



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO LOS MANGALES Y  
DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA  
LA CHIVERA, ZONA 3, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ.**

**Erick Omar Batres Pivaral**

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, noviembre de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO LOS MANGALES Y  
DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA  
LA CHIVERA, ZONA 3, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**ERICK OMAR BATRES PIVARAL**

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE LA JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Ing. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO LOS MANGALES Y  
DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA  
LA CHIVERA, ZONA 3, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 31 de octubre de 2006.

**Erick Omar Batres Pivaral**



Guatemala, 2 de octubre de 2007  
Ref. EPS. C. 603.10.07

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor – Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, **ERICK OMAR BATRES PIVARAL**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO LOS MANGALES, Y DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA LA CHIVERA, ZONA 3, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ”**.


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

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. Luis Gregorio Alfaro Véliz  
Asesor – Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



LGAV /jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

Guatemala,  
23 de octubre de 2007

Ingeniero  
Fernando Amilcar Boiton Velásquez  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO LOS MANGALES, Y DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA LA CHIVERA, ZONA 3, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Erick Omar Batres Pivaral, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



Guatemala,  
24 de octubre de 2007

FACULTAD DE INGENIERÍA

Ingeniero  
Fernando Amilcar Boiton Velásquez  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO LOS MANGALES, Y DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA LA CHIVERA, ZONA 3, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Erick Omar Batres Pivaral, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 2 de octubre de 2007  
Ref. EPS. C. 603.10.07

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

Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

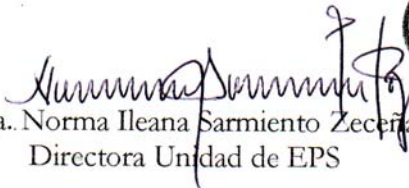
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO LOS MANGALES, Y DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA LA CHIVERA, ZONA 3, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **ERICK OMAR BATRES PIVARAL**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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,

*"D y Enseñad a Todos"*

  
Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecena  
Directora Unidad de EPS



NISZ/jm



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Directora de la Unidad de E.P.S., Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Erick Omar Batres Pivaral, titulado DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO LOS MANGALES Y DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA LA CHIVERA, ZONA 3, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Fernando Amílcar Boitón Velásquez



Guatemala, noviembre 2007.

/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 PUENTE VEHÍCULAR PARA EL CASERÍO LOS MANGALES Y DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA LA CHIVERA, ZONA 3, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ**, presentado por el estudiante universitario **Erick Omar Batres Pivaral**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

  
Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos  
DECANO

Guatemala, noviembre de 2007



/gdech

## **AGRADECIMIENTOS A:**

- DIOS** Por darme vida, salud, y la actitud necesaria para salir adelante, y vencer las adversidades que se me presentaron, logrando mis metas una a una, mediante mucho esfuerzo y sacrificio y, sobre todo, por guiarme durante todo el camino y ser mi fuente de energía y serenidad en los momentos difíciles.
- EL ASESOR** Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz, por su valiosa colaboración durante el desarrollo de mi E.P.S., así como en el presente trabajo de graduación.
- FACULTAD DE INGENIERÍA, USAC.** Por llegar a ser mi segundo hogar durante los años en que cursé mi carrera.
- MUNICIPALIDAD DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ** Por abrirme sus puertas para la realización de mi E.P.S., y brindarme el apoyo necesario.

## **ACTO QUE DEDICO A:**

**DIOS** Por guiarme en cada paso que doy, y por cubrirme con su misericordia, permitiéndome cosechar triunfos con mucha humildad en el ámbito académico, profesional y personal.

**MI FAMILIA** Por su sacrificio y apoyo moral, y por exhortarme a seguir adelante.

**MIS  
COMPAÑEROS  
Y AMIGOS** Por apoyarme, tanto en las buenas como en las malas, durante todo el trayecto de la carrera.

**MI PATRIA**

**LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

## ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</b> .....	V
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b> .....	IX
<b>GLOSARIO</b> .....	XIII
<b>RESUMEN</b> .....	XVII
<b>OBJETIVOS</b> .....	XIX
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	XXI

### 1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz.....	1
1.1.1 Investigación preliminar .....	1
1.1.2 Características de la población.....	3
1.1.2.1 Ubicación.....	3
1.1.2.2 Colindancias.....	5
1.1.2.3 Acceso y comunicaciones.....	6
1.1.2.4 Topografía y suelo.....	6
1.1.2.5 Hidrografía.....	6
1.1.2.6 Aspectos climáticos.....	7
1.1.2.7 Población.....	7
1.1.2.8 Actividades económicas.....	7
1.1.2.9 Condiciones sanitarias.....	8
1.1.3 Principales necesidades del municipio.....	8
1.1.3.1 Acceso y vías de comunicación .....	8
1.1.3.2 Combatir la contaminación por aguas servidas .....	9
1.1.4 Infraestructura social.....	9
1.1.4.1 Crecimiento urbano.....	9
1.1.4.2 Salud.....	9
1.1.4.3 Educación .....	10

## 2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

### 2.1 Diseño de puente vehicular para el caserío

<b>Los Mangales, San Jerónimo, Baja Verapaz</b> .....	13
2.1.1 Descripción del proyecto.....	13
2.1.2 Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto reforzado.....	13
2.1.3 Levantamiento topográfico.....	15
2.1.4 Estudio de suelos.....	16
2.1.5 Estudio hidrológico.....	17
2.1.5.1 Cálculo de caudales máximos.....	17
2.1.5.1.1 Método sección pendiente.....	17
2.1.6 Diseño de puente vehicular.....	20
2.1.6.1 Datos para diseño.....	20
2.1.6.2 Pre-dimensionamiento.....	20
2.1.6.3 Diseño de la superestructura.....	23
2.1.6.3.1 Diseño de losa.....	23
2.1.6.3.2 Diseño de vigas principales.....	29
2.1.6.3.3 Diseño de diafragmas.....	40
2.1.6.3.4 Diseño de barandal.....	44
2.1.6.3.5 Diseño de apoyos de neopreno.....	44
2.1.6.4 Diseño de subestructura.....	49
2.1.6.4.1 Diseño de cortina.....	49
2.1.6.4.2 Diseño de viga de apoyo.....	55
2.1.6.4.3 Diseño de estribos de concreto ciclópeo.....	56
2.1.6.4.4 Diseño de aleros.....	68
2.1.6.4.5 Diseño de pila central.....	73
2.1.7 Presupuesto.....	96
2.1.8 Impacto ambiental.....	104



## **2.2 Diseño de alcantarillado sanitario para la colonia**

<b>La Chivera, zona 3 de San Jerónimo, Baja Verapaz.....</b>	<b>111</b>
2.2.1 Descripción del proyecto.....	111
2.2.2 Levantamiento topográfico .....	111
2.2.2.1 Desarrollo de libreta topográfica.....	112
2.2.3 Estudio de suelos.....	113
2.2.4 Diseño del sistema.....	114
2.2.4.1 Descripción del sistema a utilizar.....	115
2.2.4.2 Especificaciones técnicas.....	115
2.2.4.3 Diseño hidráulico.....	117
2.2.4.3.1 Periodo de diseño.....	117
2.2.4.3.2 Población de diseño.....	117
2.2.4.3.3 Dotación.....	118
2.2.4.3.4 Factor de retorno.....	118
2.2.4.3.5 Factor de flujo instantáneo.....	119
2.2.4.3.6 Caudal sanitario.....	119
2.2.4.3.6.1 Caudal domiciliar.....	119
2.2.4.3.6.2 Caudal de infiltración.....	120
2.2.4.3.6.3 Caudal de conexiones ilícitas.....	121
2.2.4.3.7 Factor de caudal medio.....	121
2.2.4.3.8 Caudal de diseño.....	121
2.2.4.3.9 Selección del tipo de tubería.....	122
2.2.4.3.10 Diámetros de tubería.....	122
2.2.4.3.11 Diseño de secciones y pendientes.....	123
2.2.4.3.12 Velocidades máximas y mínimas.....	123
2.2.4.3.13 Cotas invert.....	125
2.2.4.3.14 Pozos de visita.....	125
2.2.4.3.15 Conexiones domiciliarias.....	126
2.2.4.3.16 Profundidad de la tubería.....	127

2.2.4.3.17	Principios hidráulicos.....	127
2.2.4.3.18	Relaciones hidráulicas.....	128
2.2.4.3.19	Ejemplo de cálculo.....	128
2.2.4.3.20	Diseño de la red de alcantarillado sanitario.....	133
2.2.4.4	Descarga.....	136
2.2.4.4.1	Características del punto elegido.....	137
2.2.4.4.2	Fosa séptica.....	137
2.2.4.4.3	Pozo de absorción.....	139
2.2.4.5	Plan de mantenimiento propuesto.....	139
2.2.4.6	Presupuesto.....	142
2.2.4.7	Evaluación socio-económica.....	147
2.2.4.7.1	Valor presente neto.....	147
2.2.4.7.2	Tasa interna de retorno.....	148
2.2.4.8	Impacto ambiental.....	150
<b>CONCLUSIONES.....</b>		<b>153</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>		<b>155</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>		<b>157</b>
<b>APÉNDICE 1 ( planos finales y estudios de suelos ).....</b>		<b>159</b>

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1. Ubicación del municipio de San Jerónimo.....	3
2. Municipios de Baja Verapaz.....	4
3. Colindancias del municipio de San Jerónimo.....	5
4. Ubicación del departamento de Baja Verapaz.....	10
5. Localización del caserío Los Mangales, y de la colonia La Chivera zona 3 de San Jerónimo.....	11
6. Superestructura.....	28
7. Diagrama de momento máximo.....	30
8. Diagrama de fuerzas de la viga principal.....	33
9. Diagrama de cargas para obtener corte máximo.....	34
10. Diagrama de momentos.....	36
11. Refuerzo de viga principal.....	37
12. Diagrama de corte en viga principal.....	39
13. Diafragma exterior.....	42
14. Diafragma interior.....	43
15. Detalle de barandal.....	44
16. Detalle de apoyo de neopreno.....	49
17. Diagrama de presiones sobre la cortina.....	50
18. Geometría del estribo.....	57
19. Base mínima de estribo.....	62
20. Estribo de concreto ciclópeo.....	64

21. Dimensiones de los aleros.....	68
22. Diagrama de presiones sobre el alero.....	69
23. Armado final del alero.....	73
24. Ubicación de viga de apoyo.....	75
25. Geometría de pila central.....	79
26. Geometría de columna central.....	90

## TABLAS

I.	Municipios de Baja Verapaz.....	4
II.	Cálculo del momento de volteo.....	58
III.	Momento estabilizante.....	59
IV.	Cálculo del momento de volteo con sismo.....	66
V.	Carga muerta total que actúa sobre la pila.....	80
VI.	Carga viva que actúa sobre la pila.....	80
VII.	Fuerzas de sismo que actúan sobre la pila.....	81
VIII.	Fuerzas de empuje que actúan sobre la pila.....	82
IX.	Fuerzas por carga viva que actúan sobre la pila.....	82
X.	Carga viva que actúa sobre la columna.....	87
XI.	Carga muerta que actúa sobre la columna.....	88
XII.	Fuerza de sismo que actúa sobre la columna.....	88
XIII.	Fuerzas de empuje que actúan sobre la columna.....	88
XIV.	Fuerzas por carga viva que actúan sobre la columna.....	89
XV.	Presupuesto del proyecto ( puente vehicular ).....	96
XVI.	Resumen de presupuesto del proyecto.....	103
XVII.	Impactos negativos generados durante la ejecución.....	109
XVIII.	Impactos negativos generados durante la operación.....	109
XIX.	Diámetros mínimos de tubería para drenajes.....	123
XX.	Diseño hidráulico.....	133
XXI.	Profundidad de pozos.....	136
XXII.	Guía de mantenimiento.....	140
XXIII.	Presupuesto del proyecto ( alcantarillado sanitario ).....	142
XXIV.	Resumen de presupuesto del proyecto.....	146





## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>A</b>	Área
<b>AASHTO</b>	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
<b>ACI</b>	<i>American of Concrete Institute</i>
<b>As</b>	Área de acero
<b>Ap</b>	Área de aplastamiento
<b>b</b>	Base
<b>C</b>	Coefficiente de escorrentía superficial
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>CV</b>	Carga viva
<b>D</b>	Diámetro de la tubería expresado en metros
<b>Dist.</b>	Distancia
<b>d</b>	Peralte
<b>e</b>	Excentricidad
<b>E</b>	Empuje o presión de la tierra
<b>Est.</b>	Estribo
<b>Esl.</b>	Eslabón
<b>f'c</b>	Resistencia del concreto
<b>FH</b>	Fuerza horizontal
<b>FL</b>	Fuerza longitudinal
<b>fy</b>	Resistencia del acero
<b>H</b>	Altura de viga
<b>Ha</b>	Hectárea
<b>Hab/c</b>	Habitantes por casa

<b>HS 20-44</b>	Sobrecarga para camión de tres ejes
<b>I</b>	Carga de Impacto
<b>I</b>	Intensidad de lluvia
<b>Kg-m</b>	Kilogramo metro
<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	Kilogramos por centímetro cuadrado
<b>L</b>	Luz libre entre vigas
<b>l/s</b>	Litros por segundo
<b>Lts/hab/día</b>	Litros por habitante por día
<b>mts.</b>	Metros
<b>Mcm</b>	Momento por carga muerta
<b>Mcv</b>	Momento por carga viva
<b>mm/hr</b>	Milímetros por hora
<b>MSNM</b>	Metros sobre el nivel del mar
<b>M<sub>max</sub></b>	Momento máximo
<b>Mt</b>	Momento total
<b>Mu</b>	Momento último
<b>m/s</b>	Metros por segundo
<b>m<sup>2</sup></b>	Metros cuadrados
<b>m<sup>3</sup>/s</b>	Metros cúbicos por segundo
<b>P<sub>U</sub></b>	Carga última
<b>P</b>	Población
<b>P<sub>A</sub></b>	Población actual
<b>P<sub>F</sub></b>	Población futura
<b>PVC</b>	Material fabricado a base de cloruro de polivinilo
<b>Q</b>	Caudal
<b>Qm</b>	Caudal medio
<b>r</b>	Tasa de crecimiento poblacional expresado en %
<b>Rh</b>	Radio hidráulico
<b>Ra</b>	Reacción en el apoyo a

<b>R<sub>b</sub></b>	Reacción en el apoyo b
<b>S</b>	Luz eficaz entre vigas
<b>S</b>	Pendiente de tubería
<b>s</b>	Fuerza de sismo
<b>t</b>	Espesor de losa
<b>T</b>	Temperatura
<b>V</b>	Velocidad
<b>V<sub>max</sub></b>	Corte máximo
<b>V<sub>c</sub></b>	Corte que resiste el concreto
<b>V<sub>s</sub></b>	Valor soporte del suelo
<b>W</b>	Peso
<b>W<sub>c</sub></b>	Peso del concreto armado
<b>W<sub>cc</sub></b>	Peso del concreto ciclópeo



## GLOSARIO

<b>Acera</b>	Espacio más elevado que la capa de rodadura, donde circulan los peatones.
<b>Acero de refuerzo</b>	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
<b>Aforo</b>	Medición del volumen de agua que lleva una corriente por unidad de tiempo.
<b>Alcantarillas</b>	Conductos que se construyen por debajo de la subrasante de una carretera u otras obras viales, con el objeto de evacuar las aguas superficiales.
<b>Aletón</b>	Muro lateral colocado en la entrada y salida de los puentes, diseñado y construido para sostener y proteger los taludes.
<b>Altimetría</b>	Parte de la topografía que enseña a medir alturas.
<b>Cabezales para alcantarillas</b>	Estructuras de concreto ciclópeo, concreto estructural, mampostería de piedra, mampostería de ladrillo o block, colocadas en los extremos de las tuberías – entrada y salida – para estabilizar y sostener el terraplén.

<b>Caudal</b>	Es el volumen de agua que pasa por unidad de tiempo en un determinado punto de observación. Sus expresiones más usuales son litros por segundo, metros cúbicos por segundo, metros cúbicos por minuto, galones por minuto.
<b>Concreto Ciclópeo</b>	Combinación de concreto estructural y piedra ya sea de canto rodado o triturada, libre de arcillas y vegetación, con diámetros no mayores a 300 mm.
<b>Cota de cimentación</b>	Es la altura de un punto del terreno, referido a un nivel determinado.
<b>Diafragmas</b>	Elementos estructurales perpendiculares a las vigas principales de un puente, sirven para estabilizar y evitar esfuerzos por torsión en las mismas, éstos pueden ser interiores y exteriores.
<b>Empuje</b>	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.
<b>Estiaje</b>	Término hidrológico que se refiere al río que se encuentra en su nivel mínimo de caudal.
<b>Excavaciones</b>	Deben ser construidas cuidadosamente, ajustándose a la línea y pendiente señaladas, las caras laterales serán verticales.
<b>Estribos</b>	Muros que soportan a la superestructura y transmiten su peso al suelo.



<b>Fuerza de sismo</b>	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos tanto en la superestructura, como en la subestructura o cimentación.
<b>Impacto</b>	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
<b>Losa</b>	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite hacia los apoyos.
<b>Mampostería</b>	Se refiere a los elementos construidos a base de piedra, ladrillo, block, etc., simplemente acomodados con mortero.
<b>Monografía</b>	Breve descripción sobre las características físicas, económicas, sociales, y culturales, de una región.
<b>Mortero</b>	Mezcla de aglomerantes, arena, y agua, que sirve para unir mampostería, u otros elementos estructurales.
<b>Obra falsa</b>	Parte de la formaleta que sostiene a los moldes en su lugar.
<b>Presión</b>	Fuerza ejercida sobre la superficie de algún elemento estructural.
<b>Puente</b>	Estructura de madera, piedra, ladrillo, concreto simple, concreto armado, o acero estructural, que se utiliza para que una vía de comunicación pueda salvar un río, una depresión de terreno, u otra vía de comunicación.

<b>Rasante</b>	Es el nivel de la superficie de rodadura de una carretera o camino.
<b>Sobrecarga</b>	Carga adicional a la aplicada, que se toma como un factor de seguridad.
<b>Superestructura</b>	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de tránsito, y transmitir las a la subestructura.
<b>Subestructura</b>	Conjunto de elementos que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo, (cimentación).
<b>Topografía</b>	Arte de describir y delinear detalladamente la superficie de un terreno, y mediante ello, poder calcular y trazar un área o caminamiento según sea necesario.
<b>Viga de apoyo</b>	Es la parte superior del estribo, sobre la que se apoya la superestructura.
<b>Viga principal</b>	Es una de las vigas de soporte de la estructura, colocada paralelamente a la línea central del puente, se asienta en los apoyos de la subestructura y recibe la carga de la losa.
<b>Volteo</b>	Es el momento de la fuerza horizontal que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior.

## RESUMEN

El presente trabajo de graduación se divide en tres capítulos: el primero consiste en una fase de investigación de las características generales del lugar, el segundo y el tercero se refieren al servicio técnico profesional.

**Capítulo uno:** aquí se presenta la monografía del lugar, que incluye localización geográfica, acceso y comunicaciones, topografía, aspectos climáticos, actividades económicas, entre otros.

**Capítulo dos:** consiste en el diseño del puente vehicular para el caserío Los Mangales, del municipio de San Jerónimo, departamento de Baja Verapaz, mediante la aplicación de normas y herramientas de cálculo apropiadas en base a las especificaciones técnicas utilizadas para el desarrollo de este tipo de proyectos. Al final se muestran los resultados de los estudios realizados plasmados en el juego de planos y el presupuesto del proyecto propuesto.

**Capítulo tres:** detalla el procedimiento necesario para el diseño del alcantarillado sanitario para la colonia La Chivera, zona 3, del municipio de San Jerónimo, departamento de Baja Verapaz, describiendo el criterio y la metodología que se aplicaron en el diseño, presentando al final del mismo los planos y presupuesto del proyecto.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Mejorar la calidad de vida y las condiciones de salubridad tanto de la colonia La Chivera, como del caserío Los Mangales y, en general, del municipio de San Jerónimo. Mediante este tipo de proyectos se beneficia a todo el municipio, ya que contando con un adecuado tránsito vehicular toda la población tiene mayores libertades para moverse, ya sea con fines comerciales o turísticos.

### **Específicos**

1. Desarrollar una investigación monográfica con la finalidad de conocer todos los aspectos socioculturales del lugar, llegando a diagnosticar las necesidades de servicios básicos e infraestructura con que los mismos cuentan.
2. Realizar el diseño más adecuado para cada uno de los proyectos en mención, teniendo como base los parámetros culturales, y socioeconómicos de la población del municipio.



## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado ( EPS ), realizado en el municipio de San Jerónimo, departamento de Baja Verapaz. Se contó con el apoyo de la municipalidad en todo lo que se refiere a información sobre la población y el lugar y, principalmente, sobre las necesidades de infraestructura y servicios básicos con que se cuenta.

Los proyectos surgen como una solución a las necesidades de la población, y por lo tanto el presente trabajo de graduación contiene los estudios necesarios para la ejecución de los proyectos propuestos. Todo con el ánimo de colaborar con la comunidad y su desarrollo.

Para este trabajo se presenta la monografía del lugar de los proyectos y los conceptos básicos en las ramas de la Ingeniería Civil, como lo son los sistemas de alcantarillado sanitario y puentes; además, los detalles de cálculos numéricos y las descripciones de los conceptos de estudios de suelos e hidrológicos; así como también, se incluirá un estudio de impacto ambiental para cada uno de los proyectos.

# **1. INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía del municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz.**

### **1.1.1 Investigación preliminar**

El Departamento de Baja Verapaz se encuentra situado en la región II o región norte del país. Su cabecera departamental es Salamá; limita al norte con el departamento de Alta Verapaz; al sur con el departamento de Guatemala; al este con el departamento de El Progreso; y al oeste con el departamento de El Quiché. Se ubica en la latitud 15° 06' 05" y longitud 90° 19' 07", y cuenta con una extensión territorial de 3,124 kilómetros cuadrados.

Por su configuración geográfica que es bastante variada, sus alturas oscilan entre los 940.48 y 1,570 metros sobre el nivel del mar, con una temperatura máxima de 27.3°C y temperatura mínima de 17.7°C.

En el departamento de Baja Verapaz se hablan tres idiomas: El achí, que es una variante del idioma quiché; el pocomchí, en el municipio de Purulhá, y el español como idioma oficial en todo el territorio. El ambiente de este lugar tiene sus particularidades, desde que se profundiza en los senderos del Biotopo del Quetzal con sus musgos y helechos, deliciosa humedad y caídas de agua fría y cristalina hasta darse un baño en las playas de Concuá en el apacible Granados.

El camino conocido como del Chol a Granados, marcaba la ruta colonial en la cual encontramos los poblados de Rabinal y San Miguel Chicáj, que destacan por la dimensión de sus iglesias.



Poblados como El Chol habían sido utilizados por los españoles en su intento de conquistar una salida al caribe. Este territorio habitado por poqomchi'es y achi'es, tenía una rica tradición precolombina, que actualmente es fuente importante de interés para los estudiosos de la arqueología.

Cerca de la cabecera departamental Salamá, se encuentran los restos de la Hacienda de San Jerónimo, que bajo la administración de las órdenes dominicas alcanzó su máximo esplendor.

