambos tramos.

Figura 13. Geometría y diagrama de presiones en estribo



Cálculo del momento de volteo (MV)

Este es producido por el empuje de la tierra sobre el estribo, se calcula de acuerdo a la figura anterior y da como resultado la siguiente tabla.

Tabla II. Resultado de las fuerzas aplicadas al estribo

Sección	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento respecto a B
I	6,741.60	1.77	11,910.16
II	1,551.84	2.65	4,112.38
	E = 8,293.44		MV = 16,022.53

Cálculo del momento estabilizante

Es producido por el peso de la estructura y el relleno.

Tabla III. Resultado de las fuerzas estabilizantes en el estribo

Sección	Área (m ²)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0.27	648.00	0.60	388.80
2	0.30	720.00	0.38	270.00
3	3.00	8100.00	0.38	3037.50
4	4.00	10800.00	1.42	15336.00
5	4.00	6400.00	2.08	13312.00
6	2.60	4160.00	1.75	7280.00
		W = 30,828.00		ME = 39,624.4

Peso de la superestructura

$$W_{\text{viga}} = 0.90 \cdot 0.40 \cdot 5 \cdot 2400 = 8640 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cortina+viga de apoyo}} = 0.57 \cdot 3.50 \cdot 2400 = 4788 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acera y barandal}} = 0.15 \cdot 1.1 \cdot 5 \cdot 2400 = 1980 \text{ kg}$$

$$W_{\text{losa}} = 0.17 \cdot 3.50 \cdot 5 \cdot 2400 = \underline{7140 \text{ kg}}$$

$$W_{\text{cm}} = 22,548.00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cm}} = 22,548 \cdot 1.4 = 31,567.2 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{cv}} = (12000/2.2) \cdot 1.7 = \underline{9,273.73 \text{ kg.}}$$

$$W_{\text{total}} = 40,840.90 \text{ kg}$$

Momento estabilizante

$$ME2 = W_{total} * b / 2$$

$$ME2 = 40,840.90 * 1.375 = 56,156.10 \text{ kg-m}$$

$$M_{total} = ME1 + ME2$$

$$M_{total} = 39,624.30 + 56,156.10$$

$$M_{total} = 95,780.40 \text{ kg-m}$$

Comprobación de volteo:

$$V = M_{total} / MV$$

$$V = 95,780.40 / 39,624.30$$

$$V = 2.41 > 1.5 \text{ ok.}$$

Comprobación de deslizamiento:

$$D = \frac{0.5W_{total} + W}{E}$$

$$D = \frac{0.5(40,840.90) + 30,828.00}{8293.44}$$

$$D = 6.17 > 1.5 \text{ ok.}$$

Después de varias pruebas en el chequeo de presiones, las cuales se realizaron con distintos valores de ancho de la base, se optó por incorporar una zapata de concreto reforzado, para no tener un muro muy masivo.

Diseño de Zapata

Se colocará una zapata para reducir el tamaño del estribo de concreto ciclópeo, esto se hace con la finalidad de reducir costos, así como para tener una cimentación mas resistente ya que será de concreto reforzado.

Para diseñar el área de la zapata se utilizan las cargas de trabajo y no las cargas últimas, para tener un margen de seguridad más alto.

Cargas de trabajo:

$$V_{\text{trabajo}} = V_{\text{cm}} + V_{\text{cv}}$$

$$V_{\text{trabajo}} = V_{\text{cm}} + V_{\text{cv}}$$

$$V_{\text{trabajo}} = 22,548 + 5,500$$

$$V_{\text{trabajo}} = 28,048.00 \text{ kg}$$

Factor de carga última

$$F_{\text{cu}} = 33,530.00 / 28,040.00$$

$$F_{\text{cu}} = 1.20$$

Carga total de trabajo

$$W_{\text{total trabajo}} = V_{\text{trab}} * \text{No.vigas princ.} / L_{\text{estribo}} + W_{\text{viga de apoyo+cortina}}$$

$$W_{\text{total trabajo}} = 28,048 * 2 / 5.35 + 1368$$

$$W_{\text{total trabajo}} = 11,853.23 \text{ kg/m}$$

Cálculo de la carga total del estribo

$$W_{zapata} = W_{trab} + W_{estribo}$$

$$W_{zapata} = 11,583.23 + 18900$$

$$W_{zapata} = 30,483.23 \text{ kg/m}$$

Cálculo del área de la zapata

$$A_{zapata} = W_{zapata} / V_{suelo}$$

$$A_{zapata} = 30,483.23 / 12,000$$

$$A_{zapata} = 2.54 \text{ m}^2$$

$$A = b \cdot h \quad h = 1 \text{ m.}$$

$$b = 2.54 = 3.50 \text{ m.}$$

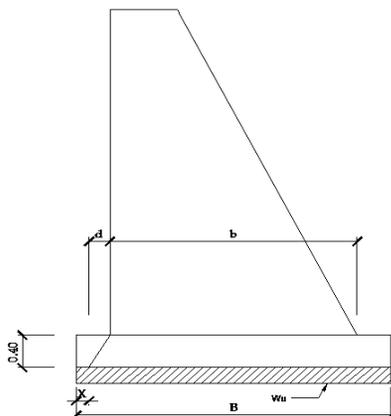
Encontrando W_u de la zapata

$$W_u = 30,483.23 \cdot 1.2$$

$$W_u = 36,579.88 \text{ kg/m}$$

Chequeo por corte simple

Figura 14. Esquema de áreas para cálculo de corte simple en zapata



La falla de las zapatas por esfuerzo cortante, ocurre a una distancia igual a d (peralte efectivo) del borde de la columna o muro, por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante, ver figura 14.

Peralte efectivo

$$d = t - \text{rec.} - \varnothing_{\text{var}}/2 \quad \text{con un } t \text{ asumido} = 0.40 \text{ m}$$

$$d = 0.40 - 0.08 - 1.27/2 \quad d = 31.4 \text{ cm.}$$

$$X = B/2 - b/2 - d$$

$$x = 3.50/2 - 2.75/2 - 0.314 = 0.062 \text{ m}$$

Corte actuante

$$V_{\text{act}} = \text{Area} \cdot q_u = 3.50 \cdot 0.062 \cdot 36,579.88 = 7,937.83 \text{ kg.}$$

Corte resistente

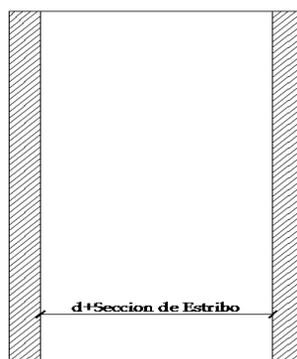
$$V_r = 0.85 \cdot 0.53 \cdot (f'c)^{1/2} \cdot B \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot (210)^{1/2} \cdot 350 \cdot 31.4 / 1000$$

$$V_r = 71.746.73 \text{ kg.}$$

$V_{\text{act}} < V_r$, si cumple, por lo tanto, el peralte propuesto resiste al corte simple.

Chequeo por corte punzonante

Figura 15. Esquema de áreas para cálculo de corte punzonante en zapata



El muro tiende a punzonar la zapata, debido a los esfuerzos de corte que se producen en el perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d/2$ del perímetro del muro. Ver figura 15.

Corte actuante por punzonamiento

$$d + \text{sección de muro} = 31.4 + 275 = 306.4 \text{ cm.}$$

$$V_{\text{act pun}} = \text{Área} \cdot q_u = (3.50 \cdot 5.35 - 3.064 \cdot 5.35) \cdot 36,579.88$$

$$V_{\text{act pun}} = 85,326.23 \text{ kg.}$$

Corte resistente a punzonamiento

$$V_{r \text{ pun}} = \phi \cdot 1.06 \cdot (f' c)^{1/2} \cdot b_o \cdot d$$

b_o = perímetro de sección crítica de punzonamiento

$$b_o = 2 \cdot (d + 275)$$

$$b_o = 2 \cdot (31.4 + 275) = 612.80 \text{ cm}$$

$$V_{r \text{ pun}} = 0.85 \cdot 1.06 \cdot (210)^{1/2} \cdot 612.80 \cdot 31.4$$

$$V_{r \text{ pun}} = 251,236.56 \text{ kg.}$$

$V_{\text{act pun}} < V_{r \text{ pun}}$ cumple, por lo tanto el peralte propuesto resiste el corte punzonante

Chequeo de presiones

Esto se hace con la finalidad de determinar las presiones, y verificar si estas presiones son negativas o mayor que el valor soporte del suelo, para este caso donde el estribo se apoya sobre una zapata se usará la fórmula de presiones para zapatas.

$$Q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} \pm \frac{M_y}{I_y}$$

Por no ser un elemento monolítico se asume que los momentos en “x” y en “y” son igual a cero.