Durante la época de la Colonia, aquí se encontraban las mejores haciendas y viñedos de los dominicos y de aquí salía el mejor vino del Reino de Goatemala. La fiesta titular que es en honor a San Jerónimo se celebra del 28 al 30 de septiembre.

San Jerónimo cuenta con una rica historia colonial, en 1,569 los Frailes Dominicos fundaron el primer ingenio azucarero de Centro América, transformado hoy, por iniciativa y gestión de los actores locales, en el Museo Regional del Trapiche. La iglesia de San Jerónimo es una joya arquitectónica, con sus retablos de estilo barroco, rica imaginería y óleos. Además, cuenta con un acueducto que consta de 120 arcos a través de los cuales se conducía el agua para mover el trapiche.

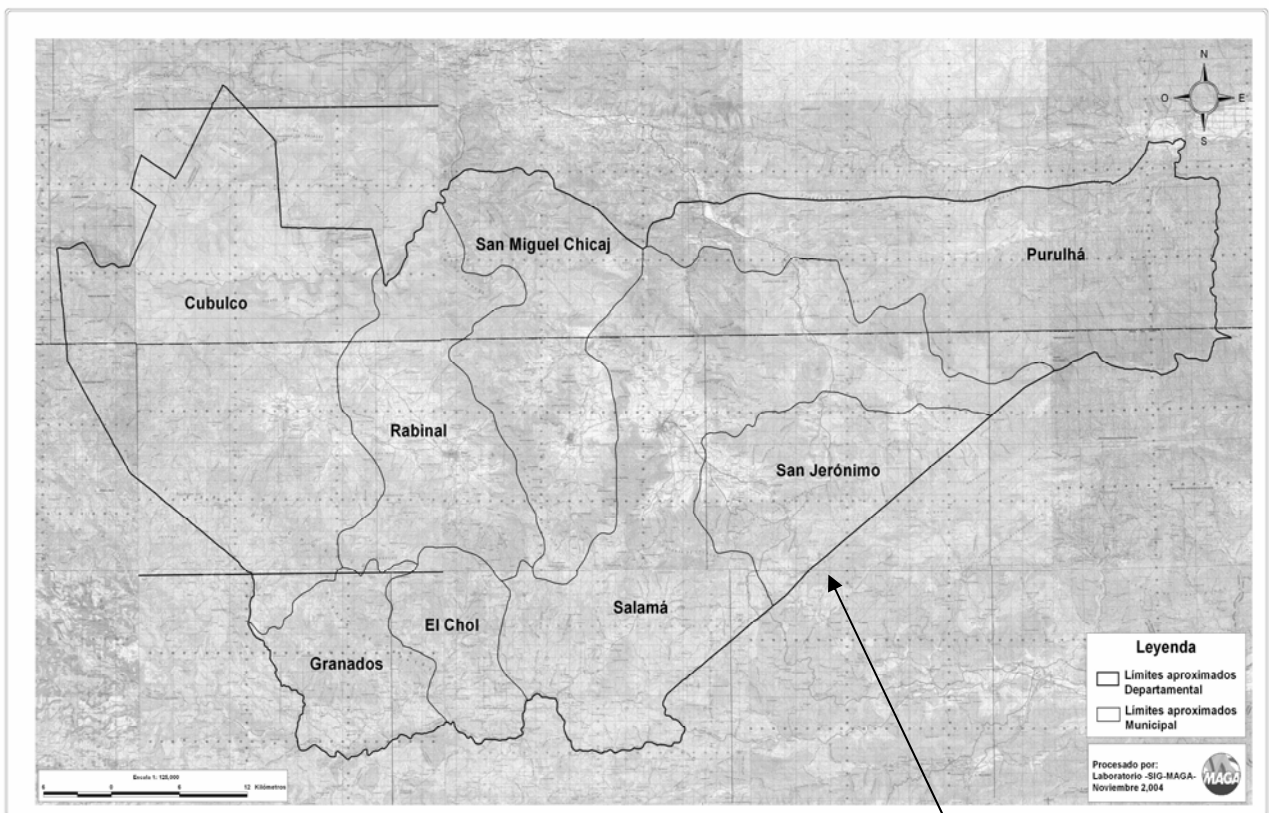
En 1,986 el Instituto de Antropología e Historia inició la recuperación y restauración de lo que fueran las áreas de la Hacienda de San Jerónimo, donde se localizaba el primer ingenio de azúcar morena a nivel de Centro América. Al mismo tiempo se inició el proyecto de investigación destinado a dar sustento al desarrollo de un museo pedagógico y didáctico, que además cumple la labor de fortalecer a la comunidad de San Jerónimo, poblado que se caracteriza por su capacidad emprendedora y por sus cualidades en la educación.

## 1.1.2 Características de la población

### 1.1.2.1 Ubicación

El municipio de San Jerónimo es un valle el cual se encuentra en medio de la Sierra de las Minas y la Sierra de Chuacús, y es regado por los ríos: San Jerónimo, La Estancia, Sibabáj, Las Flautas, San Isidro, El Jícara y Concepción. Se encuentra situado a una altura de 999.42 metros de sobre el nivel del mar; a 15°04'00" latitud norte y 90°11'00" longitud oeste.

**Figura 1. Ubicación del municipio de San Jerónimo.**



**Baja Verapaz**

**San Jerónimo**

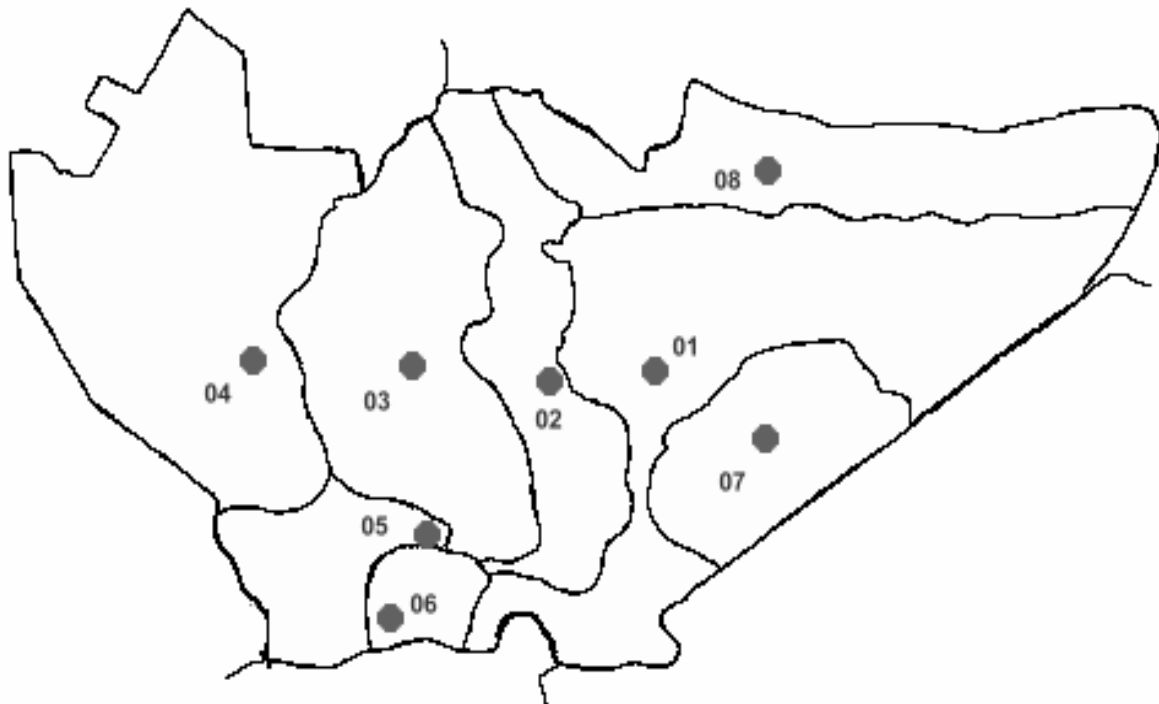
El departamento de Baja Verapaz está compuesto por ocho municipios, los cuales son:

**Tabla I. Municipios de Baja Verapaz.**

<b>Municipios</b>	<b>Distancia a la cabecera departamental</b>
1.- Salamá	- - -
2.- San Miguel Chicaj	11 kilómetros
3.- Rabinal	28 kilómetros
4.- Cubúlco	45 kilómetros
5.- Granados	62 kilómetros
6.- Santa Cruz El Chol	50 kilómetros
7.- San Jerónimo	9 kilómetros
8.- Purulhá	52 kilómetros

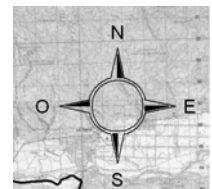
Fuente: Dirección General de Caminos de Guatemala.

**Figura 2. Municipios de Baja Verapaz.**

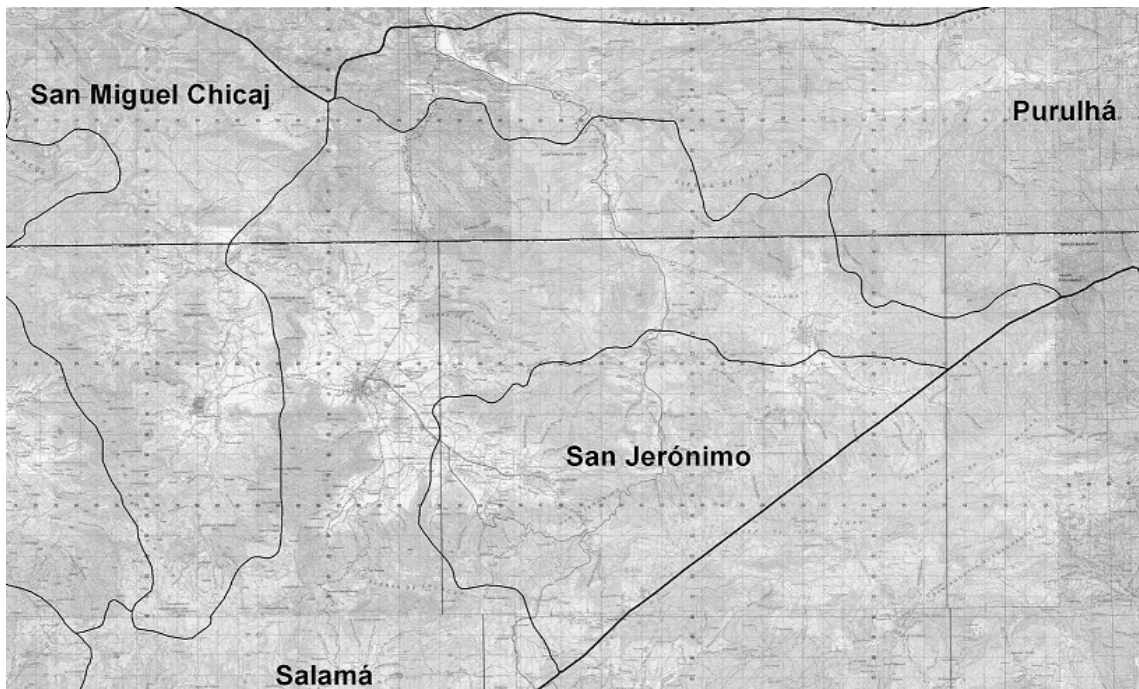


### 1.1.2.2 Colindancias

El municipio de San Jerónimo cuenta con una extensión territorial de 474 kilómetros cuadrados, y colinda al norte con Salamá, al sur con el municipio de Morazán, departamento de El Progreso, al oriente con el municipio de San Agustín Acasaguastlán, también del departamento de El Progreso, y al poniente con la cabecera departamental Salamá.



**Figura 3. Colindancias del municipio de San Jerónimo.**



### **1.1.2.3 Acceso y comunicaciones**

San Jerónimo se ubica a una distancia de la ciudad capital de 151 kilómetros por la ruta CA-9 norte asfaltada, y CA-14 a las Verapaces, que se encuentra pavimentada y en buenas condiciones con una longitud de 160 kilómetros por la ruta No. 5, que antes pasa por los municipios de Granados, El Chol, Rabinal, San Miguel Chicáj, y Salamá. Actualmente se encuentra en construcción la carretera Salamá-Guatemala vía La Canoa, con una distancia aproximada de 80 kilómetros, que en su mayor parte se encuentra pavimentada.

### **1.1.2.4 Topografía y suelo**

El territorio del municipio de San Jerónimo en su mayoría es quebrado, presentando desniveles de hasta un 48% , a excepción de la llanura en donde se encuentra el casco urbano en donde no se presentan desniveles pronunciados. El suelo es considerablemente húmedo debido a las características climáticas del territorio.

### **1.1.2.5 Hidrografía**

El valle del municipio de San Jerónimo es regado por los ríos: San Jerónimo, La Estancia, Sibabáj, Las Flautas, San Isidro, El Júcaro, y Concepción, además, éstos cuentan con el aporte de las quebradas El Aguacate, Santa Bárbara, Honda, Bellota, y San Antonio.

### **1.1.2.6 Aspectos climáticos**

Debido a que el municipio de San Jerónimo se encuentra a una altura de 999.42 metros sobre el nivel del mar, su clima tiende a ser variado, en el norte es frío debido a las altas montañas y en el sur oscila entre templado y cálido. El clima en esta región se considera semicálido. La temperatura máxima asciende a los 31°C y la mínima se encuentra alrededor de los 21°C. Los vientos predominantes son del este y su velocidad media es de 7.00 km/hora. Según registros meteorológicos la precipitación anual promedio es de 875 mm., y el promedio de días lluvia es de 140 días al año; la humedad relativa media es del 75%, con una intensidad de lluvia de 101.50 mm/hr.

Dichos datos se obtuvieron de la estación meteorológica San Jerónimo, la cual es de tipo limnigráfica y permite analizar la cuenca Chixoy afectada por la vertiente del Golfo de México; está localizada a orillas de la población.

### **1.1.2.7 Población**

La población total del municipio es de 18,784 habitantes, 9,257 mujeres y 9,527 hombres, con una tasa de crecimiento poblacional de 2.734% anual según datos del INE, su población se divide en 2 barrios en el área urbana, 18 aldeas y 13 caseríos en el área rural, haciendo un total de 3,793 viviendas.

### **1.1.2.8 Actividades económicas**

La agricultura representa una de las fuentes de trabajo más importantes en la economía local, se cultiva maíz y frijol principalmente, además de vegetales como tomate y soya, cítricos y chile; el trapiche aún ubicado en la hacienda, es un lugar importante en la región como productor de panelas.

Se cuenta también con una gran variedad de sitios arqueológicos como El Portón, Laguna, Los Mangales, Matanzas, Pueblo Viejo, Sibabáj, Xubalbál y Zacuálpa; sin dejar de mencionar la producción de plantas ornamentales.

#### **1.1.2.9 Condiciones sanitarias**

Las condiciones sanitarias del municipio en la actualidad son bastante deficientes, más que todo en las áreas rurales, debido a que no existen sistemas de drenajes en todos los sectores, y en algunas ocasiones las aguas servidas corren a flor de tierra en las cunetas de las calles; en la mayoría de los casos, según las condiciones económicas de los pobladores, se cuenta con fosas sépticas y pozos de absorción particulares, pero no todos cuentan con los recursos para ello. Se considera de mucha importancia éste tema debido a que como consecuencia de estas condiciones se empieza a notar cierto grado de contaminación en las quebradas aledañas al poblado.

#### **1.1.3 Principales necesidades del municipio**

##### **1.1.3.1 Acceso y vías de comunicación**

El municipio cuenta con una carretera asfaltada que se une a la ruta interoceánica o carretera al atlántico, contando con ramales secundarios adoquinados en el casco urbano del poblado; se cuenta con cierto déficit al acceder a las áreas rurales debido a que los caminos en su mayoría son de terracería y en algunos puntos muy importantes no se cuenta con puentes que salven la vía de comunicación entre los poblados; siendo así, los comerciantes se ven obligados a atravesar los cauces de manera muy riesgosa tanto para los productos que transportan como para su vida misma.

### **1.1.3.2 Combatir la contaminación por aguas servidas**

Actualmente se le está dando una gran importancia al traslado y tratamiento de las aguas servidas y se tienen previstos muchos proyectos que ayuden a mejorar dicha situación, ya que en el mismo casco urbano de la población existen sectores que no cuentan con un adecuado sistema de evacuación de las aguas servidas.

### **1.1.4 Infraestructura social**

#### **1.1.4.1 Crecimiento urbano**

El crecimiento poblacional se está haciendo notar en todo el municipio, y con él se va haciendo necesario que la infraestructura del mismo se vaya adecuando a las necesidades de la población, por lo que existe una gran demanda de ampliaciones a las instalaciones actuales ( escuelas, salones comunales, hospitales, redes de abastecimiento de agua potable, etc. ), y así mismo de nuevas instalaciones como es el caso de tramos carreteros y puentes, sistemas de evacuación de las aguas servidas, entre otros.

#### **1.1.4.2 Salud**

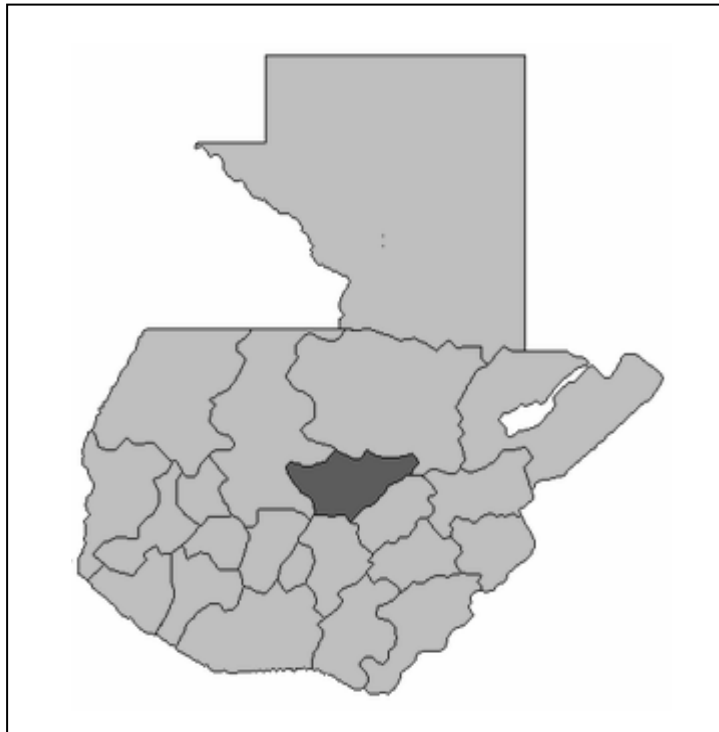
En el casco urbano se cuenta con un centro de salud el cual se está ampliando para contar con servicios de dentista, y ginecología, entre otros; en las áreas rurales se cuenta con pequeños centros de asistencia social, los cuales se tiene estipulado ampliar conforme el financiamiento lo permita.



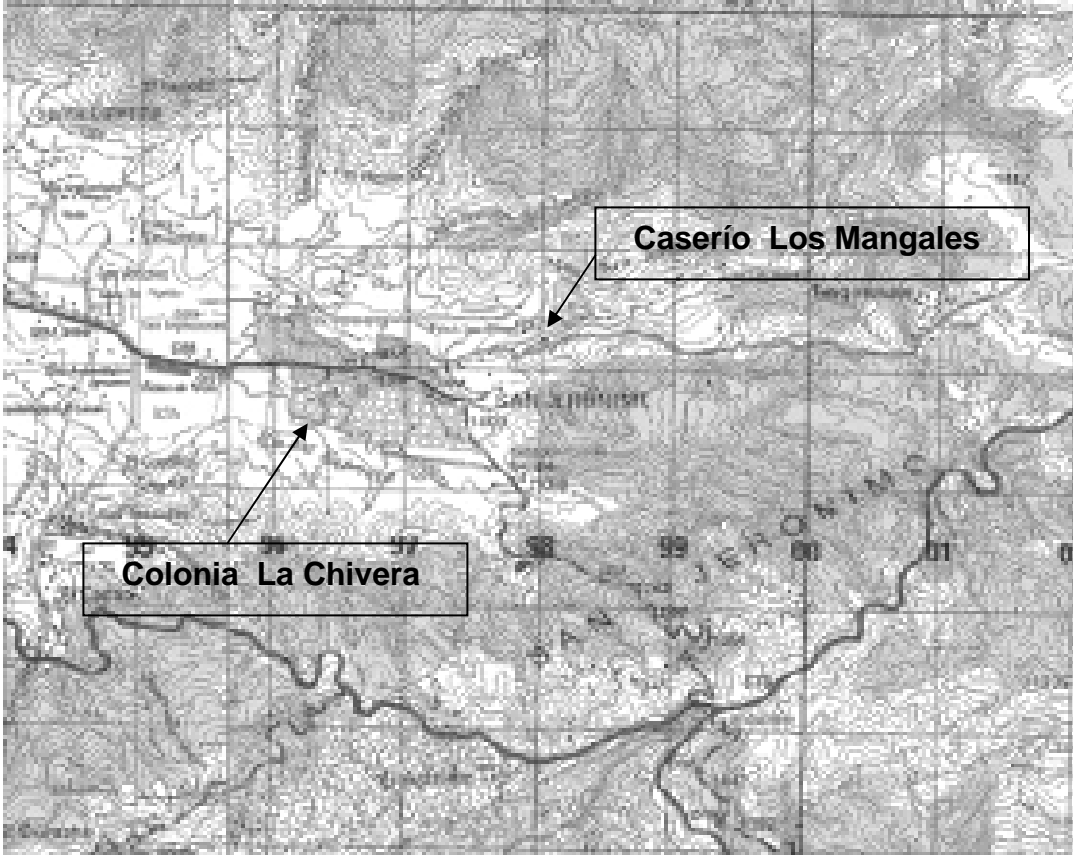
### 1.1.4.3 Educación

Se cuenta con establecimientos educativos en los poblados principales, quedando únicamente al margen los caseríos o fincas que se encuentran muy retirados; por lo que la mayoría de la población joven sabe leer y escribir.

**Figura 4. Ubicación del departamento de Baja Verapaz.**



**Figura 5. Localización del caserío Los Mangales , y de la colonia La Chivera zona 3 de San Jerónimo.**





## **2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

### **2.1. Diseño de puente vehicular para el caserío Los Mangales, San Jerónimo, Baja Verapaz.**

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

El proyecto consiste en diseñar un puente de 25 metros de luz, de una vía, con una altura de 5.45 metros del centro del río a las vigas principales, los estribos serán de concreto ciclópeo, dos vigas de apoyo, dos vigas principales de sección rectangular, dos diafragmas exteriores y dos interiores también de sección rectangular, una pila central, dos aletones de entrada y dos de salida, banquetas y barandales; todos los elementos de concreto armado.

#### **2.1.2. Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto reforzado**

Para la superestructura se debe tener en cuenta lo siguiente:

- La acera y el barandal se deben de construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.
- Todos los elementos de acero estructural del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando los pernos que deberán dejarse correctamente engrasados.
- Cualquier soldadura que se ejecute deberá ser conforme a las normas establecidas en el manual de la *American Welding Society*, y siguiendo el detalle de los planos.

Para la subestructura se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelos, y a la profundidad definida.
- Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riveras del río, para evitar posibles socavaciones en el futuro.
- No se debe permitir la socavación de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean estrictamente del tamaño necesario para colocar los estribos.

Requisitos AASHTO para puentes de concreto reforzado:

- Recubrimientos: AASHTO 8.22, medido del rostro de la barra a la superficie del concreto 8.00 cms. para cimiento y muros, 5.00 cms. para losas en la parte superior, y 2.50 cms. en la parte inferior, 5.00 cms. para columnas y vigas.
- Longitud de desarrollo: AASHTO 8.24.1.2, se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requiera por diseño, siendo ésta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra ó  $L/20$ .
- Traslapes: AASHTO 8.25, DGC 509.080, se calculan sobre la base de la longitud de desarrollo establecida en cada caso, se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11, de tal modo que desarrollen un 125% del  $F_y$  nominal de la barra siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 cms.

- Ganchos: AASHTO 8.23.22, los dobleces deberán ser hechos en frío a un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trate de 180°, ó 12 diámetros cuando se trate de 90°.
- Deberán seguirse las normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo, y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.

### **2.1.3. Levantamiento topográfico**

El levantamiento topográfico constituye uno de los elementos básicos para la elaboración del diseño de un puente vehicular, ya que proporciona datos elementales para la determinación de la geometría de las partes que lo forman, además, mediante el levantamiento topográfico podemos determinar a ciencia cierta cuan accidentado se encuentra el terreno y que características tiene el entorno. El equipo utilizado en esta oportunidad fue el siguiente:

- Teodolito ( estación total ) marca Sokia SET-SF.
- Estadia de acero inoxidable con prisma, de 4 metros.
- Cinta métrica.
- Plomadas.
- Machetes.
- Estacas.

#### 2.1.4. Estudio de suelos

La elección del tipo de subestructura que se va a utilizar en el diseño depende principalmente del estudio de suelos que se realice; en esta oportunidad se realizó un ensayo triaxial, que es el más utilizado en la actualidad para determinar la capacidad soporte de un suelo mediante tres presiones ortogonales aplicadas al mismo.

El ensayo triaxial es una prueba de compresión que se realiza envolviendo en una membrana impermeable un espécimen cilíndrico del suelo que se desea probar, cuyas bases quedan en contacto con cabezas sólidas provistas de piedras porosas que sirven de filtro, los filtros están conectados a tubos delgados provistos de válvulas que permiten gobernar la entrada o salida de agua al espécimen. Dichos tubos de drenaje están conectados a una bureta graduada mediante la cual se puede conocer el volumen de agua absorbido o expulsado por el suelo; la unión entre la membrana y las cabezas se ata con una banda de hule para garantizar un sello hermético, todo el conjunto queda encerrado en una cámara la cual es atravesada por un vástago delgado que pasa por un depósito de grasa a presión, el que evita las fugas de agua a lo largo de la pared del vástago y reduce al mínimo la fricción de esta contra la tapa. Finalmente se obtienen como resultados tres datos con los cuales es posible calcular el valor soporte, estos son:

- $\gamma_s$  = peso específico del suelo.
- $\mu$  = coeficiente de fricción.
- $\phi$  = ángulo de fricción.

### **2.1.5. Estudio hidrológico**

Para el diseño de un puente vehicular la información de mayor trascendencia que debemos conocer es el perfil transversal del cauce, con sus correspondientes tirantes, normal, de creciente máxima, y de creciente máxima extraordinaria, los cuales son necesarios para calcular la luz y altura del puente.

El tirante normal de un río es aquel que lleva cuando se realiza el levantamiento topográfico, y que varia dentro de cierto rango durante la época de estiaje; la creciente máxima es aquella que se produce con mayor frecuencia en las épocas de lluvia, y además se determinan vestigios o señales que deja, o por la información de vecinos del lugar, este tipo de crecidas ocurren aproximadamente cada año.

La creciente máxima extraordinaria ocurre en épocas de tormentas u otros fenómenos naturales que se distancian en muchos años, y que las huellas que dejan desaparecen con el tiempo, por lo que es necesario hacer estudios para determinar el nivel de este tipo de crecidas.

#### **2.1.5.1 Cálculo de caudales máximos**

##### **2.1.5.1.1 Método sección pendiente**

Este método es empírico y es uno de los más sencillos, su procedimiento se basa en información de orden general sobre las corrientes de agua ya estudiadas, ya sean de la misma cuenca o de otras de características similares; mediante este método se busca determinar la máxima altura de agua alcanzada por una corriente del pasado.



Para ello se puede proceder de la siguiente manera:

- Investigar con los habitantes del lugar.
- Buscar señales que grandes crecidas hayan dejado.
- Buscar en viejos archivos o en crónicas locales.

Obtenida la altura máxima, se calcula el valor de área A de la sección de la corriente en la misma forma como se hace en aforos, luego se obtiene el caudal máximo por medio de la ecuación  $Q = V * A$ , obteniendo la velocidad V de la ecuación de Manning:  $V = (1/n) * (R^{2/3}) * (S^{1/2})$ .

Donde:

V = velocidad en m/s.

R = radio hidráulico = área / perímetro mojado.

S = pendiente.

n = coeficiente de rugosidad.

Para determinar la pendiente del terreno en la quebrada en estudio, se utilizan los datos que sean necesarios respecto al levantamiento topográfico.

El valor de área A de la sección de la corriente se obtiene a partir de la altura máxima, buscando señales dejadas por grandes crecidas y preguntando a los habitantes del lugar, el área se calcula con la planimetría de la sección de la quebrada. El valor de coeficiente de rugosidad n corresponde a ríos con arrastre de piedras regulares.

Datos para el cálculo:

$$S = 0.72\%$$

$$n = 0.029$$

$$\text{Área de sección máxima} = 71.62 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = 42.70 \text{ m.}$$

$$\text{Cálculo de la velocidad: } V = (1/n) * (R^{2/3}) * (S^{1/2})$$

$$\gggg R = 71.62 / 42.70 = 1.6773 \text{ m.}$$

$$V = (1/0.029) * (1.6773)^{(2/3)} * (0.0072)^{(1/2)}$$

$$V = 4.13 \text{ m/s.}$$

$$\gggg Q = V * A = (4.13 \text{ m/s.}) * (71.62 \text{ m}^2)$$

$$Q = 295.79 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Donde:

Q = caudal en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

V = velocidad en m/s.

A = área en  $\text{m}^2$ .

Analizando los resultados tenemos que el tirante alcanzado por la corriente máxima extraordinaria es de 3.00 metros, quedando un tirante libre hasta la parte inferior de las vigas principales de 2.45 metros, superando al mínimo permitido que es de 2.00 metros, por lo tanto, las dimensiones utilizadas satisfacen las condiciones.

## 2.1.6 Diseño de puente vehicular

### 2.1.6.1 Datos para diseño

Luz a cubrir:	25.00 metros
Ancho útil:	3.50 metros
Ancho total:	5.30 metros
Resistencia del concreto:	$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del acero:	$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
Peso del concreto:	$2,400 \text{ kg/m}^3$
Peso del concreto ciclópeo:	$2,400 \text{ kg/m}^3$
Capacidad soporte del suelo:	$14,500 \text{ kg/m}^2$
Carga viva de diseño:	HS 15 – 44

### 2.1.6.2 Pre-dimensionamiento

#### ➤ Losa

Según AASHTO, el espesor  $t$  de la losa no será menor de 6 pulgadas ó 15 centímetros, y según la tabla 8.9.2 de AASHTO el espesor será:

$$t = 1.2 * ( L + 3.05 ) / 30$$

Donde:

$t$  = espesor de la losa.

$L$  = distancia entre vigas principales.

$$\gggggg t = 1.2 * (1.75 + 3.05) / 30 = 0.1716$$

Según criterio se opta por tomar  $t = 0.18$  metros.

### ➤ Vigas principales

La sección de las vigas principales se determina en base a la luz que cubrirán las mismas, para no tener que hacer un chequeo por deflexiones se recomienda un peralte no menor que  $L/16$  para elementos simplemente apoyados y la base no deberá ser menor que el peralte / 3.50, para no chequear alabeo; las secciones en I y las secciones rectangulares son las más idóneas para trabajar a flexión.

Peralte de la viga:

$$H = L / 16 = 25 / 16 = 1.56$$

Donde:

H = peralte de la viga.

L = luz a cubrir.

Según criterio se opta por tomar  $H = 1.60$  metros.

Base de la viga:

$$B = \frac{2}{5} * H = \frac{2}{5} * (1.60) = 0.64$$

Donde:

B = base de la viga.

H = peralte de la viga.

Según criterio se opta por tomar  $B = 0.65$  metros.

### ➤ **Diafragmas**

Los diafragmas se utilizan en los tercios de la luz, el ancho usual recomendado por AASHTO es de 30 centímetros, el alto recomendado para los diafragmas interiores es de  $\frac{3}{4}$  de la altura de las vigas principales; si se colocan diafragmas en los extremos estos serán de  $\frac{1}{2}$  de la altura de las vigas principales.

Diafragmas internos:

$B_{\text{MINIMA}} = 30$  centímetros.

$$H = \frac{3}{4} * H_{\text{Viga Principal}} = \frac{3}{4} * (1.60) = 1.20 \text{ metros.}$$

Donde:

H = peralte del diafragma interno.

Diafragmas externos:

$B_{\text{MINIMA}} = 30$  centímetros.

$$H = \frac{1}{2} * H_{\text{Viga Principal}} = \frac{1}{2} * (1.60) = 0.80 \text{ metros.}$$

Donde:

H = peralte del diafragma externo.

### ➤ **Cortina y viga de apoyo**

La cortina no deberá ser menor de 30 centímetros de espesor y se diseña a flexión y corte; la viga de apoyo no podrá ser menor de 40 centímetros de espesor, se chequea por aplastamiento y se coloca refuerzo de acero longitudinal por temperatura.

Cortina:

$$E_{\text{MINIMO}} = 0.30 \text{ metros.}$$

$$H = H_{\text{Viga Principal}} = 1.60 \text{ metros.}$$

Donde:

$$E_{\text{MINIMO}} = \text{espesor m\u00ednimo.}$$

$$H = \text{peralte de la cortina.}$$

Viga de apoyo:

$$B_{\text{MINIMA}} = 0.02 * L = 0.02 * (25.00) = 0.50 \text{ metros.}$$

$$B_{\text{TOTAL}} = B_{\text{MINIMA}} + B_{\text{CORTINA}} = 0.50 + 0.30 = 0.80 \text{ metros.}$$

$$H_{\text{MINIMA}} = 0.40 \text{ metros.}$$

Donde:

$$B_{\text{MINIMA}} = \text{base para vigas de apoyo.}$$

$$B_{\text{CORTINA}} = \text{base de cortina.}$$

$$H_{\text{MINIMA}} = \text{peralte para vigas de apoyo.}$$

### **2.1.6.3 Dise\u00f1o de la superestructura**

#### **2.1.6.3.1 Dise\u00f1o de losa**

Para puentes de concreto armado la losa se dise\u00f1a en base a las normas AASHTO, y para ello es necesario inicialmente determinar c\u00f3mo va a trabajar la losa, en este caso en particular la losa trabajar\u00e1 \u00fanicamente en el sentido corto, y por lo tanto el refuerzo principal para la misma ser\u00e1 perpendicular al tr\u00e1nsito. Seg\u00fan especificaci\u00f3n AASHTO 8.9.2 para losas con estas caracter\u00edsticas el espesor ser\u00e1:

$$t = 1.2 * ( L + 3.05 ) / 30$$

Donde:

t = espesor de la losa.

L = distancia entre vigas principales.

$$\gggggg t = 1.2 * (1.75 + 3.05) / 30 = 0.1716 \ggg 0.18 \text{ metros.}$$

➤ **Peso de la losa**

$$W_{\text{LOSA}} = W_{\text{CONCRETO}} * t = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.18 \text{ m} = 432 \text{ kg/m}^2$$

➤ **Momento de carga muerta ( ACI )**

En el centro:

$$M_{\text{CM}} = 1/10 * W_{\text{LOSA}} * L^2 = 1/10 * ( 432 \text{ kg/m} ) * ( 2.40 \text{ m} )^2$$

$$M_{\text{CM}} = 248.83 \text{ kg-m}$$

Donde:

L = distancia a ejes entre vigas principales.

En los extremos:

$$M_{\text{CM}} = 1/2 * W_{\text{LOSA}} * L^2 = 1/2 * ( 432 \text{ kg/m} ) * ( 1.45 \text{ m} )^2$$

$$M_{\text{CM}} = 454.14 \text{ kg-m}$$

Donde:

L = distancia que existe en el voladizo.

Debe tomarse momento máximo de carga muerta.

$$\gggggg M_{\text{CM}} = 454.14 \text{ kg-m}$$

➤ **Momento de carga viva (AASHTO 3.24.3)**

$$M_{CV} = \frac{1}{32} * P * 0.8 * (S + 2) = \frac{1}{32} * (12,000) * 0.8 * (5.74 + 2)$$

$$M_{CV} = 2,322 \text{ Lb-pie} = 320.87 \text{ kg-m}$$

Donde:

P = carga de cada llanta de camión H15 en libras.

S = espaciamiento a rostros internos entre vigas, en pies.

➤ **Momento de impacto (AASHTO 3.8.2.1)**

Estos momentos se producen debido a cargas dinámicas que los camiones generan en el puente, por esta razón se deben considerar cargas adicionales denominadas de impacto, las cuales se calculan como una fracción de la carga viva incrementándose en un porcentaje.

$$I = 15.24 / (L + 38) = 15.24 / (1.75 + 38) = 0.38$$

Se recomienda utilizar un valor menor ó igual al 30%, por lo tanto:

$$\gggg I = 0.30$$

➤ **Momento último**

Mediante el momento último obtendremos el acero de refuerzo requerido utilizando las ecuaciones de flexión conocidas.

$$M_U = 1.3 * [ M_{CM} + \frac{5}{3} * (M_{CV} + I) ]$$

$$M_U = 1.3 * [ 454.14 + \frac{5}{3} * (320.87 * 1.30) ] = 1,494.17 \text{ kg-m.}$$



➤ **Cálculo de acero de refuerzo**

Chequeo del peralte de la losa:

$$d = t - \left( \frac{\phi}{2} \right) - \text{recubrimiento} \quad (\text{se usará varilla No. 5, } \phi = 1.59 \text{ cms.})$$

$$d = 18 - \frac{1.59}{2} - 2.5 = 14.71 \text{ cms.}$$

Datos:

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 100 \text{ cms.}$$

$$d = 14.71 \text{ cms.}$$

$$M_U = 1,494.17 \text{ kg-m}$$

$$\beta = 0.85$$

$$\phi = 0.90$$

$$E = 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$A_s = \left[ (0.85 * f_c) / F_Y \right] * \left[ bd - \left( (bd)^2 - (M_U * b) / 0.003825 f_c \right)^{1/2} \right]$$

$$A_{s_{\min}} = (14.1 * b * d) / F_Y$$

$$A_{s_{\max}} = \left[ (0.5 * b * d * (0.85)^2 * f_c) / F_Y \right] * \left[ (0.003 / (F_Y / E) + 0.003) \right]$$

Valuando tenemos:

$$A_s = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 7.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 36.75 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{s_{\min}} > A_s$ , se utilizará  $A_s = 7.38 \text{ cm}^2$ .

Espaciamiento:

Deberá ser como máximo el triple del espesor de la losa.

$$S_{MAX} = 3t = 3 * 0.18 = 0.54 \text{ metros.}$$

Utilizando varilla No. 5 con área =  $1.98 \text{ cm}^2$

$$1 \text{ m.} \text{ ----- } 7.38 \text{ cm}^2$$

$$S \text{ ----- } 1.98 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.27 \text{ m.}$$

Según criterio se opta por tomar  $S = 0.25 \text{ metros.}$

Por lo tanto el refuerzo transversal para la cama inferior será:

No. 5 @ 0.25 m.

### **Refuerzo transversal cama superior**

$$A_{TEMP} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100 * 18 = 3.60 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 con área =  $1.27 \text{ cm}^2$

$$1 \text{ m.} \text{ ----- } 3.60 \text{ cm}^2$$

$$S \text{ ----- } 1.27 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.35 \text{ m.}$$

Por lo tanto el refuerzo transversal para la cama superior será:

No. 4 @ 0.35 m.

### **Refuerzo longitudinal ambas camas**

$$A_{LONG} = 0.67 * A_{TRANS} = 0.67 * 7.38 \text{ cm}^2 = 4.95 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 con área =  $1.27 \text{ cm}^2$

1 m. -----  $4.95 \text{ cm}^2$

S -----  $1.27 \text{ cm}^2$

S = 0.26 m.

Según criterio se opta por tomar S = 0.25 metros.

Por lo tanto el refuerzo longitudinal para ambas camas será:

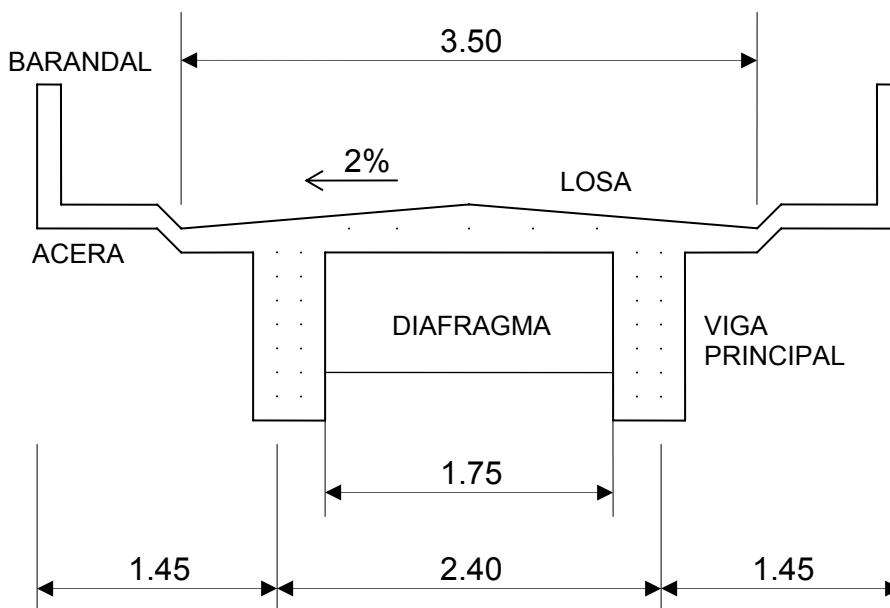
No. 4 @ 0.25 m.

### Refuerzo de la acera

El armado de la acera o banqueta del puente será el mismo que el de la losa, es decir, el acero de refuerzo será continuo para éste elemento.

\*\* Ver detalles estructurales en planos finales, ( **Apéndice 1** ).

**Figura 6. Superestructura**



### 2.1.6.3.2 Diseño de vigas principales

Las vigas principales son los elementos estructurales mas importantes de la superestructura ya que son las encargadas de transmitir las cargas externas transversales hacia los apoyos, tanto cargas muertas como cargas vivas, las cuales provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

La cantidad de vigas que se diseñan depende del ancho de rodadura del puente, en este proyecto en particular, se diseñarán dos vigas por el hecho de ser de un solo carril.

Según pre-dimensionamiento:

$$B = 0.65 \text{ metros.} \quad H = 1.60 \text{ metros.}$$

#### ➤ Momento por carga muerta

$$W_{\text{TOTAL}} = 553 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{VIGA}} = 2,400 * 0.65 * 1.60 = 2,496 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{DIAF INT}} = 2,400 * 0.30 * 1.20 = 864 \text{ kg/m}$$

$$\gggggg W_{\text{CM}} = 553 * (2.40) + 2,496 = 3,823.20 \text{ kg/m}$$

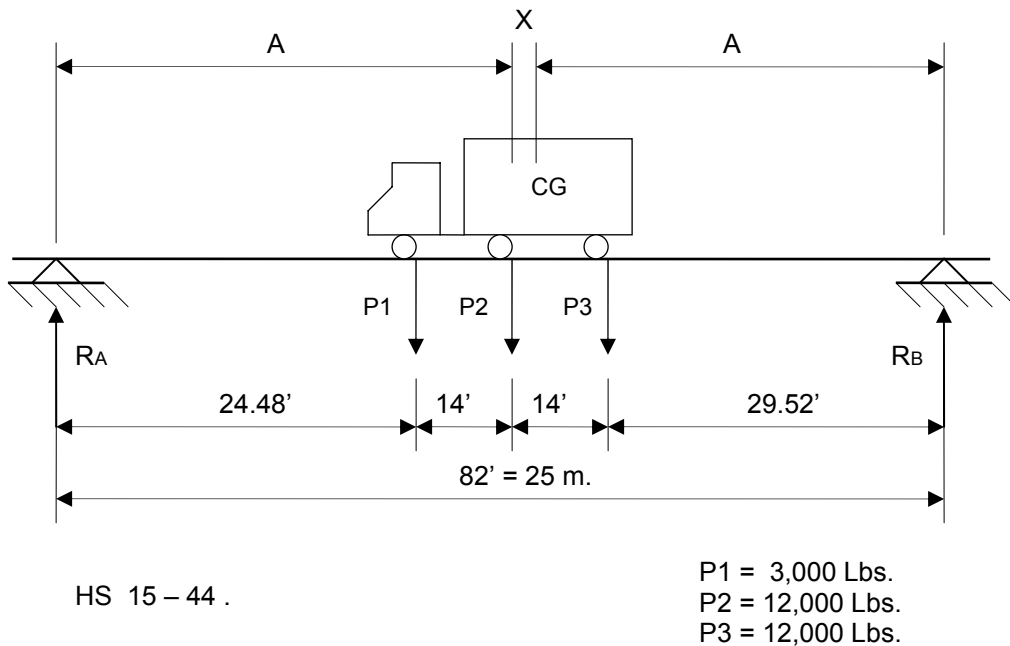
$$M_{\text{CM}} = \frac{1}{8} W_{\text{CM}} L^2 + W_{\text{DIAF INT}} * \text{DIST}_{\text{DIAF}}$$

$$\gggggg M_{\text{CM}} = \left[ \frac{1}{8} (3,823.20) * (25)^2 \right] + \left[ 864 * (8.00) \right] = 305,599.50 \text{ kg- m.}$$

➤ **Momento por carga viva**

El momento máximo por carga viva móvil ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad, cuando esta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro soporte.

**Figura 7. Diagrama de momento máximo**



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

$$12,000 * (14 - X) = 3,000 * (14 + X) + 12 X$$

$$X = 5.04'$$

$$\gggggg 2A = 82 - 5.04$$

$$A = 38.48'$$

$$\sum M_A = 0$$

$$82 R_B = 24.48 * (3,000) + 38.48 * (12,000) + 52.48 * (12,000)$$

$$\gggg R_B = 14,206.83 \text{ Lbs.}$$

$$\sum F_V = 0$$

$$R_A + 14,206.83 = 3,000 + 12,000 + 12,000$$

$$\gggg R_A = 12,793.17 \text{ Lbs.}$$

$$M_{MAX} = 24.48 * (3,000) + 38.48 * (12,793.17 - 3,000)$$

$$M_{MAX} = 450,281.18 \text{ Lbs-pie} = 62,223.61 \text{ kg-m.}$$

### ➤ Factor de sobrecarga

Conocido muchas veces como factor de distribución, se le interpreta como la proporción de la carga viva que absorbe cada viga; para vigas exteriores en puentes de una vía, puede aplicarse el criterio de determinar tal factor en función del espaciamiento entre vigas. De acuerdo a AASHTO 3.23.2.3, para considerar estas posiciones de efectos en las vigas a las losas se les puede tomar como simplemente apoyadas.

$$\text{Si } S \leq 10' \quad \longrightarrow \quad F_{SC} = S / 7$$

$$\text{Para este caso: } S = 2.40 \text{ m.} = 7.87'$$

$$\gggg F_{SC} = 7.87 / 7 = 1.12$$

Por lo que el factor de sobrecarga  $F_{SC} = 12\%$  .