Entonces:

$$q = P/A$$

$$q = 30,483.23/(3.5*1.00)$$

$$q = 8,709.49 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto: $q < V_s$ y $q > 0$ si cumple el chequeo de presiones, asegurando que no habrán presiones negativas.

Diseño del refuerzo por flexión

El empuje hacia arriba del suelo produce un momento flector en la zapata, por tal razón, es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos.

Momento último

Se define tomando la losa en voladizo con la fórmula:

$$M_u = W_u L^2 / 2$$

$$M_u = 30,483.23 * (0.375)^2 / 2$$

$$M_u = 2,143.35 \text{ kg-m}$$

Para calcular el área de acero se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_s = [b*d - \sqrt{(b*d)^2 - (M_u*b)/(0.003825*f'c)}] * \Phi * f'c / f_y$$

Datos

$$M_u = 2,143.35 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 31.4 \text{ cm}$$

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

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

$$As = 2.75 \text{ cm}^2$$

Se compara con el área de acero mínimo, se toma el mayor para el armado final.

$$As_{min} = 14.1 * b * d / 2810$$

$$As_{min} = 14.1 * 100 * 31.4 / 2810$$

$$As_{min} = 15.76 \text{ cm}^2$$

Se usará el $As_{min} = 15.76 \text{ cm}^2$ ya que es mayor que As .

Cálculo de espaciamiento de las varillas en la zapata, usando var. No. 6:

$$15.76 \text{-----} 100$$

$$2.85 \text{-----} S$$

$$S = 100 * 2.85 / 15.76$$

$$S = 18.08 \text{ cm}$$

El armado de la zapata será 2 camas con var. No 6 @ 0.15 m en ambos sentidos.

Diseño del neopreno

Este se utiliza para proteger el apoyo de la fricción y amortiguar el efecto de la superestructura sobre la viga de apoyo. A continuación se describe el procedimiento para realizar el cálculo del apoyo de neopreno en el puente: Se calculó que $V_u=33,530.00$ kg. es necesario conocer el área aproximada en donde se colocará esta protección por lo tanto se tiene que:

$$A = 75cm * 40cm = 3000cm^2$$

A continuación se calcula la relación del corte último y el área en donde se colocará el neopreno, tomando en cuenta que esta sea menor que 210 kg/cm^2 , ya que el neopreno es un producto muy oneroso por ende es necesario calcular la cantidad optima que se utilizará.

$$\text{Relación} = \frac{33530.00kg}{3000cm^2} = 11.18kg / cm < 210kg / cm^2$$

$$\text{Área de neopreno} = \frac{V_u}{210} = \frac{33530kg}{210kg / cm^2} = 159.67 \approx 160cm^2$$

De lo anterior se concluye que el área de neopreno es de 160 cm^2 , por criterio, se utilizará una sección de $20 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$, la cual es mucho mayor que el área requerida. Vale la pena mencionar que el neopreno se compra por volumen, por lo tanto el espesor se considera de 0.15 cm .

Figura 17. Detalle del neopreno



2.2.8.4 Obras de protección

Para la protección del puente, es necesario considerar obras de protección que aseguren el buen funcionamiento de este, las obras de protección que se deben realizar son: mantenimiento de cuencas, gaviones, dragados y enrocamientos, en este proyecto no se consideran obras de protección por no ser necesarias.

2.2.9 Elaboración de planos

Para este proyecto se elaboraron los siguientes planos: planta y perfil, planta acotada + detalles, planta de armado: de losa, vigas, diafragmas, cortina y viga de apoyo y detalle de estribo.

2.2.10 Elaboración de presupuesto

El presupuesto se elaboró aplicando los criterios utilizados en el proyecto de alcantarillado sanitario, en cuanto a costos indirectos se aplicó un 35% que incluye: supervisión, gastos administrativos, impuestos y utilidades.

Tabla IV. Presupuesto de puente vehicular.

No.	Renglones de Trabajo	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total por Renglón
1	BODEGA Y GUARDIANIA	Global	1	Q 3,754.35	Q 3,754.35
2	TRAZO Y NIVELACIÓN	ml	100	Q 30.03	Q 3,003.48
3	LIMPIEZA GENERAL	m2	70	Q 7.15	Q 500.58
4	EXCAVACIÓN	m ³	215	Q 254.48	Q 54,713.21
5	RELLENO Y COMPACTACIÓN	m ³	50	Q 284.57	Q 14,228.66
6	RETIRO DE MATERIAL SOBRANTE	m ³	165	Q 39.67	Q 6,545.81
7	MUROS DE CONCRETO CICLÓPEO	m ³	130	Q 1,537.32	Q 199,851.71
8	LOSA DE CONCRETO PARA SUPERESTRUCTURA	m2	53.5	Q 1,026.78	Q 54,932.80
9	VIGAS PRINCIPALES	ml	20	Q 2,140.71	Q 42,814.26
10	DIAFRAGMAS	ml	12	Q 1,131.91	Q 13,582.89
11	BARANDALES + DRENAJES	ml	20	Q 416.45	Q 8,329.05
12	VIGAS DE APOYO + CORTINAS	ml	7	Q 2,868.74	Q 20,081.17
13	ZAPATAS PARA MUROS DE CONTENCIÓN	m2	40	Q 1,632.19	Q 65,287.80
14	APROCHES	m2	40	Q 281.58	Q 11,263.05
Costo Total del Proyecto					Q 498,888.83

CONCLUSIONES

1. Con la realización del proyecto alcantarillado sanitario en la Comunidad Agraria San Roque, del municipio de Génova, se mejorará la calidad de vida de los pobladores, por cuanto las aguas servidas dejarán de correr a flor de tierra y por lo tanto se evitarán los focos de contaminación que generan enfermedades y problemas de saneamiento.
2. La red de alcantarillado sanitario se considera un servicio básico, sin embargo, la cobertura de estas redes en los municipios de países en desarrollo es escaso, debido a esto es importante que al sistema de alcantarillado sanitario se le dé buen mantenimiento y un uso correcto, para asegurar un servicio eficiente durante los años para los cuales fue diseñado.
3. El diseño del puente vehicular del sector Méndez, del municipio de Génova, cumple con los requisitos de cálculo exigidos, lo que asegura su buen funcionamiento, y su construcción beneficiará a otras comunidades, mejorando sus actividades laborales y educativas, así como la seguridad de los peatones al utilizar las banquetas, pero sobre todo como un medio de comunicación entre los pobladores, con la cabecera municipal.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Génova, departamento de Quetzaltenango

1. Durante la construcción de los proyectos de alcantarillado sanitario para la comunidad Agraria san Roque y del puente vehicular en el sector Méndez, se debe cumplir con lo establecido, planos y especificaciones técnicas, para asegurar el buen funcionamiento de la obra.
2. Gestionar apoyo gubernamental o no gubernamental para el financiamiento de los proyectos.
3. Elaborar el plan de mantenimiento de ambos proyectos, para asegurar el buen funcionamiento de los mismos

A los COCODES de las comunidades

1. Coordinarse con la Municipalidad para concientizar a las personas sobre el uso correcto del sistema de alcantarillado sanitario, para evitar conexiones de aguas pluviales al sistema.
2. Monitorear el funcionamiento de los proyectos, para darles el mantenimiento necesario correspondiente.