➤ **Factor de impacto**

La carga de impacto según AASHTO 1.2.12 es:

$$F_I = 15.24 / (L + 38) \text{ siempre y cuando } F_I \leq 30\%$$

Donde:

L = longitud del puente.

$$\gggg F_I = 15.24 / (25 + 38) = 0.24$$

Por lo que el factor de impacto  $F_I = 24\%$  .

➤ **Momento de frenado**

$$M_F = 0.05 * P_{LLANTA} * \text{brazo} = 0.05 * (2,719.55) * 1.83 = 248.84 \text{ kg-m.}$$

Donde:

$P_{LLANTA}$  = peso de una llanta en kg. = 6,000 Lbs. = 2,719.55 kg.

brazo = distancia de frente entre las ruedas del camión.

➤ **Momento de carga viva máxima**

$$M_{CV \text{ MAX}} = M_{CV} + M_F$$

$$M_{CV \text{ MAX}} = 62,223.61 \text{ kg-m.} + 248.84 \text{ kg-m.} = 62,472.45 \text{ kg-m.}$$

➤ **Momento último**

Mediante el momento último obtendremos el acero de refuerzo requerido utilizando las ecuaciones de flexión conocidas.

$$M_U = 1.3 * [ M_{CM} + \frac{5}{3} * (M_{CV \text{ MAX}} * (1 + F_{SC} + F_I)) ]$$

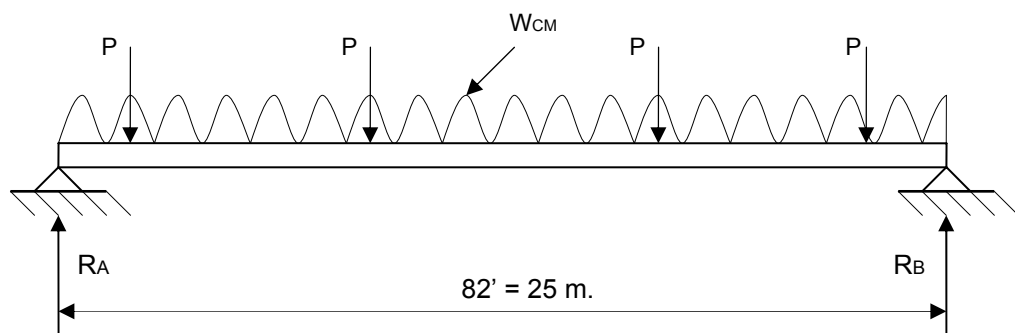
$$M_U = 1.3 * [ 305,599.50 + \frac{5}{3} * (62,472.45 * (1 + 0.12 + 0.24)) ]$$

$$M_U = 581,364.84 \text{ kg-m.}$$

➤ **Esfuerzo de corte**

El corte máximo se da en los apoyos cuando la carga mayor del camión esta sobre una de ellos.

**Figura 8. Diagrama de fuerzas de la viga principal**



- Corte por carga muerta:

$$V_{CM} = ( \frac{1}{2} * W_{CM} * L ) + \sum P / n$$



Donde:

$W_{CM}$  = carga muerta.

L = luz entre apoyos.

P = peso propio de diafragmas.

n = número de apoyos.

$$\gggg P_{DIAF INT} = 2,400 * 0.30 * 1.20 * (1.75 + 1.30) * 2 = 5,270.40 \text{ kg.}$$

$$\gggg P_{DIAF EXT} = 2,400 * 0.30 * 0.80 * (1.75 + 1.30) * 2 = 3,513.60 \text{ kg.}$$

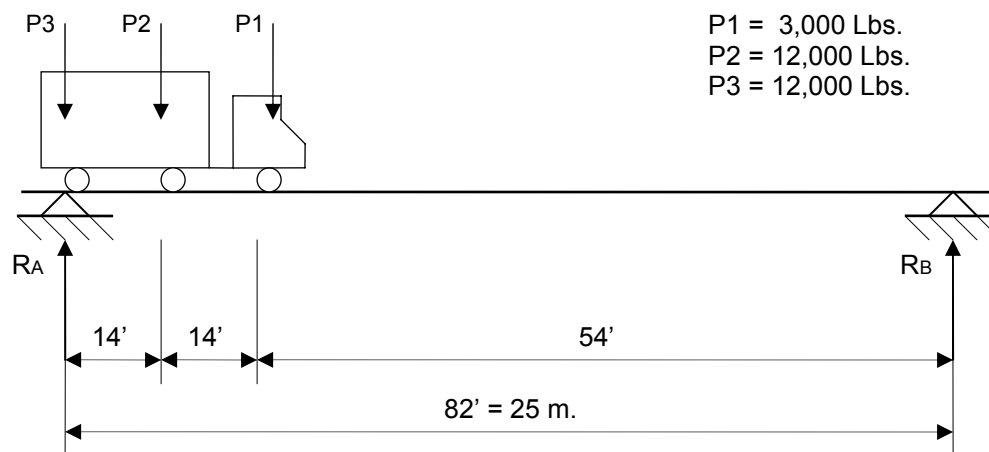
$$V_{CM} = \left( \frac{1}{2} * 3,049 * 25 \right) + (5,270.40 + 3,513.60) / 2$$

$$V_{CM} = 42,504.50 \text{ kg.}$$

- Corte por carga viva:

$$V_{CV} = V_{MAX} = R_A$$

**Figura 9. Diagrama de cargas para obtener corte máximo**



$$\sum M_B = 0$$

$$82 R_A = (82 * 12,000) + (68 * 12,000) + (54 * 3,000)$$

$$\gggg R_A = 23,926.83 \text{ Lbs.}$$

$$\gggg V_{MAX} = 23,926.83 \text{ Lbs.} = 10,875.83 \text{ kg.}$$

- Corte último:

$$V_U = 1.3 * \left[ V_{CM} + \frac{5}{3} * (V_{CV} * (1 + F_{SC} + F_I)) \right]$$

$$V_U = 1.3 * \left[ 42,504.50 + \frac{5}{3} * (10,875.83 * (1 + 0.12 + 0.24)) \right]$$

$$V_U = 87,303.30 \text{ kg.}$$

### ➤ Cálculo de acero de refuerzo

Chequeo del peralte de la viga:

$$d = H - \left( \frac{\phi}{2} \right) - \text{recubrimiento} \quad (\text{se usará varilla No. 10, } \phi = 3.175 \text{ cms.)}$$

$$d = 160 - \frac{3.175}{2} - 4 = 154.41 \text{ cms.}$$

Datos:

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$B = 65.00 \text{ cms.}$$

$$d = 154.41 \text{ cms.}$$

$$M_U = 581,364.84 \text{ kg-m.}$$

$$V_U = 87,303.30 \text{ kg.}$$

Por lo tanto:

$$A_s = \left[ \frac{0.85 \cdot f_c}{F_Y} \right] \cdot \left[ B d - \left( (B d)^2 - \frac{M_U \cdot B}{0.003825 f_c} \right)^{1/2} \right]$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1 \cdot B \cdot d}{F_Y}$$

$$A_{s_{\max}} = \left[ \frac{0.5 \cdot B \cdot d \cdot (0.85)^2 \cdot f_c}{F_Y} \right] \cdot \left[ \frac{0.003}{F_Y / E} + 0.003 \right]$$

Valuando tenemos:

$$A_s = 164.79 \text{ cm}^2$$

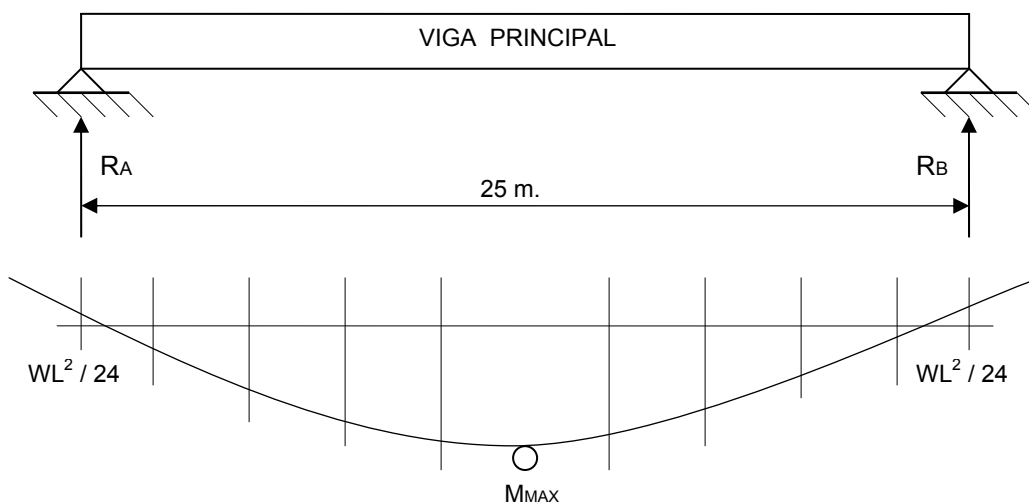
$$A_{s_{\min}} = 50.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 250.74 \text{ cm}^2$$

»»»»  $A_s = 164.79 \text{ cm}^2$

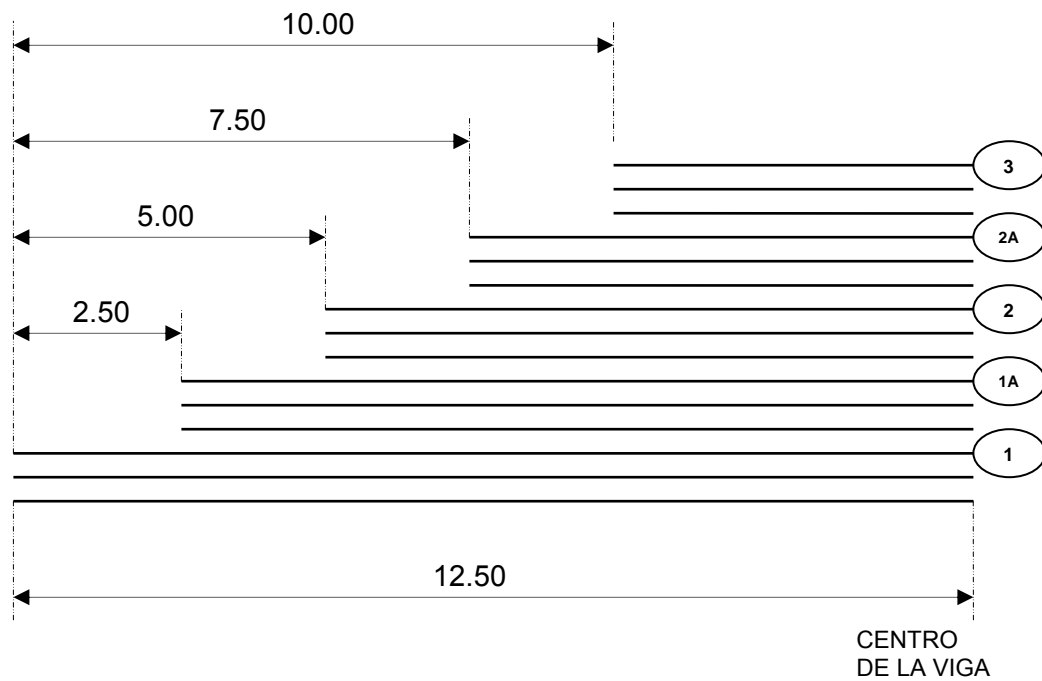
»»»» 21 No. 10 = 166.32 cm<sup>2</sup>

**Figura 10. Diagrama de momentos**



Según el análisis realizado mediante el diagrama de momentos en la viga, el acero de refuerzo para la cama inferior queda de la siguiente manera:

**Figura 11. Refuerzo de viga principal**



**Detalle de refuerzo en viga principal**

- 3 → 2 Ø No. 10
  - 2A → 3 Ø No. 10
  - 2 → 6 Ø No. 10
  - 1A → 4 Ø No. 10
  - 1 → 6 Ø No. 10
- $\Sigma = 21 \text{ Ø No. } 10$

- Refuerzo cama superior:

$$A_S = A_{S \text{ TEMP}} = 0.002 * B * d = 0.002 * 65 * 154.41 = 20.07 \text{ cm}^2$$

$$\gggg A_S = 4 \text{ No. 8} = 20.28 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de acero adicional para vigas de gran peralte:

Según AASHTO es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia para no dejar un área grande de concreto sin acero, por tal razón, se recomienda que se coloque un refuerzo de 5.29 cm<sup>2</sup> por cada metro de peralte.

$$1.00 \text{ m.} \text{ ----- } 5.29 \text{ cm}^2$$

$$1.60 \text{ m.} \text{ ----- } A_{S \text{ AD}}$$

$$A_{S \text{ AD}} = 8.46 \text{ cm}^2$$

$$\gggg A_{S \text{ AD}} = 4 \text{ No. 6} = 11.40 \text{ cm}^2$$

### ➤ Diseño a corte

Chequeo del peralte de la viga:

$$d = H - \left( \frac{\phi}{2} \right) - \text{recubrimiento} \quad (\text{se usará varilla No. 4, } \phi = 1.27 \text{ cms.})$$

$$d = 160 - \frac{1.27}{2} - 4 = 155.36 \text{ cms.}$$

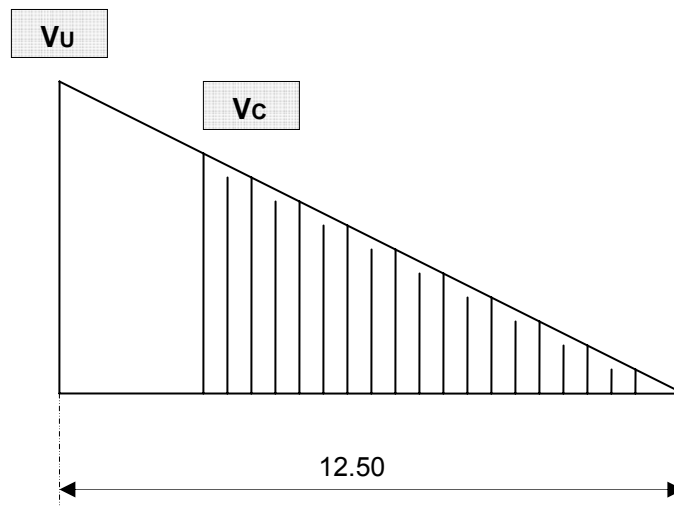
- Corte que resiste el concreto:

$$V_C = 0.53 * \beta * (f'_c)^{1/2} * B * d = 0.53 * 0.85 * (281)^{1/2} * 65 * 155.36$$

$$V_C = 76,260.65 \text{ kg.}$$

Conociendo la magnitud del corte actuante  $V_U$ , y la del corte que resiste el concreto  $V_C$ , es posible determinar la cantidad de esfuerzos cortantes  $V_S$ , que deben cubrirse con acero de refuerzo.

**Figura 12. Diagrama de corte en viga principal**



$$V_U > V_C$$

$$\gggggg V_S = V_U - V_C = 87,303.30 - 76,260.65 = 11,042.65 \text{ kg.}$$

- Espaciamiento:

$$S = (2 * A_{VARILLA} * F_Y * d) / V_S \leq 0.30 \text{ mts.}$$

$$S = ( 2 * 1.27 * 2,810 * 155.36 ) / 11,042.65 = 100.42 \text{ cms. } > 0.30 \text{ mts.}$$

$$\gggg S = 0.30 \text{ mts.}$$

Según ACI, el espaciamiento a 5.00 metros del apoyo será:

$$S_1 = S / 2 = 0.30 / 2 = 0.15 \text{ mts.}$$

Por lo tanto, el refuerzo a corte quedará de la siguiente manera: estribos de acero No. 4 @ 0.15 m. hasta 5.00 metros del apoyo; @ 0.30 m. en el centro. Se debe tener muy en cuenta que el primer estribo a partir de cada apoyo se coloca a  $S_1 / 2$  según ACI, para este caso en particular quedará a 0.08 m.

\*\* Ver detalles estructurales en planos finales, ( **Apéndice 1** ).

### **2.1.6.3.3 Diseño de diafragmas**

Según especificaciones AASHTO 8.12.2, deberán colocarse diafragmas en los extremos de las vigas principales que sean rectangulares, y además, se recomienda un diafragma intermedio en el punto de máximo momento positivo para luces mayores de 40 pies (12.19 mts.); la dimensión mínima para su base es 0.30 mts., la altura de los diafragmas interiores es  $3/4$  de la altura de las vigas principales, y la altura de los diafragmas exteriores es  $1/2$  de la altura de las vigas principales. Para este proyecto, debido a que la luz a cubrir es de 25.00 mts., se utilizarán dos diafragmas exteriores y dos interiores.

➤ **Diafragmas externos**

$$B = 0.30 \text{ mts.}$$

$$H = 0.80 \text{ mts.}$$

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

Se calcula el acero mínimo ya que su función es rigidizar las vigas principales, es decir, no soportan ninguna carga.

$$A_{s \text{ MIN}} = (14.1 * B * d) / F_Y$$

$$A_{s \text{ MIN}} = (14.1 * 30 * 80) / 2,810 = 12.04 \text{ cm}^2$$

$$\gggg A_{s \text{ MIN}} = 2 \text{ No. 9} = 12.82 \text{ cm}^2 \quad (\text{ Cama inferior})$$

$$A_{s \text{ TEMP}} = (0.002 * B * d) = 0.002 * 30 * 80 = 4.80 \text{ cm}^2$$

$$\gggg A_{s \text{ TEMP}} = 2 \text{ No. 6} = 5.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{ Cama superior})$$

Acero adicional:

$$1.00 \text{ m.} \text{ ----- } 5.29 \text{ cm}^2$$

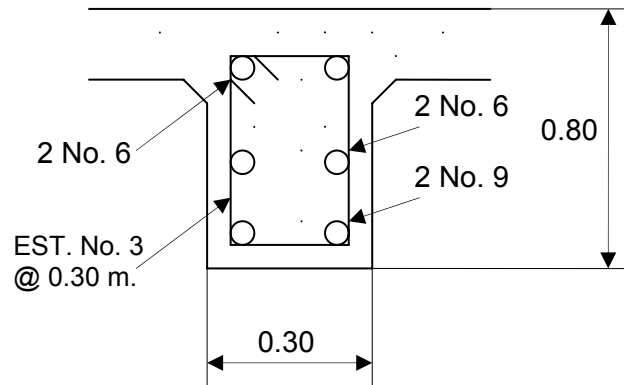
$$0.80 \text{ m.} \text{ ----- } A_{s \text{ AD}}$$

$$A_{s \text{ AD}} = 4.23 \text{ cm}^2$$

$$\gggg A_{s \text{ AD}} = 2 \text{ No. 6} = 5.70 \text{ cm}^2$$



**Figura 13. Diafragma exterior**



➤ **Diafragmas internos**

$$B = 0.30 \text{ mts.}$$

$$H = 1.20 \text{ mts.}$$

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

De igual manera que los diafragmas externos, éstos tienen como función principal rigidizar las vigas, por lo tanto no soportan ninguna carga, y por ello su refuerzo es con acero mínimo.

$$A_{s \text{ MIN}} = (14.1 * B * d) / F_Y$$

$$A_{s \text{ MIN}} = (14.1 * 30 * 120) / 2,810 = 18.06 \text{ cm}^2$$

»»»»  $A_{s \text{ MIN}} = 3 \text{ No. 9} = 19.23 \text{ cm}^2$  ( Cama inferior )

$$A_{S \text{ TEMP}} = (0.002 * B * d) = 0.002 * 30 * 120 = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\ggggg A_{S \text{ TEMP}} = 4 \text{ No. 5} = 7.92 \text{ cm}^2 \quad (\text{Cama superior})$$

Acero adicional:

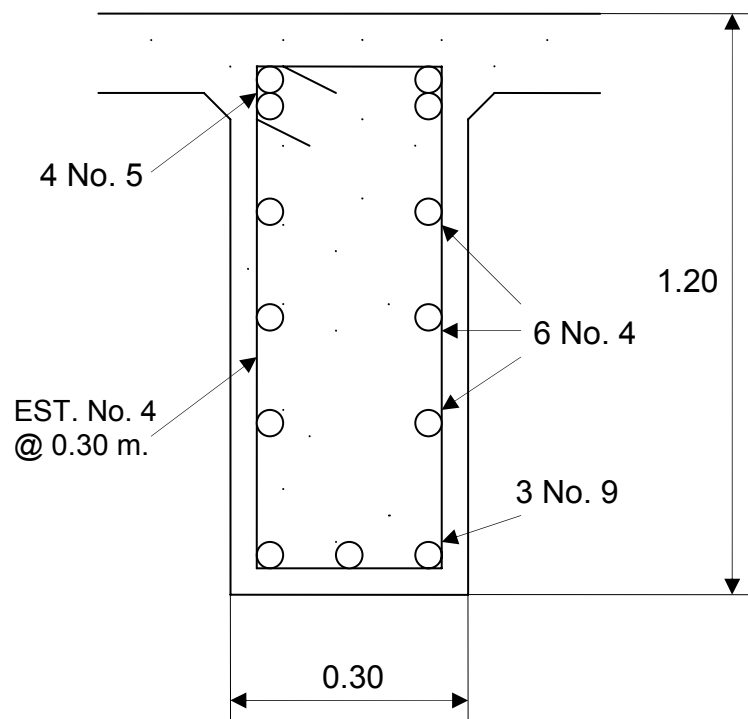
$$1.00 \text{ m.} \text{ ----- } 5.29 \text{ cm}^2$$

$$1.20 \text{ m.} \text{ ----- } A_{S \text{ AD}}$$

$$A_{S \text{ AD}} = 6.35 \text{ cm}^2$$

$$\ggggg A_{S \text{ AD}} = 6 \text{ No. 4} = 7.62 \text{ cm}^2$$

**Figura 14. Diafragma interior**

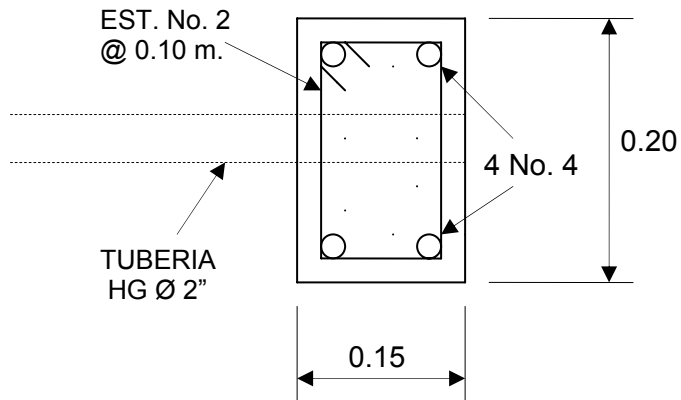


#### 2.1.6.3.4 Diseño de barandal

Consistirá en postes de concreto con sección de 0.15 mts. X 0.20 mts. con refuerzo de 4 No. 4 mas estribos No. 2 @ 0.10 mts.; colocados a una distancia de 2.25 mts. a ejes, con una altura de 0.97 mts. sobre la banqueta, superando las 42" como altura mínima que establece AASHTO.

Para el pasamanos se colocará tubería de hierro galvanizado de 2" de diámetro, a una altura de 0.40 y 0.85 mts., con juntas de dilatación @ 4.00 mts.

**Figura 15. Detalle de barandal**



#### 2.1.6.3.5 Diseño de apoyos de neopreno

Deberá colocarse en los apoyos una base de neopreno, que es una especie de caucho el cual permite cierto grado de homogeneidad en la unión de la viga principal con la viga de apoyo, logrando así, un equilibrio de esfuerzos.

Existen diferentes resistencias para este tipo de material, según especificación ASTM D2240, para este proyecto se utilizará neopreno con dureza SHORE 60, determinando el área necesaria a cubrir de la siguiente manera:

$$\gamma_{\text{COMP}} = (8 * a * b) / [t * (a + b)] \quad (\text{ para apoyos fijos y móviles } ).$$

$$\Delta L / T \leq 0.5 \quad (\text{ para apoyos móviles o libremente apoyados } ).$$

Donde:

L = luz a cubrir en centímetros.

a = dimensión mayor de la base de neopreno.

b = dimensión menor de la base de neopreno.

P<sub>VIGA</sub> = peso de la viga principal.

M<sub>CM</sub> = momento por carga muerta.

M<sub>CV MAX</sub> = momento máximo por carga viva.

T = espesor total del elastómero ( neopreno ).

t = espesor de una lámina.

E = módulo del acero.

$\Delta L$  = máximo desplazamiento horizontal.

$\gamma_{\text{COMP}}$  = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo.

$\gamma_a$  = esfuerzo a compresión del apoyo.

$\gamma_f$  = esfuerzo admisible del acero.

Datos:

$$L = 25.00 \text{ mts.}$$

$$P_{VIGA} = 62,400 \text{ kg.}$$

$$M_{CM} = 305,599.50 \text{ kg-m.}$$

$$M_{CV \text{ MAX}} = 62,472.45 \text{ kg-m.}$$

$$V_U = 87,303.30 \text{ kg.}$$

$$t = 1.3 \text{ cms.}$$

Por lo tanto:

Se proponen dimensiones para la base de neopreno y se chequea si cumplen con las especificaciones indicadas.

$$a = 30 \text{ cms.}$$

$$b = 25 \text{ cms.}$$

$$\gamma_{COMP} = (8 * 30 * 25) / [1.3 * (30 + 25)] = 83.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_a = P_{VIGA} / (a * b) < 100.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_a = 62,400 / (30 * 25) = 83.20 \text{ kg/cm}^2$$

### Área de aplastamiento

$$A_{APL} = V_U / (\phi * f_c) = 87,303.30 / (0.9 * 281) = 345.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{SUGERIDA} = (a * b) = 30 * 25 = 750 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones sugeridas chequean según los esfuerzos máximos, y el área que generan es mayor al área de aplastamiento, lo cual quiere decir que cumplen con las especificaciones iniciales; ahora resta chequear si cumplen con las deformaciones máximas.

### **Deformación total por esfuerzo**

$$\Delta e_T = (\gamma_f * L) / E ; \quad (\text{Según ley de Hooke } \gamma_f = 1,700 \text{ kg/cm}^2).$$

$$\Delta e_T = (1,700 * 2,500) / 2.1 * 10^6 = 2.02 \text{ cms.}$$

### **Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida**

$$\Delta c = 0.000165 * L = 0.000165 * 2,500 = 0.41 \text{ cms.}$$

### **Deformación por carga muerta**

$$\Delta e_{CM} = [ \Delta e_T * M_{CM} ] / [ M_{CM} + M_{CV \text{ MAX}} ]$$

$$\Delta e_{CM} = [ 2.02 * 305,599.50 ] / [ 305,599.50 + 62,472.45 ] = 1.68 \text{ cms.}$$

### **Deformación por temperatura**

$$\Delta t = 0.000011 * D^o * L = 0.000011 * 10 * 2,500 = 0.27 \text{ cms.}$$

### Deformaciones máximas

$$\text{Contracción} = \Delta e_{CM} - (\Delta c + \Delta t) = 1.68 - (0.41 + 0.27) = 1.00 \text{ cm.}$$

$$\text{Dilatación} = (\Delta e_T + \Delta t) - \Delta c = (2.02 + 0.27) - 0.41 = 1.88 \text{ cms.}$$

»»»» El máximo desplazamiento horizontal del apoyo es:  $\Delta L = 1.88 \text{ cms.}$

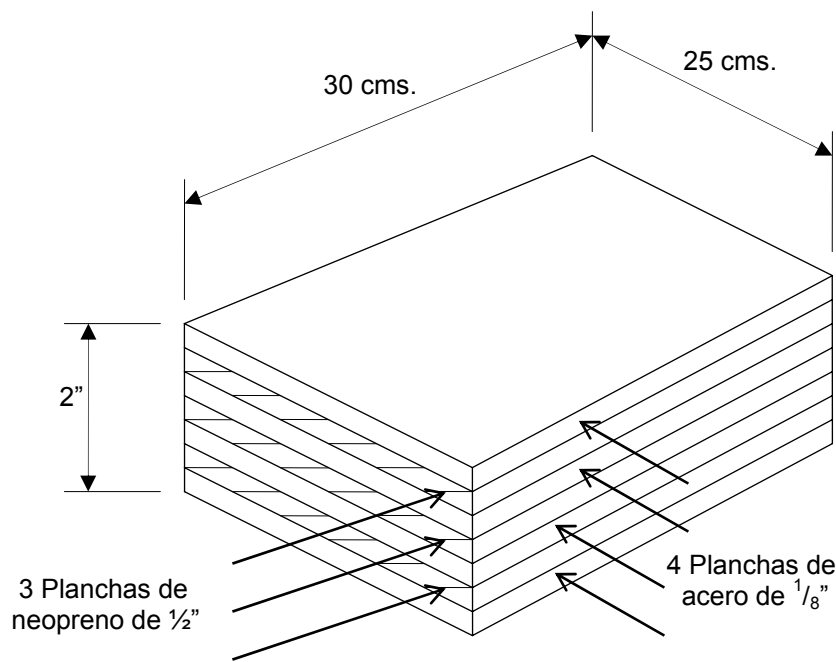
### Espesor del apoyo

Debido a las características de este proyecto, el espesor del apoyo de neopreno deberá ser de 2" según norma ASTM D330, y debido a la magnitud del espesor, se colocará base de acero tipo sándwich, con 4 planchas de acero de  $\frac{1}{8}$ " y 3 planchas de neopreno de  $\frac{1}{2}$ ", pegadas entre si, las 7 planchas deberán unirse con un pegamento que evite su separación.

$$T = 4 * (\frac{1}{8} \text{''}) + 3 * (\frac{1}{2} \text{''}) = 2 \text{''} = 5.08 \text{ cms.}$$

$$\Delta L / T \leq 0.5 = 1.88 / 5.08 = 0.37 \leq 0.5$$

**Figura 16. Detalle de apoyo de neopreno**



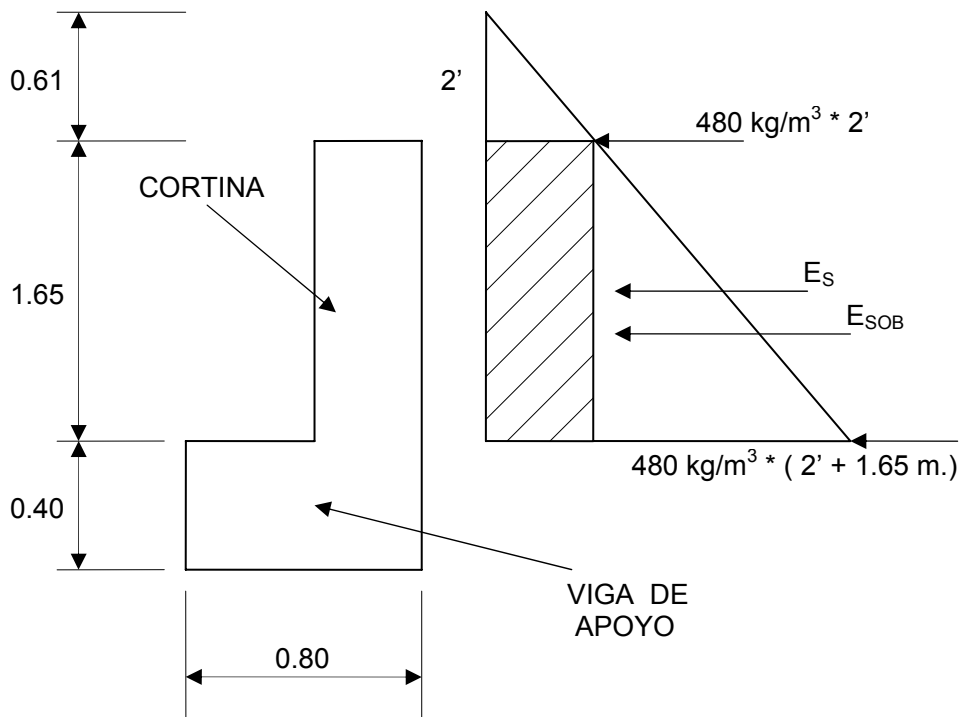
#### **2.1.6.4 Diseño de subestructura**

##### **2.1.6.4.1 Diseño de cortina**

Permite detener el relleno en sentido longitudinal, se considera empotrada a la viga de apoyo, y sus dimensiones dependen de las vigas principales para la altura, teniendo como base mínima 0.30 mts.; según AASHTO 3.20, deberá considerarse una sobrecarga del suelo con un equivalente liquido de 2' de alto, con una presión de  $480 \text{ kg/m}^3$ . Tener presente también que según AASHTO 3.22.1<sup>a</sup>, sobre la cortina actúan tres fuerzas muy importantes para el diseño del refuerzo, las cuales son: empuje de la tierra, fuerza longitudinal, y fuerza por sismo.



**Figura 17. Diagrama de presiones sobre la cortina**



➤ **Fuerza longitudinal**

Es la fuerza producida por las llantas del camión en el terraplén o aproche, según AASHTO 1.2.13, la fuerza longitudinal es el equivalente al 5% de la carga viva, y su punto de aplicación se localiza a una distancia igual a la altura de la cortina. Según AASHTO 3.9.1, la fuerza longitudinal se calcula de la siguiente manera:

$$FL = (0.05 * P) / (2 * H)$$

Donde:

P = peso de una llanta en el eje mas pesado = 12,000 Lbs. = 5,442.18 kg.

H = altura propuesta para la cortina = 1.65 mts.

$$\gggg FL = ( 0.05 * 5,442.18 ) / ( 2 * 1.65 ) = 82.46 \text{ kg/m.}$$

$$\gggg FL = 82.46 \text{ kg/m.} * 2 \text{ llantas} = 164.91 \text{ kg/m.}$$

\* Tener en cuenta que P actúa a 6' sobre el nivel del piso.

### ➤ Fuerza de sismo

Según la sección de puentes, de la Dirección General de Caminos de Guatemala, para esta región del país se recomienda utilizar para la fuerza de sismo un 10% del peso propio de la cortina.

$$S = 0.10 W$$

$$W = 0.30 * 1.65 * 2400 = 1,188 \text{ kg/m.}$$

$$\gggg S = 0.10 * ( 1,188 ) = 118.80 \text{ kg/m.}$$

### ➤ Empuje de la tierra

Según AASHTO 3.20 deberá considerarse una sobrecarga del suelo con un equivalente líquido de 2' de alto, con una presión de  $480 \text{ kg/m}^3$ .

$E_S$  = carga del suelo aplicada al centro de la cortina.

$E_{SOB}$  = sobrecarga aplicada a un tercio de la cortina =  $480 \text{ kg/m}^3$ .

$$\gggg E_S = 480 \text{ kg/m}^3 * ( 1.65 + 0.61 ) * \left[ \frac{1}{2} * ( 1.65 + 0.61 ) \right]$$

$$\gggg E_S = 1,225.82 \text{ kg/m.}$$

$$\gggg E_{SOB} = 480 \text{ kg/m}^3 * 0.61 * \left[ \frac{2}{3} * (1.65 + 0.61) \right]$$

$$\gggg E_{SOB} = 441.15 \text{ kg/m.}$$

➤ **Calculo de momentos**

Seguindo la especificación AASHTO 3.22.1, cuando existe sismo deberán calcularse los momentos del grupo III y grupo VII, tomando para el cálculo del refuerzo el valor más crítico.

**Grupo III:**

$$M_{III} = 1.3 * \left[ ( E_{SOB} * \frac{1}{2} H ) + ( E_S * \frac{1}{3} H ) + ( FL * ( H + 6' ) ) \right]$$

$$M_{III} = 1.3 \left[ (441.15 * \frac{1}{2} * 1.65) + (1,225.82 * \frac{1}{3} * 1.65) + (164.91 * (1.65 + 1.83)) \right]$$

$$M_{III} = 2,095.65 \text{ kg-m.}$$

**Grupo VII:**

$$M_{VII} = 1.3 * \left[ ( E_{SOB} * \frac{1}{2} H ) + ( E_S * \frac{1}{3} H ) + ( S * \frac{1}{2} H ) \right]$$

$$M_{VII} = 1.3 * \left[ (441.15 * \frac{1}{2} * 1.65) + (1,225.82 * \frac{1}{3} * 1.65) + (118.8 * \frac{1}{2} * 1.65) \right]$$

$$M_{VII} = 1,476.25 \text{ kg-m.}$$

$$\gggg M_U = 2,095.65 \text{ kg-m.}$$

➤ **Cálculo de acero de refuerzo**

Datos:

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$d = t - \text{recubrimiento}$

$$d = 30 - 4 = 26.00 \text{ cms.}$$

$$b = 165.00 \text{ cms.}$$

$$M_U = 2,095.65 \text{ kg-m.}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \left[ \frac{0.85 \cdot f_c}{F_Y} \right] \cdot \left[ bd - \left( (bd)^2 - (M_U \cdot b) / 0.003825 f_c \right)^{1/2} \right]$$

$$A_{s_{\min}} = (14.1 \cdot b \cdot d) / F_Y$$

$$A_{s_{\max}} = \left[ \frac{0.5 \cdot b \cdot d \cdot (0.85)^2 \cdot f_c}{F_Y} \right] \cdot \left[ \left( \frac{0.003}{F_Y / E} + 0.003 \right) \right]$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 21.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 107.18 \text{ cm}^2$$

$$\gggg \gg A_s = 21.53 \text{ cm}^2$$

$$\gggg \gg A_s = 12 \text{ No. 5} = 23.76 \text{ cm}^2$$

➤ **Refuerzo por corte**

**Grupo III:**

$$V_{III} = 1.3 * ( E_{SOB} + E_S + FL )$$

$$V_{III} = 1.3 * ( 441.15 + 1,225.82 + 164.91 ) = 2,381.44 \text{ kg.}$$

**Grupo VII:**

$$V_{VII} = 1.3 * ( E_{SOB} + E_S + S )$$

$$V_{VII} = 1.3 * ( 441.15 + 1,225.82 + 118.80 ) = 2,321.50 \text{ kg.}$$

$$\gggggg V_U = 2,381.44 \text{ kg.}$$

**Corte que resiste el concreto**

$$V_C = 0.53 * \beta * ( f'_c )^{1/2} * b * d = 0.53 * 0.85 * (281)^{1/2} * 26 * 165$$

$$V_C = 32,397.04 \text{ kg.}$$

$$\gggggg V_C > V_U$$

El corte actuante  $V_U$  es menor que el corte resistente  $V_C$ , lo cual significa que los esfuerzos cortantes son perfectamente absorbidos por el concreto y, por ello, el espaciamiento entre los estribos puede ser el máximo; según ACI el máximo espaciamiento es  $d/2$ .

$$d/2 = 26 / 2 = 13 \text{ cms.}$$

Por lo tanto, el refuerzo a corte quedará de la siguiente manera: estribos de acero No. 4 @ 0.13 m.

#### 2.1.6.4.2 Diseño de viga de apoyo

Debido a que no soporta esfuerzos de flexión, se diseñará teniendo en cuenta únicamente los esfuerzos por aplastamiento, y por ello, se colocará el refuerzo mínimo requerido.

Datos:

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$B_{\text{MINIMA}} = 0.50 \text{ metros.}$$

$$B_{\text{TOTAL}} = 0.80 \text{ metros.}$$

$$H_{\text{MINIMA}} = 0.40 \text{ metros.}$$

$$d = 0.40 - 0.04 = 0.36 \text{ mts.}$$

Refuerzo longitudinal:

$$A_{s \text{ MIN}} = (14.1 * B * H) / F_Y = (14.1 * 80 * 40) / 2,810 = 14.45 \text{ cm}^2$$

$$\gggg \gg A_{s \text{ MIN}} = 8 \text{ No. 5} = 15.84 \text{ cm}^2$$

Refuerzo transversal:

$$d/2 = 36 / 2 = 18 \text{ cms.}$$

Según criterio, se opta por un armado No. 4 @ 0.15 mts.

\*\* Ver detalles estructurales en planos finales, ( **Apéndice 1** ).

### 2.1.6.4.3 Diseño de estribos de concreto ciclópeo

Son los elementos del puente cuya función es transmitir las cargas de la superestructura hacia el suelo, y además, contener la carga del relleno circundante. Los tipos de estribos mas utilizados en nuestro medio son:

- Muro de gravedad ( concreto ciclópeo ).
- Muro en voladizo ( concreto armado ).

Para este proyecto se utilizarán estribos de tipo Muro de gravedad, de concreto ciclópeo, para aprovechar el hecho de que en el lugar se cuenta con muy buena cantidad y calidad de material para ello ( piedra bola ). Cabe mencionar que la altura máxima para este tipo de muros es de 6.00 mts., ya que de ser de mayor dimensión resultarían masivos.

Una de las mayores ventajas de este tipo de diseño es que no es muy complejo, consiste básicamente en asumir una sección para el muro y verificar volteo, deslizamiento, y presiones.

Datos:

$$\gamma_s = 1,770 \text{ kg/m}^3$$

$$\mu = 0.80$$

$$\theta = 9^\circ$$

$$\gamma_{CC} = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

$$V_s = 14,500 \text{ kg/m}^3$$

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

Donde:

$\gamma_s$  = peso específico del suelo.

$\mu$  = coeficiente de fricción.

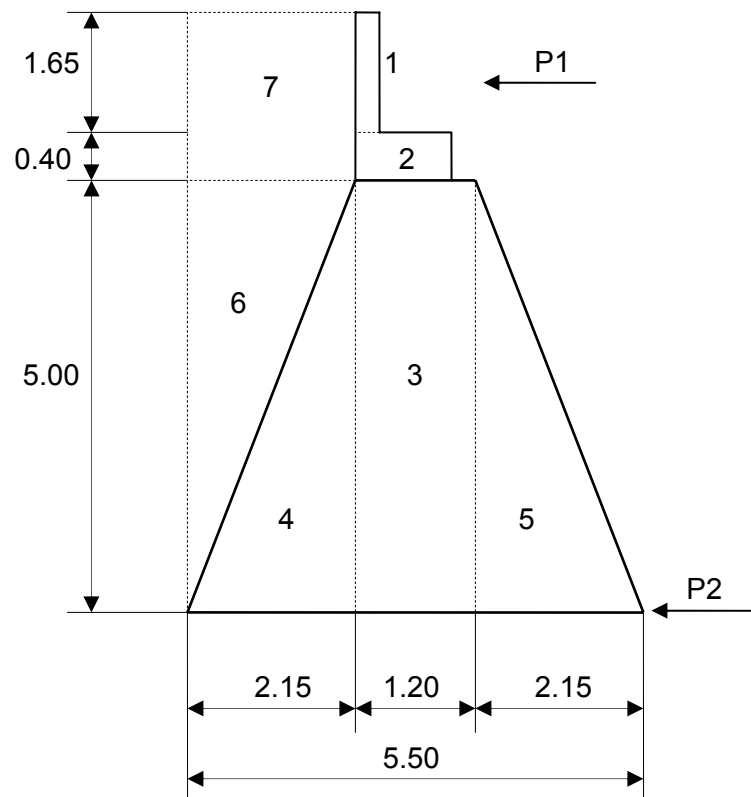
$\emptyset$  = ángulo de fricción.

$\gamma_{CC}$  = peso específico del concreto ciclópeo.

$V_s$  = valor soporte del suelo.

$\gamma_C$  = peso específico del concreto armado.

**Figura 18. Geometría del estribo**





➤ **Momento de volteo**

Es el producto del empuje de la tierra sobre el estribo, y se determina de la siguiente manera:

$$\text{Empuje} = \text{Presión} * \text{Altura}$$

$$\text{Momento} = \text{Empuje} * \text{Brazo}$$

$$P1 = 480 \text{ kg/m}^3 * 0.61 \text{ m.} = 292.80 \text{ kg/m}^2$$

$$P2 = 480 \text{ kg/m}^3 * 7.05 \text{ m.} = 3,384.00 \text{ kg/m}^2$$

**Tabla II. Cálculo del momento de volteo.**

<b>Sección</b>	<b>Altura ( mts. )</b>	<b>Presión ( kg/m<sup>3</sup> )</b>	<b>Empuje ( kg/m<sup>2</sup> )</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg/m. )</b>
<b>I</b>	7.05	292.80	2,064.24	3.53	7,286.77
<b>II</b>	3.53	3,384.00	11,945.52	2.35	28,071.97
			<b>14,009.76</b>		<b>35,358.74</b>

Inicialmente podemos denotar si nuestras dimensiones propuestas chequean, siempre y cuando cumplan con las siguientes condiciones:

- Volteo =  $ME / MV > 1.5$
- Deslizamiento =  $0.5 W / E > 1.5$
- Presión =  $a = ( ME - MV ) / W$
- $3a > B$  ; siendo "B", la base propuesta para el estribo.

➤ **Cálculo del momento estabilizante**

Se calcula en base a los pesos tanto de la estructura como del relleno, ya que ambos generan momentos actuantes sobre el estribo.