BIBLIOGRAFÍA

1. Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto. 12va. Edición. Editorial McGraw Hill. Colombia, 2004.
2. Castañeda Rojas, Julio Ademar. Propuesta de normas para el diseño de proyectos de agua potable, aguas residuales, aguas pluviales y tratamiento de aguas residuales en aglomeraciones urbanas. Tesis, Facultad de Ingeniería. Guatemala, 1998.
3. Cujcuy Colaj, Gerson Urías. Diseño del puente vehicular de concreto en la comunidad Sajcap, municipio de San Martín Jilotepeque, Tesis de graduación, Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería. Guatemala, 2002.
4. Identificación y priorización de problemas. Anam. FONAPAZ.
5. Manual guía para la elaboración de perfiles de proyectos de infraestructura comunitaria básica. Funcede. Fundación Soros Guatemala. Guatemala, 2000.
6. Monzón Sevilla, Alicia del Carmen. Metodología para la elaboración de presupuestos en una red superficial de alcantarillado. Tesis, Facultad de Ingeniería. Guatemala, Agosto de 1991.
7. Normas y especificaciones para la construcción de carreteras y puentes. Dirección General de Caminos. 2001.
8. Torres Moñino, Luís Miguel. Diagnóstico integral del municipio de Génova Costa Cuca. Agencia Española de Cooperación Internacional en Guatemala. Guatemala, 2002.

APÉNDICE 1

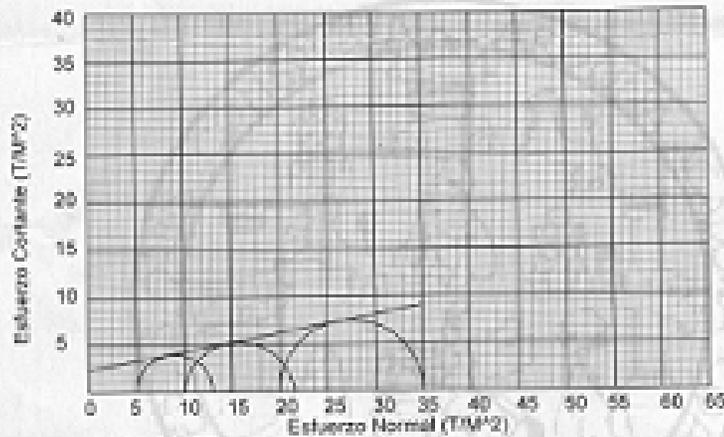
ESTUDIO DE SUELOS, ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 028-S.S O.T.No.: 22-641

INTERESADO: Gerber Ivan López Enriquez
 PROYECTO: Eps. Diseño de puente vehicular sector Mendez Municipio de Genova
 Costacaca, Quetzaltenango
 UBICACIÓN: Genova Costacaca, Quetzaltenango
 pozos: 1 Profundidad: 0.8 mts Muestra: 1
 Fecha: 13 de febrero de 2008



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICIÓN INTERNA : $\phi = 18.91^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 2.35 \text{ Tm}^{-2}$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo arenarcilloso color café claro
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 3.5" X 3.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcional a por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (Tm ²)	0	10	20
DESVIADOR EN ROTURA α (Tm ²)	7.83	11.30	14.60
PROFUNDIDAD INTERSTICIAL u (Tm ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA ϵ_r (%)	2.5	4.0	6.6
DENSIDAD SECA (Tm ³)	1.10	1.10	1.10
DENSIDAD HUMEDA (Tm ³)	1.82	1.82	1.82
HUMEDAD (%)	47.2	47.2	47.2

Va. Do.

Ing. Oswaldo Ponce Escobar-Arce
 DIRECTOR CIUSAC

Aplazamiento,



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA-USAC

Edificio 1-5, Ciudad Universitaria zona 13

Teléfono Directo: 2478-0000, Placas 2460-8000 Ext. 1100 FAX: 2478-4999

Ingresa web: <http://ciusac.usc.edu.gt>

APÉNDICE 2

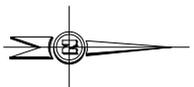
CÁLCULO HIDRÁULICO Y PLANOS DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO COMUNIDAD AGRARIA SAN ROQUE, GÉNOVA, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO

DISEÑO HIDRÁULICO

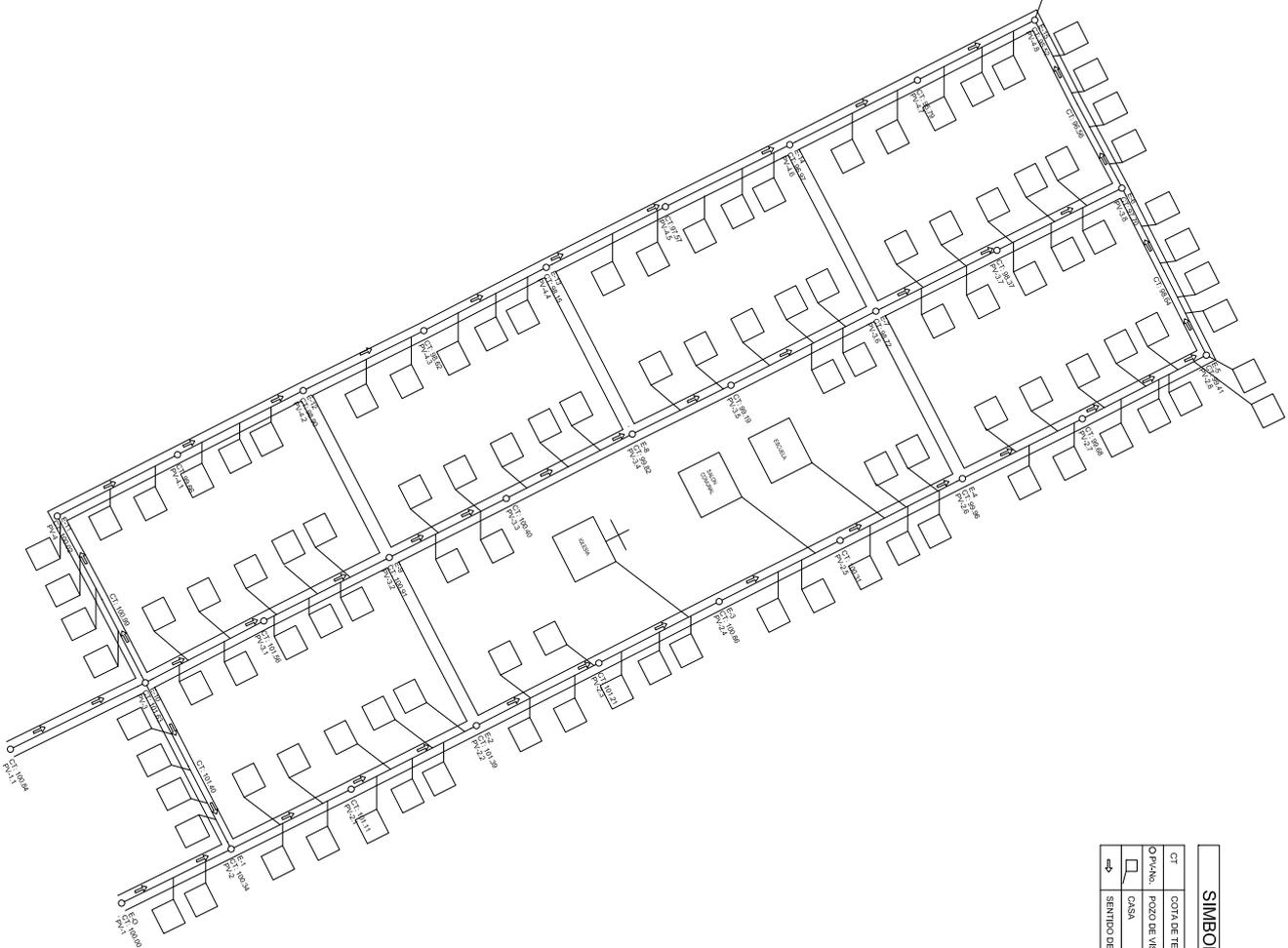
DE PV	A PV	COTA INICIAL	COTA FINAL	DISTANCIA	PENDIENTE	No. Casas	No. Casas	Población	Población	Factor del	Factor de	Factor de	q	q	diámetro
				METROS	TERRENO		Acum	Actual	Futura	Caudal de Diseño	hardmon	hardmon	l/s	l/s	pulgadas
											actual	futuro	actual	futuro	
	1		100.00												
1	2	100.00	100.34	58.23	-0.58	2	2	14	26	0.0020	4.40	4.36	0.12	0.23	6
2	2.1	100.34	101.11	63.84	-1.21	4	10	70	130	0.0020	4.28	4.21	0.60	1.10	6
2.1	2.2	101.11	101.39	66.91	-0.42	6	16	112	208	0.0020	4.23	4.14	0.95	1.73	6
2.2	2.3	101.39	101.21	65.47	0.27	4	20	140	260	0.0020	4.20	4.10	1.18	2.14	6
2.3	2.4	101.21	100.86	64.32	0.54	5	25	175	326	0.0020	4.17	4.06	1.46	2.65	6
2.4	2.5	100.86	100.31	64.56	0.85	3	28	196	365	0.0020	4.15	4.04	1.63	2.95	6
2.5	2.6	100.31	99.96	65.26	0.54	8	36	252	469	0.0020	4.11	3.99	2.07	3.74	6
2.6	2.7	99.96	99.68	64.84	0.43	4	40	280	521	0.0020	4.09	3.97	2.29	4.13	6
2.7	2.8	99.68	99.41	65.36	0.41	6	46	322	599	0.0020	4.07	3.93	2.62	4.71	6
2.8	3.8	99.41	97.70	89.54	1.91	6	52	364	677	0.0020	4.04	3.90	2.94	5.29	6
	3		101.63												
3	2	101.63	100.34	89.56	1.44	4	4	28	52	0.0020	4.36	4.31	0.24	0.45	6
3	4	101.63	100.02	90.18	1.79	4	4	28	52	0.0020	4.36	4.31	0.24	0.45	6
	1.1		100.64												
1.1	3	100.64	101.63	71.59	-1.38	4	4	28	52	0.0020	4.36	4.31	0.24	0.45	6
3	3.1	101.63	101.56	63.67	0.11	4	8	56	104	0.0020	4.30	4.24	0.48	0.88	6
3.1	3.2	101.56	100.91	66.94	0.97	6	14	98	182	0.0020	4.25	4.16	0.83	1.52	6
3.2	3.3	100.91	100.40	62.37	0.82	4	18	126	234	0.0020	4.21	4.12	1.06	1.93	6
3.3	3.4	100.40	99.82	67.47	0.86	3	21	147	273	0.0020	4.19	4.10	1.23	2.24	6
3.4	3.5	99.82	99.19	52.38	1.20	2	23	161	300	0.0020	4.18	4.08	1.35	2.44	6
3.5	3.6	99.19	98.72	77.50	0.61	5	28	196	365	0.0020	4.15	4.04	1.63	2.95	6
3.6	3.7	98.72	98.37	64.56	0.54	4	32	224	417	0.0020	4.13	4.01	1.85	3.35	6
3.7	3.8	98.37	97.70	66.60	1.01	6	40	280	521	0.0020	4.09	3.97	2.29	4.13	6
3.8	4.8	97.70	95.52	90.60	2.41	4	96	672	1250	0.0020	3.90	3.74	5.25	9.34	6
	4		100.02												
4	4.1	100.02	99.66	64.23	0.56	2	6	42	78	0.0020	4.33	4.27	0.36	0.67	6
4.1	4.2	99.66	98.90	67.21	1.13	3	9	63	117	0.0020	4.29	4.22	0.54	0.99	6
4.2	4.3	98.90	98.62	64.18	0.44	2	11	77	143	0.0020	4.27	4.20	0.66	1.20	6
4.3	4.4	98.62	98.15	65.38	0.72	3	14	98	182	0.0020	4.25	4.16	0.83	1.52	6
4.4	4.5	98.15	97.57	63.65	0.91	2	16	112	208	0.0020	4.23	4.14	0.95	1.73	6
4.5	4.6	97.57	96.97	66.15	0.91	3	19	133	247	0.0020	4.21	4.11	1.12	2.04	6
4.6	4.7	96.97	95.79	68.14	1.73	2	21	147	273	0.0020	4.19	4.10	1.23	2.24	6
4.7	4.8	95.79	95.52	62.78	0.43	3	24	168	313	0.0020	4.17	4.07	1.40	2.54	6
4.8	4.9	95.52	93.27	90	2.5	112	112	810	1507	0.002	3.8571	3.6781	6.25	11.1	6

CONTINUACIÓN

s	velocidad	Q	relaciones	relacion	velocidad	tirante	relaciones	relacion	velocidad	tirante	ALTURA DE	COTA INVERT		PENDIENTE
%	sección llena	l/s	q/Q	v/V	v(m/s)	d/D	q/Q	v/V	v(m/s)	d/D	POZO	CIE	CIS	TUBERÍA
			actual	actual	actual	actual	futuro	futuro	futuro	futuro				
											1.20		98.77	
0.60	0.8771	16.00	0.00770	0.30	0.26	0.06	0.0142	0.36	0.31	0.08	2.21	98.43	98.13	0.60
0.50	0.8006	14.60	0.04106	0.49	0.39	0.14	0.0751	0.59	0.47	0.19	3.33	97.81	97.78	0.50
0.40	0.7161	13.06	0.07253	0.58	0.42	0.18	0.1321	0.69	0.50	0.25	3.90	97.52	97.49	0.40
0.30	0.6202	11.31	0.10397	0.65	0.40	0.22	0.1890	0.77	0.48	0.29	3.94	97.30	97.27	0.30
0.30	0.6202	11.31	0.12897	0.69	0.43	0.24	0.2338	0.82	0.51	0.33	3.81	97.08	97.05	0.30
0.30	0.6202	11.31	0.14384	0.71	0.44	0.26	0.2605	0.84	0.52	0.35	3.48	96.86	96.83	0.30
0.30	0.6202	11.31	0.18309	0.76	0.47	0.29	0.3306	0.90	0.56	0.40	3.35	96.64	96.61	0.30
0.30	0.6202	11.31	0.20251	0.78	0.49	0.31	0.3651	0.92	0.57	0.42	3.29	96.42	96.39	0.30
0.30	0.6202	11.31	0.23142	0.81	0.50	0.33	0.4165	0.95	0.59	0.45	3.25	96.19	96.16	0.30
0.30	0.6202	11.31	0.26006	0.84	0.52	0.35	0.4672	0.98	0.61	0.48	1.83	95.90	95.87	0.30
											2.78		98.82	
0.75	0.9806	17.89	0.01365	0.35	0.34	0.08	0.0251	0.42	0.42	0.11	2.21	98.16	98.13	0.75
1.00	1.1323	20.65	0.01182	0.34	0.38	0.08	0.0217	0.40	0.46	0.10	2.81	97.24	97.21	1.00
											1.20		99.41	
0.75	0.9806	17.89	0.01365	0.35	0.34	0.08	0.0251	0.42	0.42	0.11	2.78	98.88	98.85	0.75
0.70	0.9473	17.28	0.02790	0.44	0.41	0.11	0.0511	0.52	0.50	0.15	3.18	98.41	98.38	0.70
0.40	0.7161	13.06	0.06371	0.56	0.40	0.17	0.1162	0.67	0.48	0.23	2.82	98.12	98.09	0.40
0.40	0.7161	13.06	0.08131	0.60	0.43	0.19	0.1479	0.72	0.51	0.26	2.58	97.85	97.82	0.40
0.30	0.6202	11.31	0.10899	0.65	0.41	0.22	0.1980	0.78	0.48	0.30	2.23	97.62	97.59	0.30
0.30	0.6202	11.31	0.11900	0.67	0.42	0.23	0.2160	0.80	0.49	0.32	1.79	97.43	97.40	0.30
0.30	0.6202	11.31	0.14384	0.71	0.44	0.26	0.2605	0.84	0.52	0.35	1.57	97.18	97.15	0.30
0.30	0.6202	11.31	0.16354	0.74	0.46	0.27	0.2957	0.87	0.54	0.37	1.44	96.96	96.93	0.30
0.75	0.9806	17.89	0.12808	0.69	0.67	0.24	0.2309	0.81	0.80	0.33	1.29	96.44	95.87	0.75
2.50	1.7903	32.66	0.16070	0.73	1.31	0.27	0.2860	0.86	1.54	0.37	1.38	94.17	94.14	2.50
											2.81		97.18	
0.85	1.0439	19.04	0.01910	0.39	0.41	0.10	0.0351	0.47	0.49	0.13	3.05	96.64	96.61	0.85
0.60	0.8771	16.00	0.03381	0.46	0.40	0.13	0.0619	0.55	0.49	0.17	2.71	96.22	96.19	0.60
0.50	0.8006	14.60	0.04506	0.50	0.40	0.14	0.0823	0.60	0.48	0.19	2.78	95.87	95.84	0.50
0.50	0.8006	14.60	0.05698	0.54	0.43	0.16	0.1039	0.65	0.52	0.22	2.66	95.52	95.49	0.50
0.40	0.7161	13.06	0.07253	0.58	0.42	0.18	0.1321	0.69	0.50	0.25	2.36	95.24	95.21	0.40
0.40	0.7161	13.06	0.08568	0.61	0.44	0.20	0.1558	0.73	0.52	0.27	2.05	94.95	94.92	0.40
0.50	0.8006	14.60	0.08442	0.61	0.49	0.20	0.1534	0.72	0.58	0.26	1.23	94.59	94.56	0.50
0.40	0.7161	13.06	0.10738	0.65	0.47	0.22	0.1948	0.77	0.55	0.30	1.24	94.31	94.14	0.40
2.50	1.79028	32.66	0.19134	0.77	1.38	0.30	0.3395	0.90	1.62	0.40	1.38	94.14	91.89	2.5