**Tabla III. Momento estabilizante.**

<b>Sección</b>	<b>Área ( m<sup>2</sup> )</b>	<b>Peso ( kg. )</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg-m. )</b>
1	0.495	1,188.00	3.00	3,564.00
2	0.32	768.00	2.75	2,112.00
3	6.00	14,400.00	2.75	39,600.00
4	5.375	12,900.00	4.07	52,503.00
5	5.375	12,900.00	1.43	18,447.00
6	5.375	9,513.75	4.78	45,475.73
7	4.82	8,531.40	4.33	36,940.96
	$\Sigma$	<b>60,201.15</b>		<b>198,642.69</b>

➤ **Verificación de estribo sin superestructura**

- Volteo =  $ME / MV > 1.5$

$$\text{Volteo} = 198,642.69 / 35,358.74 = 5.62 > 1.5$$

- Deslizamiento =  $0.5 W / E > 1.5$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 ( 60,201.15 ) / 14,009.76 = 2.15 > 1.5$$

- Presión =  $a = ( ME - MV ) / W$

$$a = ( 198,642.69 - 35,358.74 ) / 60,201.15 = 2.71$$

$$3a > B : 3 ( 2.71 ) = 8.13 > 5.50$$

- Excentricidad ( e )

$$e = ( B / 2 ) - a = ( 5.50 / 2 ) - 2.71 = 0.04$$

- Chequeo de presiones

$$P = ( W / B ) * [ 1 \pm ( 6 e / B ) ]$$

$$\gggg P_{\text{MIN}} = ( 60,201.15 / 5.50 ) * [ 1 - ( 6 * 0.04 / 5.50 ) ]$$

$$\gggg P_{\text{MIN}} = 10,507.84 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$\gggg P_{\text{MAX}} = ( 60,201.15 / 5.50 ) * [ 1 + ( 6 * 0.04 / 5.50 ) ]$$

$$\gggg P_{\text{MAX}} = 11,383.49 \text{ kg/m}^2 < V_s = 14,500 \text{ kg/m}^2$$



$$W_{\text{PANTALLA}} = W_{\text{CORTINA}} + W_{\text{VIGA DE APOYO}}$$

$$W_{\text{PANTALLA}} = (0.30 * 1.65 * 5.20 * 2,400) + (0.40 * 0.80 * 5.20 * 2,400)$$

$$\gggggg W_{\text{PANTALLA}} = 10,171.20 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{TOTAL}} = \left[ (W_{\text{TRABAJO}} * \text{No. Vigas}) / \text{Long. Estribo} \right] + W_{\text{PANTALLA}} + W_{\text{ESTRIBO}}$$

$$W_{\text{TOTAL}} = \left[ (100,309.92 * 2) / 11.70 \right] + (10,171.20 / 5.20) + 60,201.15$$

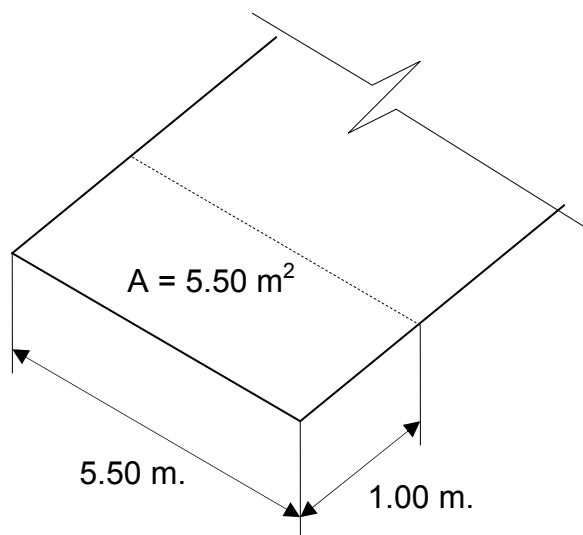
$$\gggggg W_{\text{TOTAL}} = 79,304.14 \text{ kg/m.}$$

$$A_{\text{CONTACTO}} = W_{\text{TOTAL}} / V_s = 79,304.14 / 14,500 = 5.47 \text{ mts.}$$

»»»» Por lo tanto, para una franja de 1.00 metro, el área necesaria en la parte inferior del estribo es de 5.47 m<sup>2</sup> como mínimo.

»»»» Según criterio se tomará un área de 5.50 m<sup>2</sup>.

**Figura 19. Base mínima de estribo**



- Cálculo del momento estabilizante total:

$$ME_{TOTAL} = ME + ME_2$$

$$ME_2 = ( CV + CM ) * brazo$$

$$CV = 10,875.83 \text{ kg.}$$

$$CM = 94,872.00 \text{ kg.}$$

$$\gggg ME_2 = ( 10,875.83 + 94,872.00 ) * 2.75 = 290,806.53 \text{ kg-m.}$$

$$\gggg ME_{TOTAL} = 198,642.69 + 290,806.53 = 489,449.22 \text{ kg-m.}$$

$$W_{TOTAL} = CV + CM + W_{ESTRIBO}$$

$$W_{TOTAL} = 10,875.83 + 94,872.00 + 60,201.15 = 165,948.98 \text{ kg.}$$

- Presión total =  $a' = ( ME_{TOTAL} - MV ) / W_{TOTAL}$

$$a' = ( 489,449.22 - 35,358.74 ) / 165,948.98 = 2.74$$

$$3a' > B : 3 ( 2.74 ) = 8.22 > 5.50$$

- Excentricidad (  $e'$  )

$$e' = ( B / 2 ) - a' = ( 5.50 / 2 ) - 2.74 = 0.01$$

- Chequeo de presiones

$$P = (W_{TOTAL} / B') * [ 1 \pm ( 6 e' / B ) ]$$

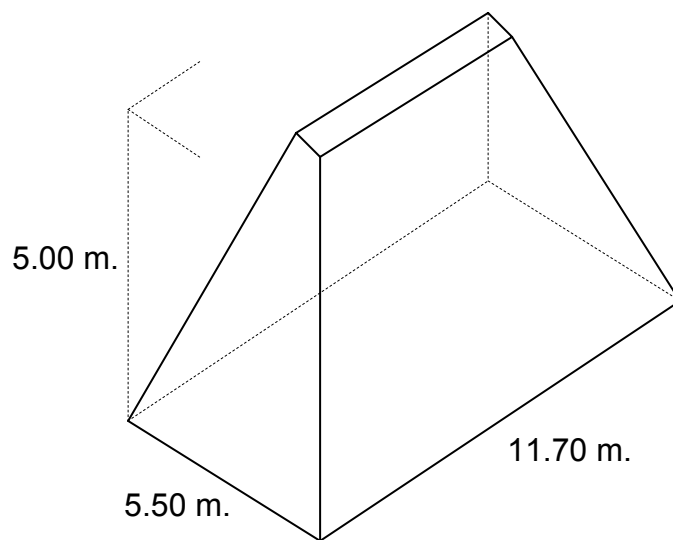
$$\gggg P_{MIN} = ( 165,948.98 / 11.70 ) * [ 1 - ( 6 * 0.01 / 5.50 ) ]$$

$$\gggg P_{MIN} = 14,041.83 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$\gggg P_{MAX} = ( 165,948.98 / 11.70 ) * [ 1 + ( 6 * 0.01 / 5.50 ) ]$$

$$\gggg P_{MAX} = 14,325.51 \text{ kg/m}^2 < V_S = 14,500 \text{ kg/m}^2$$

**Figura 20. Estribo de concreto ciclópeo**



### ➤ Verificación de estribo con sismo

La tercera y última verificación se realiza tomando en consideración las fuerzas sísmicas, para este chequeo no se incluye a la carga viva. Se procede así: se suma el peso del muro y el de la carga muerta, para obtener una carga total; de la misma manera se suman el momento estabilizante y el generado por la carga muerta, para obtener el momento estabilizante último. Además, se calcula la fuerza horizontal producida aplicándole el factor de sismo. Con todos los datos mencionados, se procede a chequear el estribo por volteo, deslizamiento, y presiones.

$$W_2 = CM + W_{\text{ESTRIBO}}$$

$$CM = W_{\text{LOSA}} + W_{\text{VIGAS}} + W_{\text{DIAF}} + W_{\text{ACERA}}$$

$$W_{\text{LOSA}} = 0.18 * 3.70 * \frac{1}{2} * 2,400 = 799.20 \text{ kg/m.}$$

$$W_{\text{VIGA}} = 1.60 * 0.65 * 2,400 = 2,496.00 \text{ kg/m.}$$

$$W_{\text{DIAF}} = ( 0.30 * 0.80 * 2,400 ) + ( 0.30 * 1.20 * 2,400 ) = 1,440.00 \text{ kg/m.}$$

$$W_{\text{ACERA}} = 0.15 * 0.90 * 2,400 = 324 \text{ kg/m.}$$

$$\ggggg \text{ CM} = 799.20 + 2,496.00 + 1,440.00 + 324 = 5,059.20 \text{ kg/m.}$$

$$\ggggg \text{ } W_2 = 5,059.20 + 60,201.15 = 65,260.35 \text{ kg/m.}$$

$$ME_3 = ME + ( CM * \text{brazo} )$$

$$ME_3 = 198,642.69 + ( 94,872.00 * 2.75 ) = 459,540.69 \text{ kg-m.}$$

$$FH = 1.10 E + 0.10 W_2$$

$$FH = 1.10 ( 14,009.76 ) + 0.10 ( 65,260.35 ) = 21,936.78 \text{ kg/m.}$$



**Tabla IV. Cálculo del momento de volteo con sismo.**

<b>Sección</b>	<b>Área ( m<sup>2</sup> )</b>	<b>Peso ( kg. )</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg-m. )</b>
1	0.495	1,188.00	6.23	7,401.24
2	0.32	768.00	5.20	3,993.60
3	6.00	14,400.00	2.50	36,000.00
4	5.375	12,900.00	1.67	21,543.00
5	5.375	12,900.00	1.67	21,543.00
6	5.375	9,513.75	3.33	31,680.79
7	4.82	8,531.40	6.03	51,444.34
	$\Sigma$	<b>60,201.15</b>		<b>173,605.97</b>

$$MV_{\text{SISMO}} = 1.10 MV + 0.10 CM + MV_1$$

$$MV_1 = 0.10 MV' = 0.10 ( 173,605.97 ) = 17,360.60 \text{ kg-m.}$$

$$\gggg MV_{\text{SISMO}} = 1.10 (35,358.74) + 0.10 (94,872.00) + 17,360.60$$

$$\gggg MV_{\text{SISMO}} = 65,742.41 \text{ kg-m.}$$

- Volteo =  $ME / MV > 1.5$

$$\text{Volteo} = 459,540.69 / 65,742.41 = 6.99 > 1.5$$

- Deslizamiento =  $0.5 W / FH > 1.5$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 ( 65,260.35 ) / 21,936.78 = 1.49 \approx 1.5$$

- Presión =  $a = (ME - MV) / W$

$$a = (459,540.69 - 65,742.41) / 65,260.35 = 6.03$$

$$3a > B : 3(6.03) = 18.09 > 11.70$$

- Excentricidad (  $e$  )

$$e = (B' / 2) - a = (11.70 / 2) - 6.03 = -0.18$$

- Chequeo de presiones

$$P = (W / B') * [1 \pm (6 e / B')]$$

$$\gggg P_{MIN} = (65,260.35 / 11.70) * [1 + (6 * -0.18 / 11.70)]$$

$$\gggg P_{MIN} = 5,075.81 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$\gggg P_{MAX} = (65,260.35 / 11.70) * [1 - (6 * -0.18 / 11.70)]$$

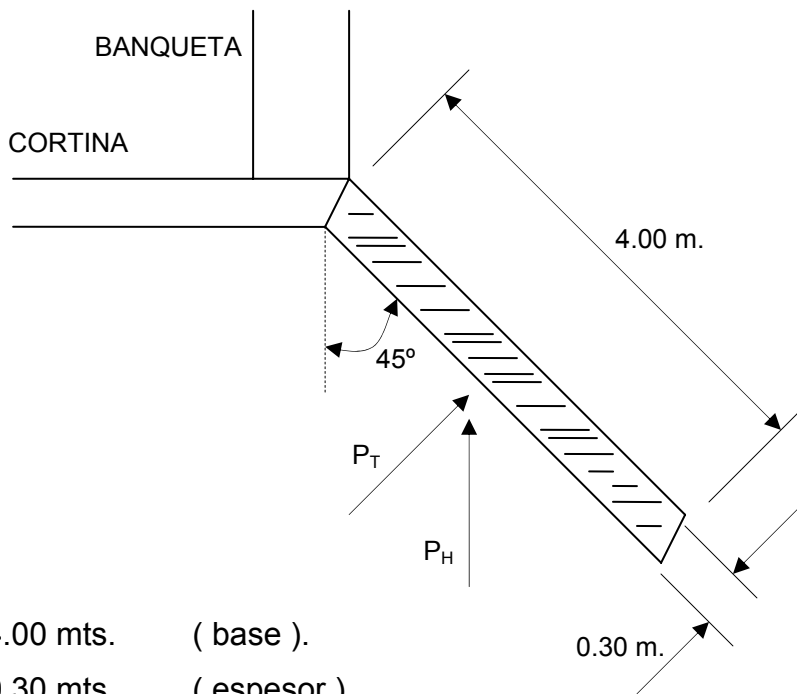
$$\gggg P_{MAX} = 6,079.81 \text{ kg/m}^2 < V_S = 14,500 \text{ kg/m}^2$$

En conclusión, todas las dimensiones propuestas para la sección del muro cumplen con los chequeos, por lo tanto, dicho muro soporta las cargas a las que estará sujeto.

#### 2.1.6.4.4 Diseño de aleros

Los aleros son los elementos del puente cuya función es soportar el relleno del terraplén, y a su vez, proteger el cauce del río; llamados también aletones, trabajan como muros de contención, y estructuralmente son elementos empotrados a la cortina y viga de apoyo.

**Figura 21. Dimensiones de los aleros**



$$B = 4.00 \text{ mts.} \quad (\text{base}).$$

$$E = 0.30 \text{ mts.} \quad (\text{espesor}).$$

$$H = 4.00 \text{ mts.} \quad (\text{altura}).$$

$$\gggggg W_{\text{ALERO}} = 0.30 * 4.00 * 2,400 = 2,880 \text{ kg/m.}$$

#### Momento por carga muerta en la base

$$M_{\text{CM}} = \frac{1}{2} W L^2 = \frac{1}{2} (2,880) (4.00)^2 = 23,040 \text{ kg-m.}$$

### Momento en la base ocasionado por fuerza de sismo

$$M_{\text{SISMO}} = 0.10 M_{\text{CM}} = 0.10 ( 23,040 ) = 2,304 \text{ kg-m.}$$

### Presión ocasionada por la tierra

$$P_T = \frac{1}{2} P_1 H + P_2 H$$

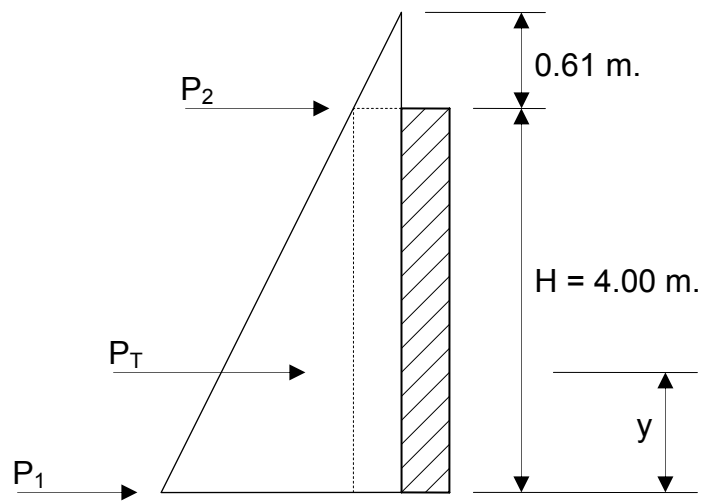
$$P_1 = 480 * 4.00 = 1,920 \text{ kg/m.}$$

$$P_2 = 480 * 0.61 = 292.80 \text{ kg/m.}$$

$$\gggg P_T = \frac{1}{2} ( 1,920 ) * ( 4.00 ) + ( 292.80 ) * ( 4.00 ) = 5,011.20 \text{ kg.}$$

$$\gggg P_H = P_T * \text{Sen } 45^\circ = 3,543.45 \text{ kg.}$$

Figura 22. Diagrama de presiones sobre el alero



### **Punto de aplicación de la presión**

$$y = \frac{\frac{1}{2} P_2 H^2 + \frac{1}{2} P_1 \frac{1}{3} H^2}{P_2 H + \frac{1}{2} P_1 H}$$

$$y = \frac{\left[ \left( \frac{1}{2} * 292.80 * (4)^2 \right) + \left( \frac{1}{2} * 1,920 * \frac{1}{3} * (4)^2 \right) \right]}{\left( 292.80 * 4.00 \right) + \left( \frac{1}{2} * 1,920 * 4.00 \right)} = 1.49 \text{ mts.}$$

### **Momento producido por el empuje de la tierra**

$$M_{ET} = P_T * \frac{1}{2} B = 5,011.20 * \frac{1}{2} ( 4.00 ) = 10,022.40 \text{ kg-m.}$$

### **Momento por franja lineal**

$$M_{FL} = M_{ET} / H = 10,022.40 / 4.00 = 2,505.60 \text{ kg-m.}$$

### **Momento total resistido por el alero**

$$M_{II} = 1.3 ( M_{SISMO} + M_{FL} ) = 1.3 ( 2,304 + 2,505.60 ) = 6,252.48 \text{ kg-m.}$$

$$M_{III} = 1.3 \left[ ( 0.3 * M_{SISMO} ) + M_{FL} \right]$$

$$M_{III} = 1.3 \left[ ( 0.3 * 2,304 ) + 2,505.60 \right] = 4,155.84 \text{ kg-m.}$$

$$\gggggg M_{TOTAL} = 6,252.48 \text{ kg-m.}$$

## Cálculo de refuerzo longitudinal

Chequeo del peralte del alero:

$$d = E - \left( \frac{\phi}{2} \right) - \text{recubrimiento} \quad (\text{se usará varilla No. 5, } \phi = 1.59 \text{ cms.})$$

$$d = 30 - \frac{1.59}{2} - 7.5 = 21.71 \text{ cms.}$$

Datos:

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 100 \text{ cms.}$$

$$d = 21.71 \text{ cms.}$$

$$M_{TOT} = 6,252.48 \text{ kg-m.}$$

Por lo tanto:

$$A_s = \left[ \frac{(0.85 * f_c)}{F_Y} \right] * \left[ bd - \left( (bd)^2 - (M_T * b) / 0.003825 f_c \right)^{1/2} \right]$$

$$A_{s_{MIN}} = (14.1 * b * d) / F_Y$$

$$A_{s_{MAX}} = \left[ \frac{(0.5 * b * d * (0.85)^2 * f_c)}{F_Y} \right] * \left[ \left( \frac{0.003}{(F_Y / E)} + 0.003 \right) \right]$$

Valuando tenemos:

$$A_s = 11.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{MIN}} = 10.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{MAX}} = 54.24 \text{ cm}^2$$

$$\ggggg A_s = 11.76 \text{ cm}^2$$

$$\ggggg 10 \text{ No. 4} = 12.70 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{No. 4 @ 0.20 mts.}$$

### Cálculo de refuerzo vertical

El refuerzo vertical se calcula únicamente por temperatura.

Por lo tanto:

$$A_{s \text{ TEMP}} = (0.002 * b * d) = 0.002 * 100 * 21.71 = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$\ggggggg \text{ 8 No. 3} = 5.68 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{No. 3 @ 0.25 mts.}$$

### Corte actuante sobre el alero

$$V_A = 0.5 [ ( 2 * 292.80 ) + 1,920 ] + 0.1 ( 2,700 )$$

$$V_A = 1,522.80 \text{ kg.}$$

### Corte que resiste el concreto

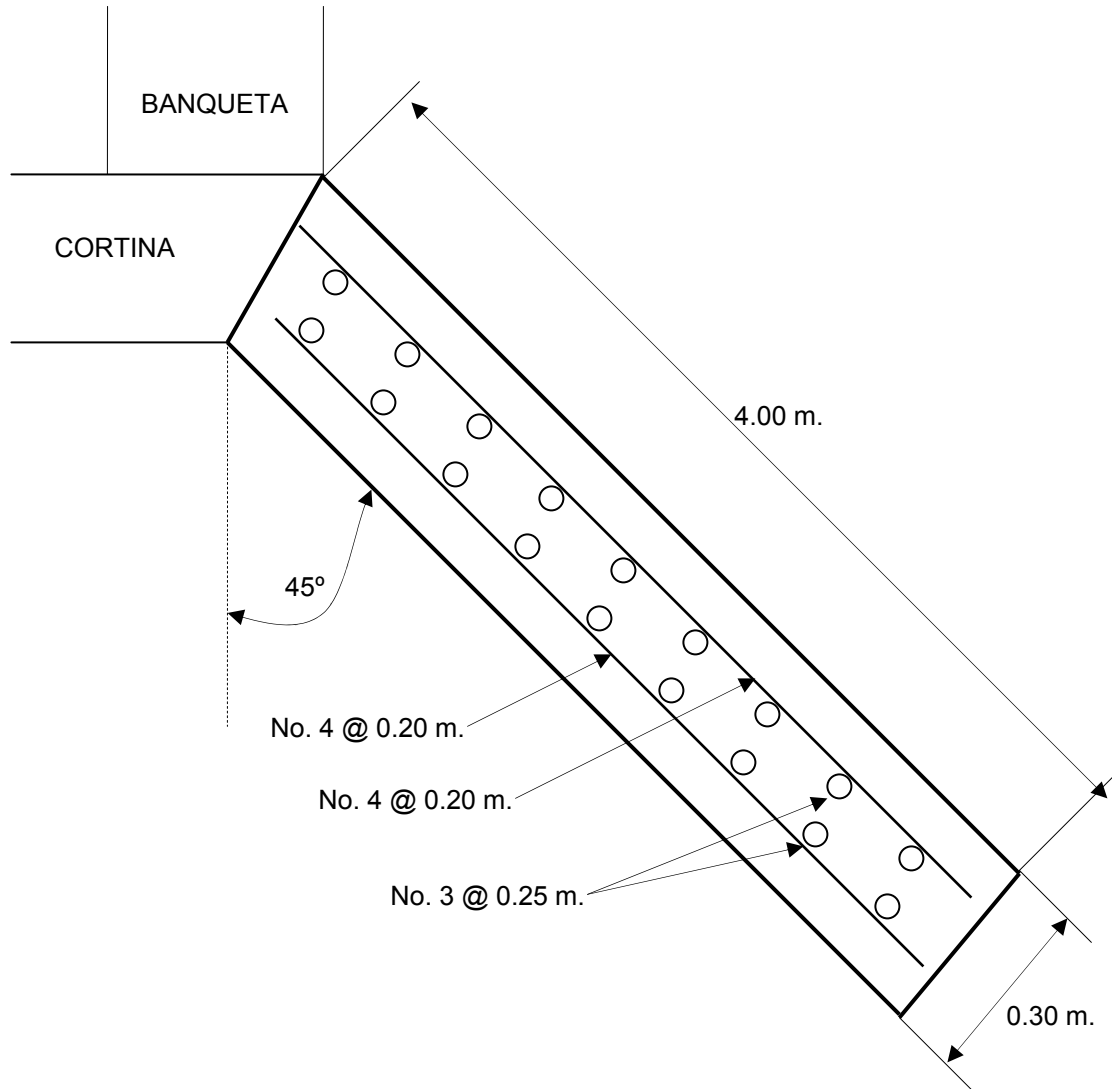
$$V_C = 0.53 * \beta * ( f'_c )^{1/2} * b * d = 0.53 * 0.85 * (281)^{1/2} * 100 * 21.71$$

$$V_C = 16,394.86 \text{ kg.}$$

$$\ggggggg V_C > V_A$$

El corte actuante  $V_A$  es menor que el corte resistente  $V_C$ , lo cual significa que los esfuerzos cortantes son absorbidos por el concreto.

**Figura 23. Armado final del alero**



#### **2.1.6.4.5 Diseño de pila central**

La pila central tendrá la forma de un muro de carga transversal, soportado sobre una zapata en su base, la cual será la encargada de transmitir hacia el suelo todas las cargas generadas que recaen sobre ella.



### **Resultantes verticales que actúan en cada viga**

$$P_U = 1.3 \left[ P_{CM} + \frac{5}{3} \left( P_{CV} * ( 1 + F_{SC} + F_I ) \right) \right]$$

$$P_{CM} = 1.4 V_{CM} = 1.4 ( 42,504.50 ) = 59,506.30 \text{ kg.}$$

$$P_{CV} = 1.7 V_{CV} = 1.7 ( 10,875.83 ) = 18,488.91 \text{ kg.}$$

$$\gggg P_U = 1.3 \left[ 59,506.30 + \frac{5}{3} \left( 18,488.91 * ( 1 + 0.12 + 0.24 ) \right) \right]$$

$$\gggg P_U = 131,838.85 \text{ kg.}$$

#### **➤ Diseño de viga de apoyo**

Se tomará la opción de un solo camión actuando al centro de la luz total del puente, ya que esta es la situación mas crítica de la carga viva.

$$P_{APOYO} = 1.3 \left[ 2 P_{CM} + \frac{5}{3} \left( P_{CV} * ( 1 + F_{SC} + F_I ) \right) \right]$$

$$\gggg P_{APOYO} = 1.3 \left[ ( 2 * 59,506.30 ) + \frac{5}{3} \left( 18,488.91 * ( 1 + 0.12 + 0.24 ) \right) \right]$$

$$\gggg P_{APOYO} = 209,197.03 \text{ kg.}$$

### **Dimensiones propuestas**

$$B = 1.00 \text{ mt.}$$

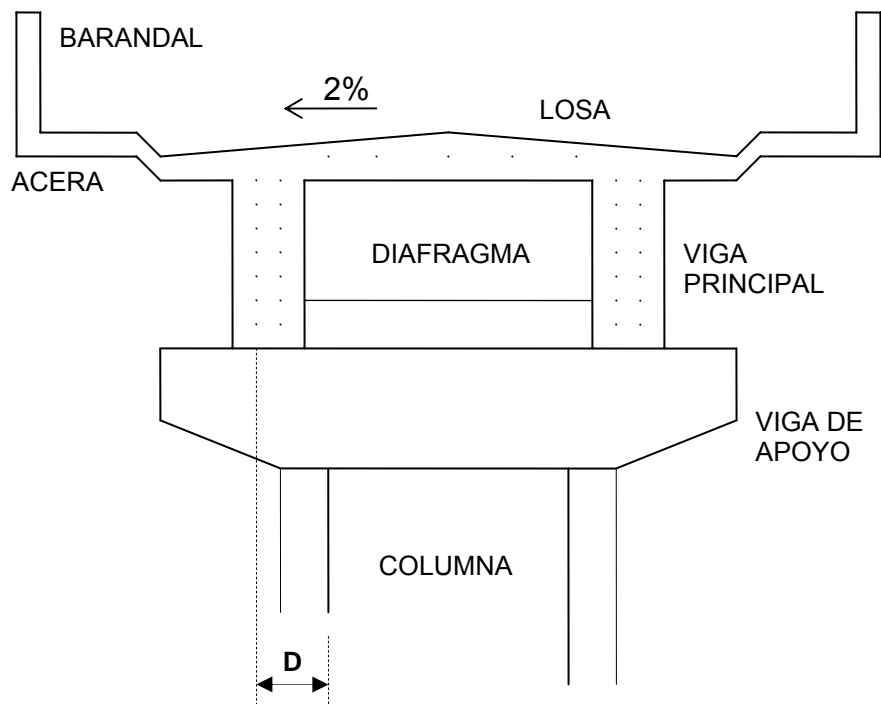
$$H = 1.20 \text{ mts.}$$

$$L = 3.50 \text{ mts.}$$

### Momento actuante al rostro de la columna

$$M_U = P_{\text{APOYO}} * D = 209,197.03 * 0.45 = 94,138.66 \text{ kg-m.}$$

Figura 24. Ubicación de viga de apoyo



- **Cálculo de acero de refuerzo**

Chequeo del peralte de la viga:

$$d = H - \left( \frac{\phi}{2} \right) - \text{recubrimiento} \quad (\text{se usará varilla No. 10, } \phi = 3.175 \text{ cms.})$$

$$d = 120 - \frac{3.175}{2} - 7.5 = 110.91 \text{ cms.}$$

Datos:

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 100.00 \text{ cms.}$$

$$d = 110.91 \text{ cms.}$$

$$M_U = 94,138.66 \text{ kg-m.}$$

Por lo tanto:

$$A_s = \left[ \frac{0.85 * f_c}{F_Y} \right] * \left[ bd - \left( (bd)^2 - (M_U * b) / 0.003825 f_c \right)^{1/2} \right]$$

$$A_{s_{MIN}} = (14.1 * b * d) / F_Y$$

$$A_{s_{MAX}} = \left[ \frac{0.5 * b * d * (0.85)^2 * f_c}{F_Y} \right] * \left[ \frac{0.003}{(F_Y / E)} + 0.003 \right]$$

Valuando tenemos:

$$A_s = 34.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{MIN}} = 55.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{MAX}} = 277.08 \text{ cm}^2$$

$$\ggggg A_s = 55.65 \text{ cm}^2$$

$$\ggggg 8 \text{ No. } 10 = 66.36 \text{ cm}^2$$

### **Corte que resiste el concreto**

$$V_C = 0.53 * \beta * (f_c)^{1/2} * b * d = 0.53 * 0.85 * (281)^{1/2} * 100 * 110.91$$

$$V_C = 86,756.53 \text{ kg.}$$

### Corte actuante

$$\gggg V_A = P_{\text{APOYO}} = 209,197.03 \text{ kg.}$$

$$\gggg V_A > V_C$$

El corte actuante es mayor que el corte resistente, por lo tanto, deberá colocarse refuerzo por corte.

$$\gggg V_S = V_A - V_C = 209,197.03 - 86,756.53 = 122,440.50 \text{ kg.}$$

### Espaciamiento

$$S = (2 * A_{\text{VARILLA}} * F_Y * d) / V_S \leq 0.30 \text{ mts.}$$

$$S = (2 * 1.27 * 2,810 * 110.91) / 122,440.50 = 6.47 \text{ cms.}$$

Por lo tanto, el refuerzo a corte quedará de la siguiente manera: estribos dobles de acero No. 4 @ 0.12 m.

### Acero adicional

$$1.00 \text{ m. ----- } 5.29 \text{ cm}^2$$

$$1.20 \text{ m. ----- } A_{S \text{ AD}}$$

$$A_{S \text{ AD}} = 6.35 \text{ cm}^2$$

$$\gggg A_{S \text{ AD}} = 4 \text{ No. 5} = 7.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Cargas que actúan sobre la zapata**

**Carga muerta de viga de apoyo**

$$W_{VA} = 2,400 \left[ ( 3.50 * 1.00 * 1.20 ) - ( \frac{1}{2} * 0.70 * 0.55 * 1.00 * 2.00 ) \right]$$

$$W_{VA} = 9,156 \text{ kg.}$$

**Punto de aplicación de carga transversal**

$$y = \frac{\frac{1}{2} L H^2 - \frac{1}{2} b' (h')^2 \frac{1}{3} 2}{L H - \frac{1}{2} b' h' 2}$$

$$y = \frac{\left[ \left( \frac{1}{2} * 4.00 * (1.20)^2 \right) - \left( \frac{1}{2} * 0.70 * (0.55)^2 \frac{1}{3} * 2 \right) \right]}{\left( 4.00 * 1.20 \right) - \left( \frac{1}{2} * 0.70 * 0.55 * 2 \right)} = 0.64 \text{ mts.}$$

**Carga muerta de columna**

$$W_{COL} = 2,400 ( 6.80 ) \left[ ( 1.50 * 0.60 ) + ( \frac{1}{2} * 0.30 * 0.30 * 4 ) \right]$$

$$W_{COL} = 17,625.60 \text{ kg.}$$

**Carga muerta de zapata**

$$W_{ZAP} = 2,400 * 1.00 * 10.00 * 10.00 = 240,000 \text{ kg.}$$

### Carga muerta de superestructura

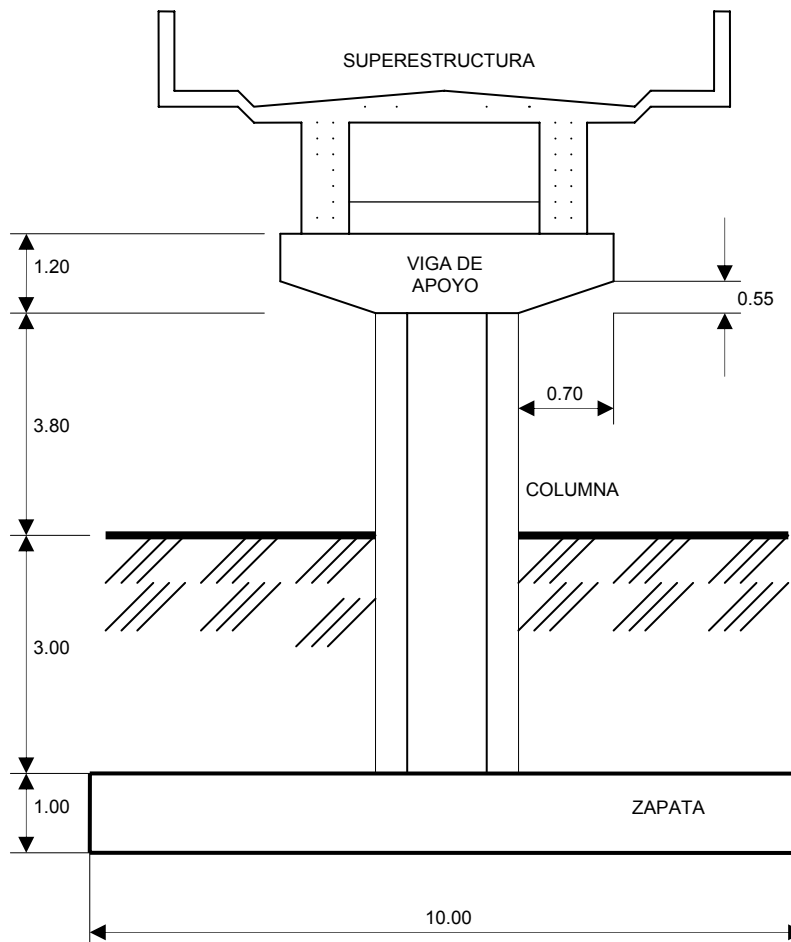
$$W_{SE} = 59,506.30 * 4 = 238,025.20 \text{ kg.}$$

### Peso del relleno ( tierra )

$$W_T = 1,770 * [ ( 10.00 * 10.00 * 3.00 ) - ( 0.60 * 1.80 * 3.00 ) ]$$

$$W_T = 525,265.20 \text{ kg.}$$

Figura 25. Geometría de pila central



**Tabla V. Carga muerta total que actúa sobre la pila.**

<b>Carga</b>	<b>Peso ( kg.)</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg-m.)</b>
$W_{VA}$	9,156.00	5.00	45,780.00
$W_{COL}$	17,625.60	5.00	88,128.00
$W_{ZAP}$	240,000.00	5.00	1,200,000.00
$W_{SE}$	238,025.20	5.00	1,190,126.00
$W_T$	525,265.20	5.00	2,626,326.00
$\Sigma$	<b>1,030,072.00</b>		<b>5,150,360.00</b>

**Fuerza debida a carga viva**

$$F_{CV} = 18,488.91 * 2 = 36,977.82 \text{ kg.}$$

**Tabla VI. Carga viva que actúa sobre la pila.**

<b>Carga</b>	<b>Peso ( kg.)</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg-m.)</b>
$F_{CV}$	36,977.82	5.00	184,889.10

**Fuerzas horizontales actuantes por impacto sísmico**

$$IS_{VA} = 0.10 * 9,156 = 915.60 \text{ kg.}$$

$$IS_{COL} = 0.10 * 17,625.60 = 1,762.56 \text{ kg.}$$

$$IS_{ZAP} = 0.10 * 240,000 = 24,000.00 \text{ kg.}$$

$$IS_{SE} = 0.10 * 238,025.20 = 23,802.52 \text{ kg.}$$

**Tabla VII. Fuerzas de sismo que actúan sobre la pila.**

<b>Carga</b>	<b>Peso ( kg. )</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg-m. )</b>
IS <sub>VA</sub>	915.60	8.44	7,727.66
IS <sub>COL</sub>	1,762.56	4.40	7,755.26
IS <sub>ZAP</sub>	24,000.00	0.50	12,000.00
IS <sub>SE</sub>	23,802.52	9.00	214,222.68
$\Sigma$	<b>50,480.68</b>		<b>241,705.60</b>

**Empuje que actúa sobre la pila**

Agua:

$$F_A = \frac{1}{2} * 20 * 2.55 = 25.50 \text{ kg/m}^2$$

$$E_A = 25.50 * 0.60 * 2.55 = 39.02 \text{ kg.}$$

Tierra:

$$E_T = \frac{1}{2} * 1,770 * 3.00 = 2,655 \text{ kg.}$$



**Tabla VIII. Fuerzas de empuje que actúan sobre la pila.**

<b>Carga</b>	<b>Peso ( kg. )</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg-m. )</b>
E <sub>A</sub>	39.02	4.85	189.25
E <sub>T</sub>	2,655.00	2.50	6,637.50
$\Sigma$	<b>2,694.02</b>		<b>6,826.75</b>

**Empuje ocasionado por la carga viva**

Frenado:

$$E_{FR} = 0.10 * 36,977.82 = 3,697.78 \text{ kg.}$$

Temperatura:

$$E_{TEMP} = 0.25 * 36,977.82 = 9,244.45 \text{ kg.}$$

**Tabla IX. Fuerzas por carga viva que actúan sobre la pila.**

<b>Carga</b>	<b>Peso ( kg. )</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg-m. )</b>
E <sub>FR</sub>	3,697.78	12.48	46,148.29
E <sub>TEMP</sub>	9,244.45	9.00	83,200.05
$\Sigma$	<b>12,942.23</b>		<b>129,348.34</b>

### Esfuerzos cortantes horizontales

$$V_{II} = 1.3 ( 50,480.68 + 2,694.02 ) = 69,127.11 \text{ kg.}$$

$$V_{III} = 1.3 [ ( 0.3 * 50,480.68 ) + 2,694.02 + 12,942.23 ] = 40,014.59 \text{ kg.}$$

### Corte que resiste el concreto

$$V_C = 0.53 * \beta * ( f'_C )^{1/2} * b * d = 0.53 * 0.85 * (281)^{1/2} * 150 * 50$$

$$V_C = 56,638.17 \text{ kg.}$$

$$\gggg V_A > V_C$$

El corte actuante es mayor que el corte resistente, por lo tanto, deberá colocarse refuerzo por corte.

$$\gggg V_S = V_A - V_C = 69,127.11 - 56,638.17 = 12,488.94 \text{ kg.}$$

### Espaciamiento

$$S = ( 2 * A_{VARILLA} * F_Y * d ) / V_S \leq 0.30 \text{ mts.}$$

$$d = H - \left( \frac{\phi}{2} \right) - \text{recubrimiento} \quad (\text{se usará varilla No. 4, } \phi = 1.27 \text{ cms.)}$$

$$d = 100 - \frac{1.27}{2} - 7.5 = 91.87 \text{ cms.}$$

$$\gggg S = ( 2 * 1.27 * 2,810 * 91.87 ) / 12,488.94 = 52.50 \text{ cms.}$$

Por lo tanto, el refuerzo a corte será el mínimo según ACI, e irá de la siguiente manera: estribos de hierro No. 4 @ 0.30 m.

### ➤ Cálculo de la estabilidad de la pila

#### Factor de seguridad al volteo

- Momento producido por las fuerzas estabilizantes:

$$ME_{II} = 1.3 ( 5,150,360.00 ) = 6,695,468.00 \text{ kg-m.}$$

$$ME_{III} = 1.3 [ 5,150,360.00 + 1.3 ( 184,889.10 ) ] = 7,007,930.58 \text{ kg-m.}$$

- Momento producido por las fuerzas de volteo:

$$MV_{II} = 1.3 ( 241,705.60 + 6,826.75 ) = 323,092.06 \text{ kg-m.}$$

$$MV_{III} = 1.3 [ 0.3 ( 241,705.60 ) + 6,826.75 + 1.3 ( 184,889.10 ) ]$$

$$MV_{III} = 415,602.54 \text{ kg-m.}$$

- Factor de seguridad al volteo =  $ME / MV > 1.5$

$$FS_{II} = 6,695,468.00 / 323,092.06 = 20.72 > 1.5$$

$$FS_{III} = 7,007,930.58 / 415,602.54 = 16.86 > 1.5$$

## Factor de seguridad al deslizamiento

- Fuerzas estabilizantes:

$$FE_{II} = 1.3 ( 1,030,072.00 ) = 1,339,093.60 \text{ kg-m.}$$

$$FE_{III} = 1.3 [ 1,030,072.00 + 1.3 ( 36,977.82 ) ] = 1,401,586.12 \text{ kg-m.}$$

- Fuerzas deslizantes:

$$FD_{II} = 1.3 ( 50,480.68 + 2,694.02 ) = 69,127.11 \text{ kg.}$$

$$FD_{III} = 1.3 [ 0.3 ( 50,480.68 ) + 2,694.02 + 1.3 ( 184,889.10 ) ]$$

$$FD_{III} = 335,652.27 \text{ kg.}$$

- Factor de seguridad al deslizamiento =  $0.6 ( FE / FD ) > 1.5$

$$FS_{II} = 0.6 ( 1,339,093.60 / 69,127.11 ) = 11.62 > 1.5$$

$$FS_{III} = 0.6 ( 1,401,586.12 / 335,652.27 ) = 2.51 > 1.5$$

### ➤ Revisión de las presiones en el terreno

## Punto de aplicación de las cargas

$$y = ( M_E - M_V ) / F_E$$

$$\gggg y_{II} = (ME_{II} - MV_{II}) / FE_{II}$$

$$y_{II} = (6,695,468.00 - 323,092.06) / 1,339,093.60 = 4.76 \text{ mts.}$$

$$\gggg y_{III} = (ME_{III} - MV_{III}) / FE_{III}$$

$$y_{III} = (7,007,930.58 - 415,602.54) / 1,401,586.12 = 4.70 \text{ mts.}$$

### Determinación de la excentricidad actuante

$$e = \left| y - \left( \frac{L}{2} \right) \right| < \left( \frac{L}{6} \right)$$

$$L / 6 = 10 / 6 = 1.67 \text{ mts.}$$

$$e_{II} = 4.76 - (10 / 2) = 0.24 < 1.67$$

$$e_{III} = 4.70 - (10 / 2) = 0.30 < 1.67$$

### Presión producida sobre el suelo

$$P = (FE / A) * [1 \pm (6 e / A)]$$

Grupo II:

$$\gggg P_{MIN} = (1,339,093.60 / 10^2) * [1 - (6 * 0.24 / 10^2)]$$

$$\gggg P_{MIN} = 13,257.03 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$\gggg P_{MAX} = ( 1,339,093.60 / 10^2 ) * [ 1 + ( 6 * 0.24 / 10^2 ) ]$$

$$\gggg P_{MAX} = 13,524.85 \text{ kg/m}^2 < V_S = 14,500 \text{ kg/m}^2$$

Grupo III:

$$\gggg P_{MIN} = ( 1,401,586.12 / 10^2 ) * [ 1 - ( 6 * 0.30 / 10^2 ) ]$$

$$\gggg P_{MIN} = 13,735.54 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$\gggg P_{MAX} = ( 1,401,586.12 / 10^2 ) * [ 1 + ( 6 * 0.29 / 10^2 ) ]$$

$$\gggg P_{MAX} = 14,296.18 \text{ kg/m}^2 < V_S = 14,500 \text{ kg/m}^2$$

En conclusión, las dimensiones propuestas para la base de la pila central cumplen con los chequeos, por lo tanto, dicha base o zapata es capaz de soportar las cargas de diseño.

#### ➤ Diseño de columna central

La columna central trabaja como muro de contención, y las fuerzas que actúan sobre ella son:

**Tabla X. Carga viva que actúa sobre la columna.**

<b>Carga</b>	<b>Peso ( kg. )</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg-m. )</b>
F <sub>CV</sub>	36,977.82	0.00	00.00

**Tabla XI. Carga muerta que actúa sobre la columna.**

<b>Carga</b>	<b>Peso ( kg. )</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg-m. )</b>
W <sub>VA</sub>	9,156.00	0.00	00.00
W <sub>COL</sub>	17,625.60	0.00	00.00
W <sub>ZAP</sub>	240,000.00	0.00	00.00
W <sub>SE</sub>	238,025.20	0.00	00.00
$\Sigma$	<b>504,806.80</b>		<b>00.00</b>

**Tabla XII. Fuerzas de sismo que actúan sobre la columna.**

<b>Carga</b>	<b>Peso ( kg. )</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg-m. )</b>
IS <sub>VA</sub>	915.60	7.44	6,812.06
IS <sub>COL</sub>	1,762.56	3.40	5,992.70
IS <sub>SE</sub>	23,802.52	8.20	195,180.66
		$\Sigma$	<b>207,985.42</b>

**Tabla XIII. Fuerzas de empuje que actúan sobre la columna.**

<b>Carga</b>	<b>Peso ( kg. )</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg-m. )</b>
E <sub>A</sub>	39.02	3.85	150.23
E <sub>T</sub>	1,770.00	1.50	2,655.00
		$\Sigma$	<b>2,805.23</b>

**Tabla XIV. Fuerzas por carga viva que actúan sobre la columna.**

<b>Carga</b>	<b>Peso ( kg. )</b>	<b>Brazo ( mts. )</b>	<b>Momento ( kg-m. )</b>
E <sub>FR</sub>	3,697.78	11.48	42,450.51
E <sub>TEMP</sub>	9,244.45	8.00	73,955.60
		Σ	<b>116,406.11</b>

**Carga puntual resultante de fuerzas verticales**

Grupo II:

$$P_U = 1.3 ( 504,806.80 ) = 656,248.84 \text{ kg-m.}$$

Grupo III:

$$P_U = 1.3 [ 504,806.80 + 1.3 ( 36,977.82 ) ] = 718,741.36 \text{ kg-m.}$$

**Momentos de volteo actuantes al pie de la zapata**

Grupo II:

$$M_U = 1.3 ( 207,985.42 + 2,805.23 ) = 274,027.85 \text{ kg-m.}$$

Grupo III:

$$M_U = 1.3 [ 0.3 ( 207,985.42 ) + 2,805.23 + 1.3 ( 116,406.11 ) ]$$

$$M_U = 281,487.44 \text{ kg-m.}$$



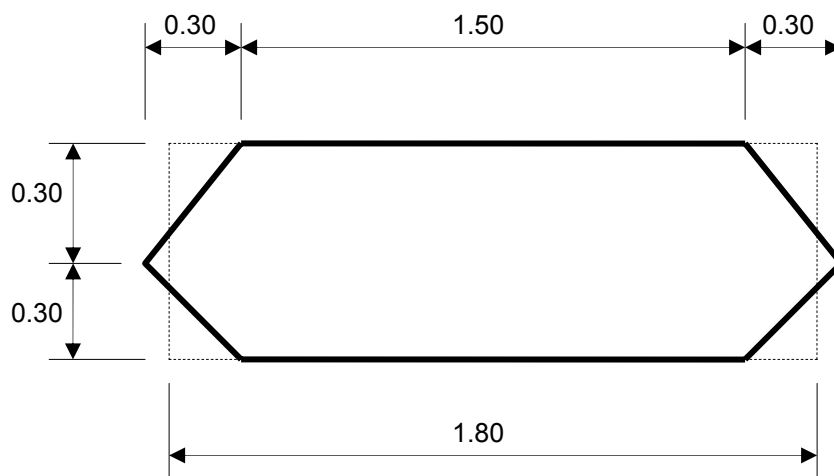
El análisis de carga y momento que resiste la columna se calculará mediante una columna equivalente, debido a lo complejo que resulta el cálculo tomando la combinación de triángulos y rectángulos que originan su forma.