AREA DE DESFOQUE



SIMBOLOGIA	
CT	COTA DE TERRENO
P.M.	POZO DE VISITA No.
CASA	CASA
⇒	SENTIDO DEL FLUJO

PLANTA GENERAL
DRENAJE SANITARIO COMUNIDAD AGRARIA SAN ROQUE

ESCALA: 1:1250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA EN SALUBRIDAD Y AMBIENTE
MUNICIPALIDAD DE ZENONA COSTA GUICA, QUINTA ETAPA

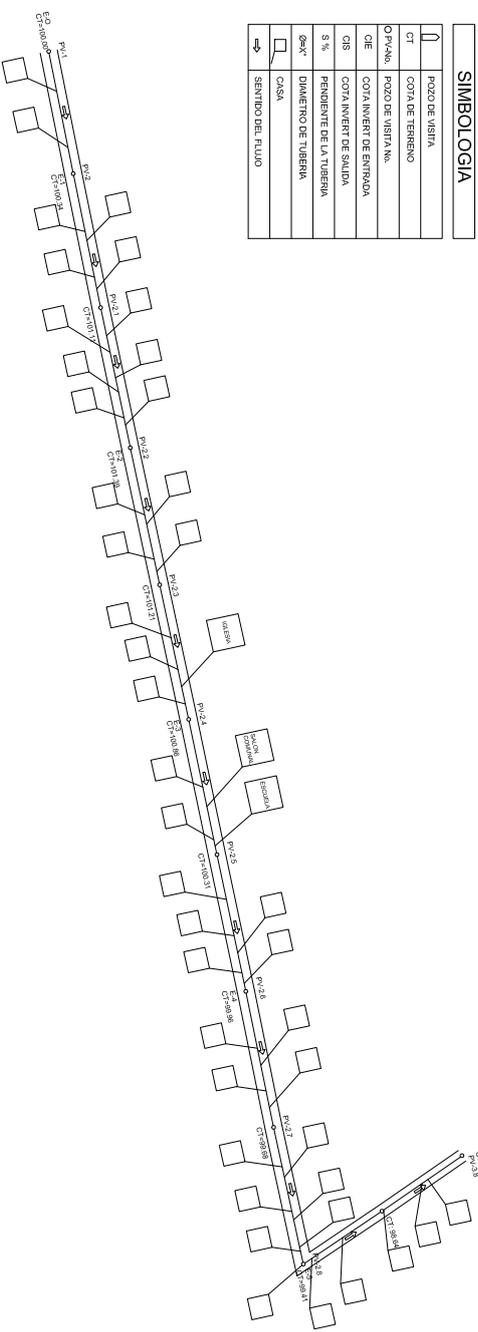
PROYECTO: SISTEMA DE ALICANTARILLADO SANITARIO
UBICACION: COMUNIDAD AGRARIA SAN ROQUE, ZENONA E.C.
DESEMPEÑADOS: QUETZALTEMANICO

FECHA: AGOSTO 2008
ESCALA: INDICADA

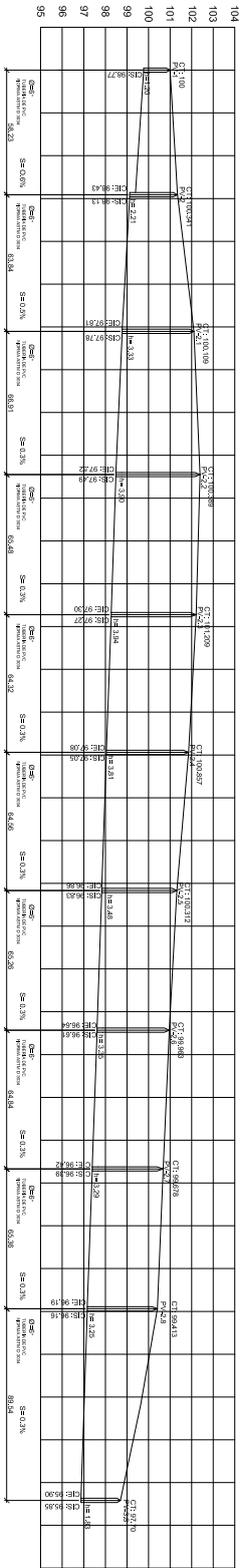
CONTENIDO:
CALCULO: GERBER I. LOPEZE
DIBUJO: GERBER I. LOPEZE
REVISOR: GERBER I. LOPEZE
DISEÑO: GERBER I. LOPEZE
INSTRUMENTOS: INCLUIR INSTRUMENTOS
HOJA: 1/6



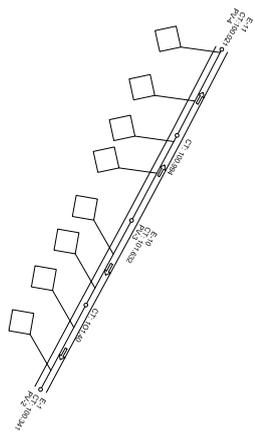
SIMBOLOGIA	
	POZO DE VISITA
	COTA DE TERRENO
	POZO DE VISITA No.
	COTA INVERT DE ENTRADA
	COTA INVERT DE SALIDA
	3% PENDIENTE DE LA TUBERÍA
	Ø=1" DIÁMETRO DE TUBERÍA
	CASA
	SENTIDO DEL FLUJO



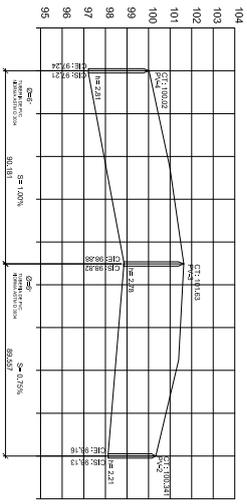
PLANTA
ESCALA: 1:1250



PERFIL
ESCALA HORIZONTAL: 1:1250
ESCALA VERTICAL: 1:125



PLANTA
ESCALA: 1:1250



PERFIL
ESCALA HORIZONTAL: 1:1250
ESCALA VERTICAL: 1:125

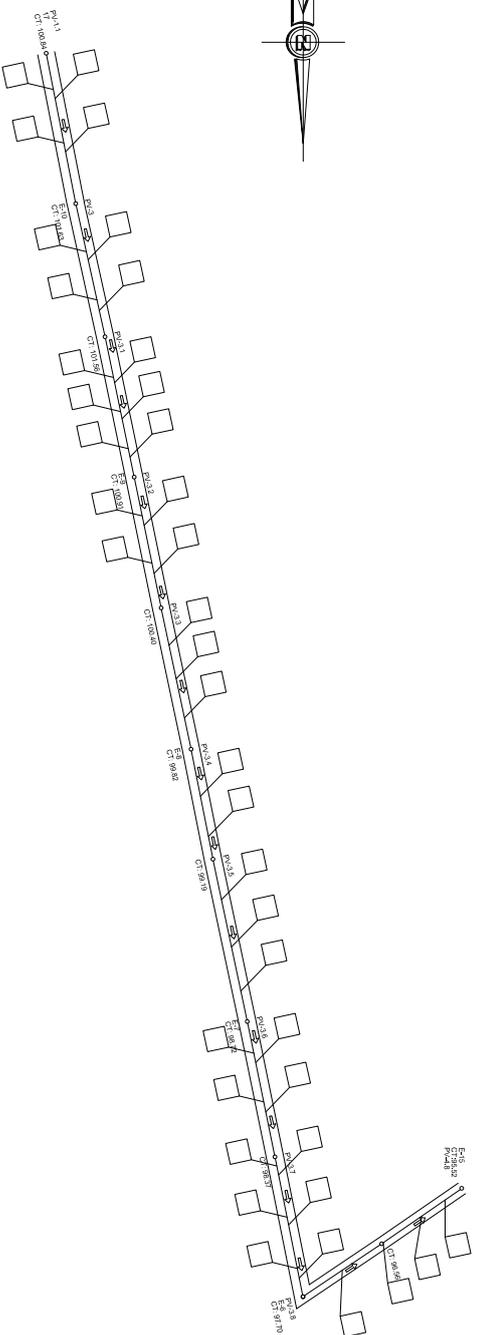
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE SANEAMIENTO
MUNICIPIO DE GUYARUTA, CANTON GUAYATEMAKO

PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANTIBARRIO
EMPALME COMUNIDAD AGRARIA SAN ROQUE, GENOVA, C.Z.
DEPARTAMENTO: QUETZALTEANGO

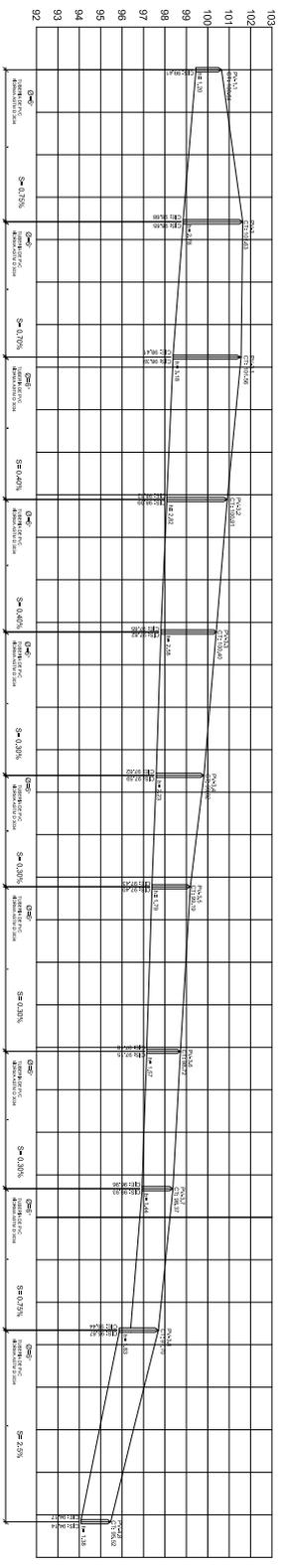
FECHA: AGOSTO 2008
ESCALA: INDICADA

PLANTA Y PERFILES

CALCULO:	GERBERI L. LOPEZ E.	DIBUJO:	GERBERI L. LOPEZ E.	HOJA:
REVISOR:	GERBERI L. LOPEZ E.	ASESORIA TECNICA:	ING. JUAN MENDOZA COS	

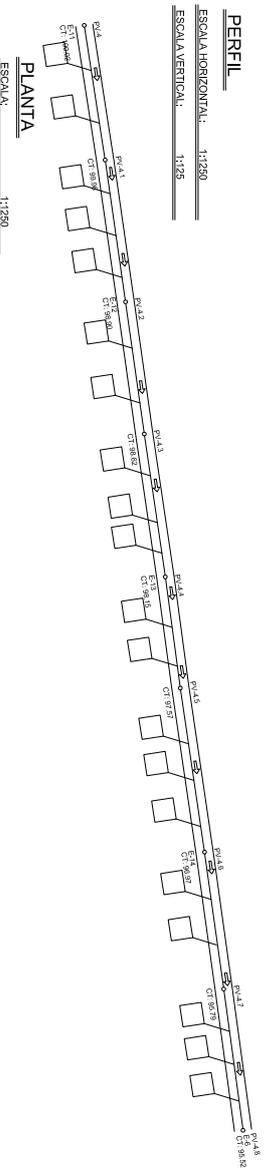


SIMBOLOGIA	
	POZO DE VISITA
	COTA DE TERRENO
	COPIA DE VISITA No.
	COTE
	COTA INVERT DE SALIDA
	5 %
	Ø=20"
	CASA
	SENTIDO DEL FLUJO



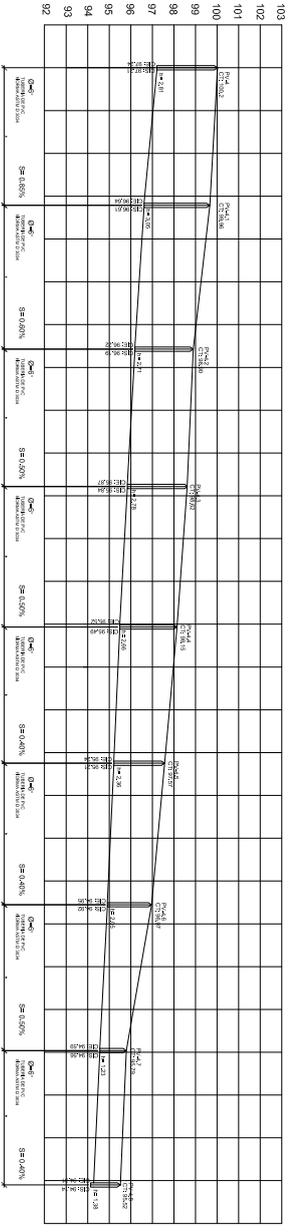
PERFIL

ESCALA HORIZONTAL: 1:1250
ESCALA VERTICAL: 1:75



PLANTA

ESCALA: 1:1250



PERFIL

ESCALA HORIZONTAL: 1:1250
ESCALA VERTICAL: 1:25



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA
MUNICIPALIDAD DE GENOVA CONTRA OLA, QUETZAL, TENANGO

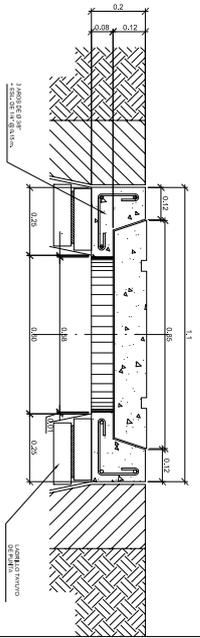
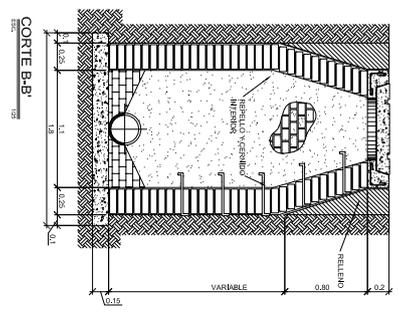
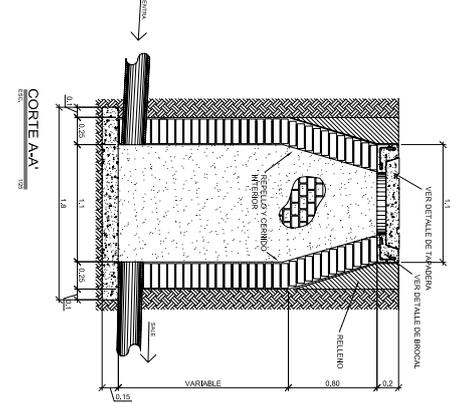
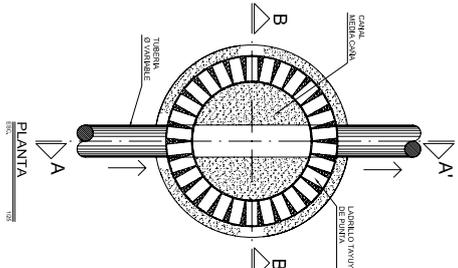
PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO
UBICACION: COMUNIDAD AGRARIA SAN ROQUE, GENOVA, C.A.
DEPARTAMENTO: QUETZAL, TENANGO

TITULO: AGOSTO 2008
INDICADA

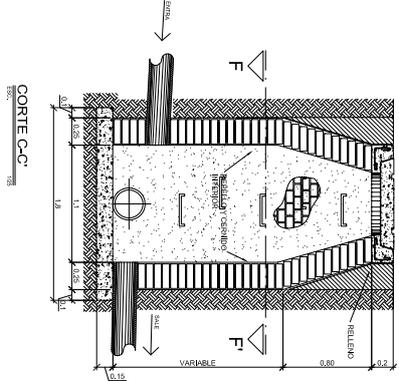
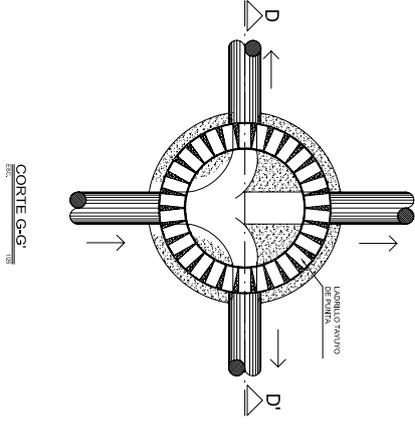
PLANTA Y PERFILES

CALCULO	TRABAJOS	FECHA	HOJA
GERBER I. LOPEZ E.	GERBER I. LOPEZ E.	AGOSTO 2008	3/6
GERBER I. LOPEZ E.	INC. JUAN MENCHI COS		

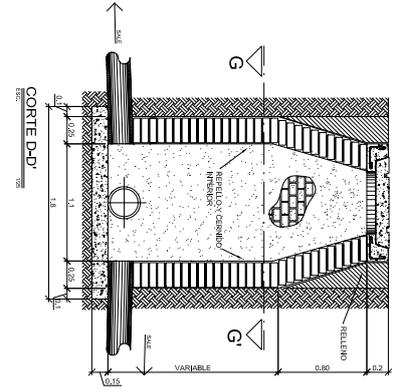
POZO DE VISITA TÍPICO



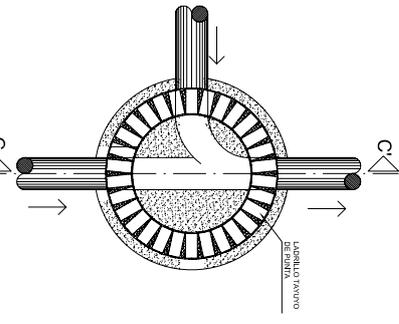
POZO CON 2 ENTRADAS



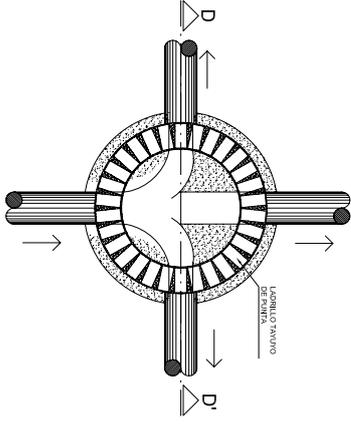
POZO CON 3 SALIDAS



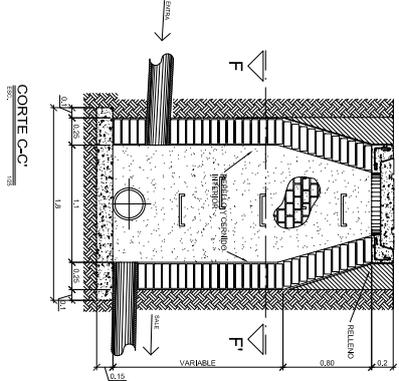
CORTE F-F



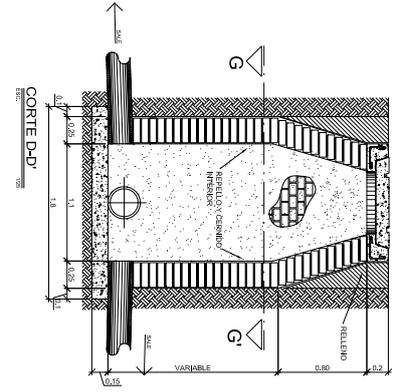
CORTE G-G'



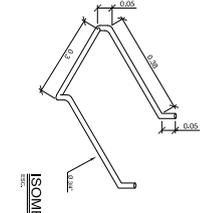
CORTE C-C'



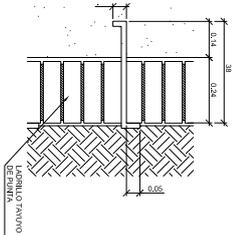
CORTE D-D'



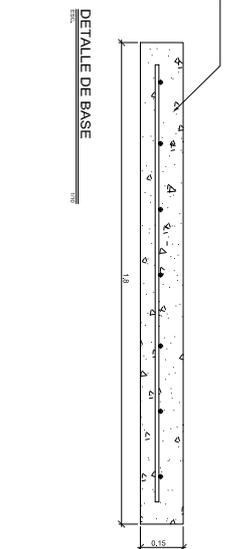
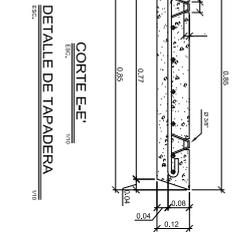
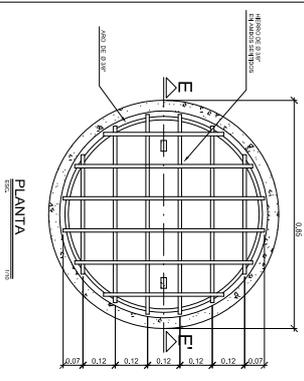
ISOMETRICO DE ESCALON



DETALLE DE ESCALON

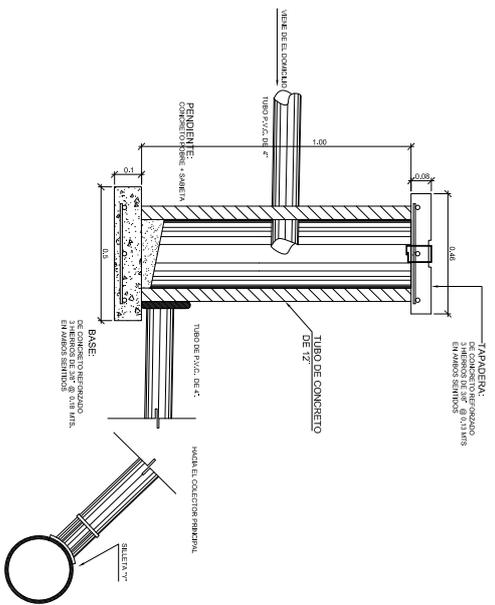
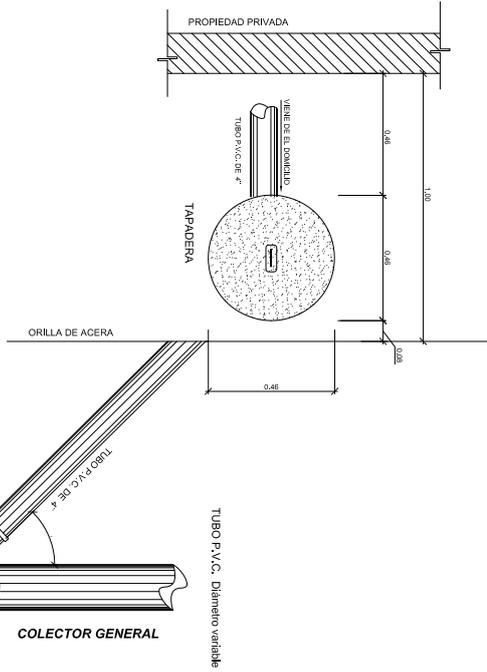


- NOTAS:
1. LAS TRANSVERSAS DE LOS POZOS DE VISITA DEBERAN IDENTIFICARSE CON LA NOMENCLATURA DEL PLANO DE RED GENERAL.
 2. EL CONCRETO DEBERA TENER UN F_{CD}= 210 Kg/cm²
 3. EL ACERO A UTILIZAR DEBERA TENER UN F_{ED}= 2810 Kg/cm²
 4. EL MORTERO A UTILIZAR SERA DE CEMENTO Y ARENA DE RIO CON PROPORCION 1:3
 5. SE USARA LABRILLO TAVIJO DE 6.5 X 11 X 23 cms.



<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y SERVICIOS TECNOLÓGICOS</p>		<p>PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO UNIDAD: COMUNIDAD AGUARRA SAN ROQUE, GUATEMALA, C.G. DEPARTAMENTO: QUETZALTENANGO</p>		<p>FECHA: AGOSTO 2008 ESCALA: INDICADA</p>	
<p>CONTENIDO: DETALLES DE POZOS DE VISITA</p>					
<p>DISEÑO: GERBER LÓPEZ E.</p>	<p>REVISIÓN: INCI JUAN MERCE COS</p>	<p>DISEÑO: GERBER LÓPEZ E.</p>	<p>REVISIÓN: INCI JUAN MERCE COS</p>	<p>HOJA: 4/6</p>	<p>HOJA: 4/6</p>

PLANTA DE ACOMETIDA DOMICILIAR



CORTE DE ACOMETIDA DOMICILIAR

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR
 MISION: Mejorar la calidad de la educacion superior, en forma integral y permanente.

PROYECTO: SISTEMA DE ALICANTILLADO SANITARIO
 UBICACION: COMUNIDAD AGRARIA SAN ROQUE, GENOVA, C.E.
 DEPARTAMENTO: QUETZALTENANGO

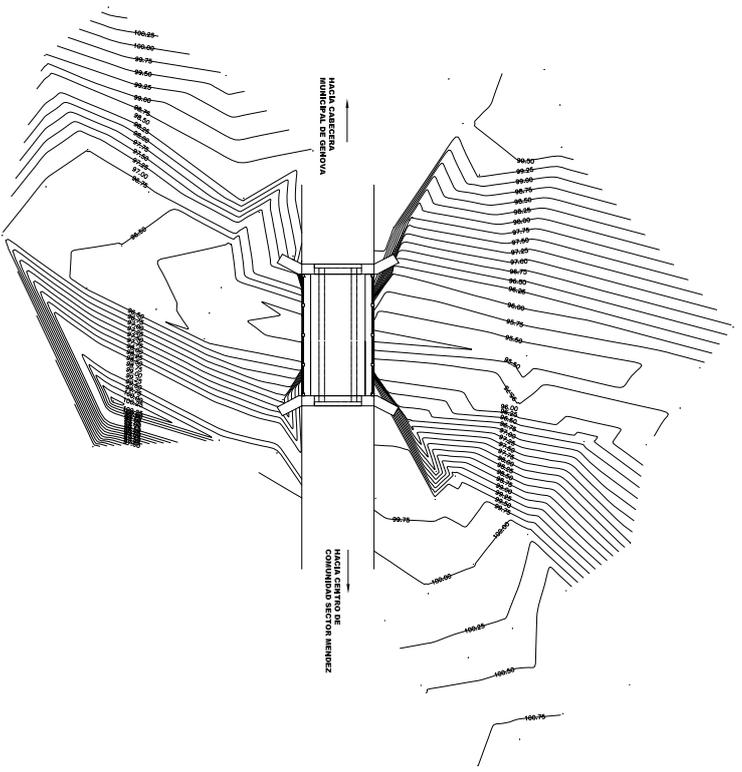
FECHA: AGOSTO 2008
 ETAPA: INICIADA

CONTENIDO: DETALLE DE CONEXIONES DOMICILIARES

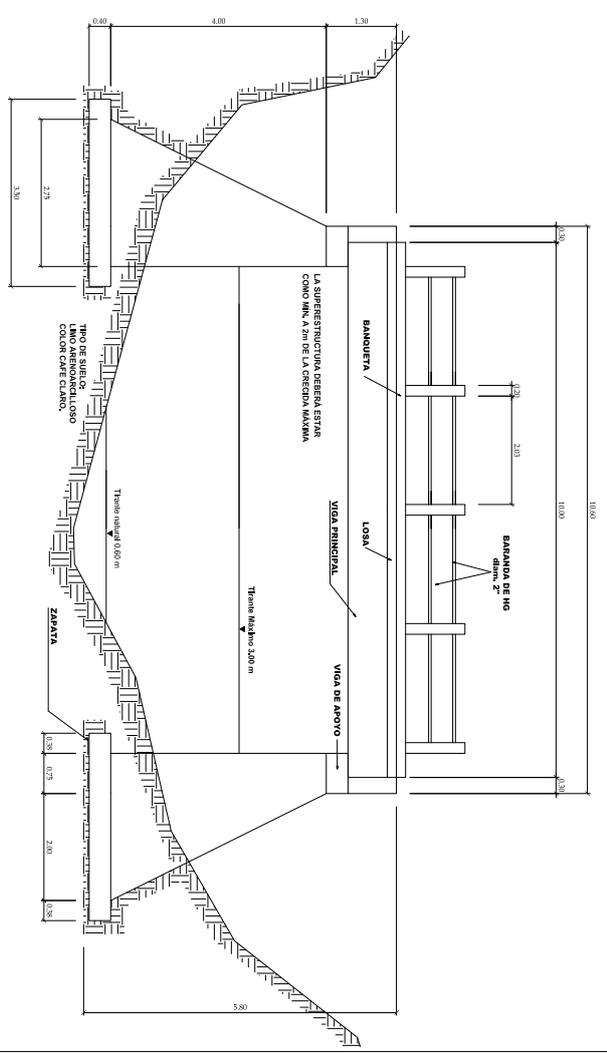
ELABORADO:	GERBER I. LOPEZ E.	REVISADO:	GERBER I. LOPEZ E.	FECHA:	NOVA
PROYECTO:	GERBER I. LOPEZ E.	APROBADO:	ING. JUAN MERCE COS		5/6

APÉNDICE 3

PLANOS DE PUENTE VEHICULAR SECTOR MÉNDEZ, GÉNOVA, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO.



PLANTA
ESC. 1:500



VISTA LATERAL
ESC. 1:50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Escuela de Ingenieria en Obras Civiles
UNIDAD DE INGENIERIA EN OBRAS CIVILES, GUATEMALA

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR
UNIDAD: SECTOR MEDIEZ, GENOVA S.C.
DEPARTAMENTO: QUETZAL, TENANGO

CONTENIDO: PLANTA Y PERIL DE PUENTE LUZ DE 10 m.

CALCULO: GERBER I. LOPEZ E. DIBUJO: GERBER I. LOPEZ E.

REVISOR: GERBER I. LOPEZ E. ASSESOR SUPERVISOR: ING. JUAN MENDOZA COS

FECHA: MARZO 2009
ESCALA: INDICADA