### Columna rectangular equivalente

Tomando una base constante de 0.60 mts., se procede a determinar la longitud equivalente lograr una forma rectangular.

$$L = \frac{[(0.60 * 1.50) + (2 * (0.30)^2)]}{0.60} = 1.80 \text{ mts.}$$

**Figura 26. Geometría de columna central**



Teniendo la sección de la columna equivalente, el siguiente paso es proponer un área de acero de refuerzo, la cual según ACI debe estar entre el 1% y el 4% del área de la sección de la columna.

$$\gggg A_{SECCION} = 180 * 60 = 10,800 \text{ cm}^2$$

$$0.01 A_{SECCION} < A_S < 0.04 A_{SECCION}$$

$$0.01 A_{SECCION} = 0.01 ( 10,800 ) = 108 \text{ cm}^2$$

$$0.04 A_{SECCION} = 0.04 ( 10,800 ) = 432 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 14 \text{ No. } 10 = 110.88 \text{ cm}^2$$

### **Chequeo de la esbeltez**

$$E = K L_U / r < 22$$

Donde:

$K = 2$  , para el caso de apoyo libre en un extremo.

$L_U = 6.80 \text{ mts.}$

$r = 0.30 * 1.80 = 0.54 \text{ mts.}$

$$\gggg E = 2 ( 6.80 ) / 0.54 = 25.19 > 22$$

Debido a que el chequeo de la esbeltez no cumple con la norma, deberán calcularse magnificadores de momentos, y chequear si el refuerzo es suficiente para los esfuerzos aplicados.

## Magnificadores de momentos

$$\beta_d = \frac{1.3 \text{ CM}}{\left[ \text{CM} + \frac{5}{3} (\text{CV} * (1 + F_{SC} + F_I)) \right]}$$

$$\gggg \beta_d = \frac{1.3 (504,806.80)}{1.3 \left[ 504,806.80 + \frac{5}{3} (36,977.82 * (1 + 0.12 + 0.24)) \right]} = 0.86$$

$$EI = \frac{15,100 * \sqrt{fc} * (bh^3 / 12) * \left[ 1 / (1 + \beta_d) \right]}{2.5}$$

$$\gggg EI = \frac{15,100 * \sqrt{281} * \left[ (60 * 180^3) / 12 \right] * \left[ 1 / (1 + 0.86) \right]}{2.5}$$

$$\gggg EI = 1.5873E^{12} \text{ kg-cm}^2$$

$$P_C = \frac{\pi^2 * EI}{(K * L_U)^2} = \frac{\pi^2 * (1.5873E^{12})}{(2 * 680)^2} = 8,469,951.92 \text{ kg.}$$

$$\delta = 1 / \left[ 1 - (P_U / \emptyset P_C) \right] = 1 / \left[ 1 - (718,741.36 / (0.9 * 8,469,951.92)) \right]$$

$$\delta = 1.10$$

Magnificando se tiene:

$$M_U = 1.10 * 281,487.44 = 309,636.18 \text{ kg-m.}$$

### Chequeo de acero de refuerzo

$$d = H - \left(\frac{\phi}{2}\right) - \text{recubrimiento} \quad (\text{se usará varilla No. 10, } \phi = 3.175 \text{ cms.)}$$

$$d = 180 - \frac{3.175}{2} - 7.5 = 170.91 \text{ cms.}$$

Datos:

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 60.00 \text{ cms.}$$

$$d = 170.91 \text{ cms.}$$

$$M_U = 309,636.18 \text{ kg-m.}$$

Por lo tanto:

$$A_s = \left[ \frac{0.85 * f_c}{F_Y} \right] * \left[ bd - \left( (bd)^2 - (M_U * b) / 0.003825 f_c \right)^{1/2} \right]$$

$$A_{s_{MIN}} = 108.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{MAX}} = 432.00 \text{ cm}^2$$

Valuando tenemos:

$$A_s = 74.85 \text{ cm}^2$$

Lo cual significa que la propuesta de área de acero cumple con lo requerido.  $A_s = 14 \text{ No. 10} = 110.88 \text{ cm}^2$ .

## Refuerzo de base o zapata

$$d = H - \left( \frac{\phi}{2} \right) - \text{recubrimiento} \quad (\text{se usará varilla No. 10, } \phi = 3.175 \text{ cms.)}$$

$$d = 100 - \frac{3.175}{2} - 7.5 = 90.91 \text{ cms.}$$

Datos:

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d = 90.91 \text{ cms.}$$

$$B = 10.00 \text{ mts.}$$

$$L = 10.00 \text{ mts.}$$

$$H = 1.00 \text{ mt.}$$

$$b = 100.00 \text{ cms.}$$

$$M_U = 281,487.44 \text{ kg-m.}$$

Por lo tanto:

$$A_s = \left[ \frac{0.85 * f_c}{F_Y} \right] * \left[ bd - \left( (bd)^2 - (M_U * b) / 0.003825 f_c \right)^{1/2} \right]$$

$$A_{s_{MIN}} = (14.1 * b * d) / F_Y$$

$$A_{s_{MAX}} = \left[ \frac{0.5 * b * d * (0.85)^2 * f_c}{F_Y} \right] * \left[ \frac{0.003}{(F_Y / E)} + 0.003 \right]$$

Valuando tenemos:

$$A_s = 134.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{MIN}} = 45.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{MAX}} = 227.11 \text{ cm}^2$$

$$\ggggg A_s = 134.06 \text{ cm}^2$$

$$\ggggg 17 \text{ No. } 10 = 134.64 \text{ cm}^2$$

El armado quedará de la siguiente manera: cama superior, parilla de acero No. 10 @ 0.12 mts. en ambos sentidos; cama inferior, parilla de acero No. 10 @ 0.11 mts. en ambos sentidos.

### **Refuerzo adicional**

$$1.00 \text{ m. ----- } A_{S \text{ AD}} = 5.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ AD}} = 5.29 \text{ cm}^2$$

$$\ggggg A_{S \text{ AD}} = 3 \text{ No. } 5 = 5.94 \text{ cm}^2$$

Lo cual indica que la base tendrá una tercera parilla ubicada a un tercio del peralte, y constará de acero No. 5 @ 0.35 mts. en ambos sentidos.

\*\* Ver detalles estructurales en planos finales, ( **Apéndice 1** ).

### **Nota:**

La base o zapata de la pila central cumple con todos los chequeos en las condiciones mencionadas ( dimensiones y armado ), por lo tanto, no es necesario incluir pilotes en la misma, ya que se estaría sobrediseñando la cimentación y, ocasionaría un sobre costo innecesario para el proyecto.

## 2.1.7 Presupuesto del proyecto

Para determinar el costo del proyecto se procede a calcular la cantidad de materiales, mano de obra ( tanto calificada, como no calificada ), y subcontratos, que son necesarios durante todo el proyecto para obtener los costos directos; con base en ello, se calculan los costos indirectos como lo son los gastos administrativos, honorarios, etc., con el total de todo lo mencionado se obtendrá el costo de ejecución del proyecto.

**Tabla XV. Presupuesto del proyecto.**

### Presupuesto de materiales y mano de obra

**Proyecto :** Puente vehicular .  
**Comunidad :** Caserío Los Mangales.  
**Municipio :** San Jerónimo .  
**Departamento :** Baja Verapaz .



<b>1.- Preliminares :</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Acondicionamiento del terreno	1.00	Global	5,000.00	5,000.00
2	Bodega y guardianía	1.00	Global	5,000.00	5,000.00
3	Desviar cauce del río <i>(época de verano)</i>	1.00	Global	20,000.00	20,000.00
4	Trazo y nivelación	125.00	ml	100.00	12,500.00
5	Excavación estructural				
	(renta de retroexcavadora)	1,475.00	m <sup>3</sup>	3.00	4,425.00
<b>Sub-total :</b>					<b>46,925.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>2,346.25</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>49,271.25</b>

<b>2.- Muros de concreto ciclópeo ( 2 estribos ) :</b>					
<b>Materiales</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q)</b>
1	Piedra bola	500.00	m <sup>3</sup>	150.00	75,000.00
2	Cemento gris	2,200.00	Sacos	45.00	99,000.00
3	Arena de río	186.00	m <sup>3</sup>	125.00	23,250.00
4	Piedrín triturado	260.00	m <sup>3</sup>	190.00	49,400.00
5	Formaleta ( doble uso )	3,230.00	Pie-tabla	4.00	12,920.00
6	Clavos de 3"	75.00	Lbs	6.00	450.00
7	Alambre de amarre	50.00	Lbs	5.00	250.00
<b>Sub-total :</b>					<b>260,270.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>13,013.50</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>273,283.50</b>

**Nota :**

rendimiento de retroexcavadora = 120 m<sup>3</sup> / hora

costo de arrendamiento = Q. 360.00 / hora

<b>3.- Cortina y viga de apoyo ( entrada y salida ) :</b>					
<b>Materiales</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Cemento gris	48.00	Sacos	45.00	2,160.00
2	Arena de río	2.50	m <sup>3</sup>	125.00	312.50
3	Piedrín triturado	3.00	m <sup>3</sup>	190.00	570.00
4	Hierro # 4	40.00	var.	40.00	1,600.00
5	Hierro # 5	20.00	var.	58.00	1,160.00
6	Formaleta	460.00	Pie-tabla	4.00	1,840.00
7	Clavos de 3"	25.00	Lbs	6.00	150.00
8	Alambre de amarre	25.00	Lbs	5.00	125.00
<b>Sub-total :</b>					<b>7,917.50</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>395.88</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>8,313.38</b>



<b>4.- Aleros ( entrada y salida ) :</b>					
<b>Materiales</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Cemento gris	407.00	Sacos	45.00	18,315.00
2	Arena de río	18.00	m <sup>3</sup>	125.00	2,250.00
3	Piedrín triturado	23.00	m <sup>3</sup>	190.00	4,370.00
4	Hierro # 4	200.00	var.	40.00	8,000.00
5	Hierro # 5	160.00	var.	58.00	9,280.00
6	Hierro # 6	128.00	var.	90.00	11,520.00
7	Formaleta	2,650.00	Pie-tabla	4.00	10,600.00
8	Clavos de 3"	75.00	Lbs	6.00	450.00
9	Alambre de amarre	150.00	Lbs	5.00	750.00
<b>Sub-total :</b>					<b>65,535.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>3,276.75</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>68,811.75</b>

<b>5.- Pila central ( zapata + columna + viga de apoyo ) :</b>					
<b>Materiales</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Cemento gris	1,265.00	Sacos	45.00	56,925.00
2	Arena de río	54.00	m <sup>3</sup>	125.00	6,750.00
3	Piedrín triturado	72.00	m <sup>3</sup>	190.00	13,680.00
4	Hierro # 3	53.00	var.	25.00	1,325.00
5	Hierro # 4	33.00	var.	40.00	1,320.00
6	Hierro # 5	4.00	var.	58.00	232.00
7	Hierro # 6	38.00	var.	90.00	3,420.00
8	Hierro # 10	504.00	var.	300.00	151,200.00
9	Formaleta	550.00	Pie-tabla	4.00	2,200.00
10	Clavos de 3"	100.00	Lbs	6.00	600.00
11	Alambre de amarre	200.00	Lbs	5.00	1,000.00
<b>Sub-total :</b>					<b>238,652.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>11,932.60</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>250,584.60</b>

<b>6.- Vigas principales ( 4 vigas ) :</b>					
<b>Materiales</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Cemento gris	1,176.00	Sacos	45.00	52,920.00
2	Arena de río	50.00	m <sup>3</sup>	125.00	6,250.00
3	Piedrín triturado	68.00	m <sup>3</sup>	190.00	12,920.00
4	Hierro # 4	180.00	var.	40.00	7,200.00
5	Hierro # 6	68.00	var.	90.00	6,120.00
6	Hierro # 8	68.00	var.	200.00	13,600.00
7	Hierro # 10	228.00	var.	300.00	68,400.00
8	Formaleta	2,100.00	Pie-tabla	4.00	8,400.00
9	Clavos de 3"	90.00	Lbs	6.00	540.00
10	Alambre de amarre	30.00	Lbs	5.00	150.00
<b>Sub-total :</b>					<b>176,500.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>8,825.00</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>185,325.00</b>

<b>7.- Diafragmas ( 4 interiores y 4 exteriores ) :</b>					
<b>Materiales</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Cemento gris	83.00	Sacos	45.00	3,735.00
2	Arena de río	4.00	m <sup>3</sup>	125.00	500.00
3	Piedrín triturado	5.00	m <sup>3</sup>	190.00	950.00
4	Hierro # 3	34.00	var.	25.00	850.00
5	Hierro # 4	13.00	var.	40.00	520.00
6	Hierro # 5	9.00	var.	58.00	522.00
7	Hierro # 6	9.00	var.	90.00	810.00
8	Hierro # 9	12.00	var.	250.00	3,000.00
9	Formaleta	305.00	Pie-tabla	4.00	1,220.00
10	Clavos de 3"	10.00	Lbs	6.00	60.00
11	Alambre de amarre	24.00	Lbs	5.00	120.00
<b>Sub-total :</b>					<b>12,287.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>614.35</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>12,901.35</b>

**8.- Losa ( 2 claros ) :**

<b>Materiales</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Cemento gris	356.00	Sacos	45.00	16,020.00
2	Arena de río	16.00	m <sup>3</sup>	125.00	2,000.00
3	Piedrín triturado	21.00	m <sup>3</sup>	190.00	3,990.00
4	Hierro # 4	308.00	var.	40.00	12,320.00
5	Hierro # 5	218.00	var.	58.00	12,644.00
6	Formaleta	1,200.00	Pie-tabla	4.00	4,800.00
7	Clavos de 3"	50.00	Lbs	6.00	300.00
8	Alambre de amarre	160.00	Lbs	5.00	800.00
<b>Sub-total :</b>					<b>52,874.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>2,643.70</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>55,517.70</b>

**9.- Banqueta + mordiente ( 2 claros ) :**

<b>Materiales</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Cemento gris	208.00	Sacos	45.00	9,360.00
2	Arena de río	9.00	m <sup>3</sup>	125.00	1,125.00
3	Piedrín triturado	12.00	m <sup>3</sup>	190.00	2,280.00
4	Hierro # 4	185.00	var.	40.00	7,400.00
5	Formaleta	540.00	Pie-tabla	4.00	2,160.00
6	Clavos de 3"	25.00	Lbs	6.00	150.00
7	Alambre de amarre	60.00	Lbs	5.00	300.00
8	Tubería H.G. Diámetro 3"	15.00	Tubos	1,100.00	16,500.00
<b>Sub-total :</b>					<b>39,275.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>1,963.75</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>41,238.75</b>

<b>10.- Postes y barandal ( 2 claros ) :</b>					
<b>Materiales</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Cemento gris	16.00	Sacos	45.00	720.00
2	Arena de río	1.00	m <sup>3</sup>	125.00	125.00
3	Piedrín triturado	1.00	m <sup>3</sup>	190.00	190.00
4	Hierro # 2	40.00	var.	12.00	480.00
5	Hierro # 4	32.00	var.	40.00	1,280.00
6	Formaleta	360.00	Pie-tabla	4.00	1,440.00
7	Clavos de 3"	25.00	Lbs	6.00	150.00
8	Alambre de amarre	25.00	Lbs	5.00	125.00
9	Tubería H.G. Diámetro 2"	17.00	Tubos	750.00	12,750.00
<b>Sub-total :</b>					<b>17,260.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>863.00</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>18,123.00</b>

<b>11.- Relleno y compactación de aproches ( entrada y salida ) :</b>					
<b>Materiales</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Material selecto	1,000.00	m <sup>3</sup>	150.00	150,000.00
<b>Sub-total :</b>					<b>150,000.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>7,500.00</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>157,500.00</b>

<b>12.- Herramientas :</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Azadones	10.00	U	100.00	1,000.00
2	Barretas	5.00	U	200.00	1,000.00
3	Carretillas de Mano	10.00	U	225.00	2,250.00
4	Cedazo	25.00	Yarda	30.00	750.00
5	Cubetas concreteras	40.00	U	25.00	1,000.00
6	Manguera de 100 pies (1/2")	10.00	U	200.00	2,000.00
7	Palas	15.00	U	100.00	1,500.00
8	Piochas	15.00	U	100.00	1,500.00
9	Toneles	20.00	U	200.00	4,000.00
<b>Sub-total :</b>					<b>15,000.00</b>

<b>13.- Mano de obra (albañilería) :</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Maestro de Obra ( 1 * 6 meses )	6.00	salarios	4,000.00	24,000.00
2	Albañiles ( 10 * 6 meses )	60.00	salarios	2,500.00	150,000.00
3	Ayudantes de albañil ( 10 * 6 meses )	60.00	salarios	1,800.00	108,000.00
4	Guardián / Bodeguero ( 1 * 6 meses )	6.00	salarios	3,500.00	21,000.00
5	Prestaciones laborales	1.00	global	75,750.00	75,750.00
<b>Sub-total :</b>					<b>378,750.00</b>

<b>14.- Ingeniería :</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Supervisión de Ingeniero Civil	24.00	visita	750.00	18,000.00
2	Viáticos para Supervisión	24.00	viático	500.00	12,000.00
<b>Sub-total :</b>					<b>30,000.00</b>

<b>Total costo directo :</b>	<b>1,544,620.28</b>
------------------------------	---------------------

<b>Costo indirecto 25% :</b>	<b>386,155.07</b>
------------------------------	-------------------

<b>Costo total del proyecto ( en quetzales Q. ) :</b>	<b>1,930,775.34</b>
<b>En dólares, tipo de cambio \$ 1.00 = Q. 7.65 :</b>	<b>252,388.93</b>

<b>Costo por metro lineal ( en quetzales Q. ) :</b>	<b>38,615.51</b>
<b>En dólares, tipo de cambio \$ 1.00 = Q. 7.65 :</b>	<b>5,047.78</b>

**Tabla XVI. Resumen de presupuesto del proyecto.**

**Resumen de presupuesto**

**Proyecto :**            **Puente vehicular .**  
**Comunidad :**       **Caserío Los Mangales.**  
**Municipio :**        **San Jerónimo .**  
**Departamento :**   **Baja Verapaz .**



<b>No.</b>	<b>Renglón</b>	<b>Costo</b>
1	Preliminares	49,271.25
2	Muros de concreto ciclópeo	273,283.50
3	Cortina + Viga de apoyo	8,313.38
4	Aleros	68,811.75
5	Pila central	250,584.60
6	Vigas principales	185,325.00
7	Diafragmas	12,901.35
8	Losa	55,517.70
9	Banqueta + mordiente	41,238.75
10	Poste y barandal	18,123.00
11	Relleno y compactación de aproches	157,500.00
12	Herramientas	15,000.00
13	Mano de obra	378,750.00
14	Ingeniería	30,000.00
<b>Total gastos directos :</b>		<b>1,544,620.28</b>
<b>Costo indirecto 25% :</b>		<b>386,155.07</b>
<b>Costo total del proyecto ( en quetzales Q. ) :</b>		<b>1,930,775.34</b>
<b>En dólares, tipo de cambio \$ 1.00 = Q. 7.65 :</b>		<b>252,388.93</b>
<b>Costo por metro lineal ( en quetzales Q. ) :</b>		<b>38,615.51</b>
<b>En dólares, tipo de cambio \$ 1.00 = Q. 7.65 :</b>		<b>5,047.78</b>

### **2.1.8 Impacto ambiental**

Todo tipo de construcciones, al igual que toda actividad realizada por el ser humano en la tierra, genera cierto impacto en los componentes ambientales, ya sea por factores físicos, biológicos, o sociales; dicho impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones, o neutro. El objetivo principal es tener en cuenta las normativas que existen en la actualidad respecto a la ley ambiental, y así, lograr que cada proyecto que se ejecute cause el menor daño posible a la comunidad.

#### **➤ Principios de evaluación**

De acuerdo con las normativas ambientales de la actualidad, pueden realizarse dos tipos de estudios de impacto ambiental, el primero es el impacto no significativo o evaluación rápida, y el segundo es el impacto significativo o evaluación general.

#### **Impacto ambiental no significativo**

Consiste básicamente en un breve estudio realizado mediante una visita de observación al sitio del proyecto, por parte de técnicos en la materia aprobados por el Ministerio de Ambiente y por parte del interesado; el criterio se basa en proyectos de las mismas características en cuanto a tamaño, ubicación, y otros indicadores que se consideren pertinentes según sea el caso.

## **Impacto ambiental significativo**

Generalmente se desarrolla en dos fases:

- Fase preliminar o de factibilidad, la cual debe contar con:
  - 1.- Datos de la persona interesada, individual o jurídica.
  - 2.- Descripción del proyecto y escenario ambiental; (natural, social, y humano).
  - 3.- Principales impactos y medidas de mitigación.
  - 4.- Sistemas de disposición de desechos.
  - 5.- Plan de contingencia.
  - 6.- Plan de seguridad humana.
  - 7.- Otros datos que se consideren necesarios.
  
- Fase completa:

Generalmente se aplica a proyectos con grandes impactos, y debe ser un estudio lo más completo posible, que además de cumplir con lo establecido en la fase preliminar responda a las siguientes interrogantes:

- 1.- ¿Qué sucederá al medio ambiente como resultado de la ejecución del proyecto?
- 2.- ¿Cuál es el alcance de los cambios que sucederán?
- 3.- ¿Qué importancia tienen los cambios?
- 4.- ¿Qué puede hacerse para prevenirlos o mitigarlos?
- 5.- ¿Qué opciones o posibilidades son factibles?
- 6.- ¿Qué piensa la comunidad del proyecto?



Toda autorización derivada de un estudio de evaluación de impacto ambiental significativo, deberá garantizar su cumplimiento por parte de la persona interesada, individual o jurídica, por medio de una fianza que será determinada por el Ministerio de Ambiente.

### **Plan de gestión ambiental**

Para la construcción de un puente vehicular los impactos se consideran poco significativos, por lo que se puede realizar una evaluación rápida, dicha evaluación debe contener información básica y establecer con suficiente nivel de detalle los impactos negativos previstos con sus respectivas medidas de mitigación.

#### **➤ Evaluación rápida**

### **Información sobre el proyecto**

- a) Nombre de la comunidad: Caserío Los Mangles
- b) Municipio: San Jerónimo
- c) Departamento: Baja Verapaz

### **Tipo de proyecto**

- Puente vehicular de una vía, de concreto armado en camino rural.

### **Consideraciones especiales**

- Todos los parámetros que se consideren pertinentes al caso y que sean identificados en el departamento de planificación o durante las visitas de campo.

### **Consideraciones sobre áreas protegidas**

- Las áreas que se encuentran incluidas dentro del Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas (SIGAP).
- a) ¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida?  
R/ no.
- b) Nombre del área protegida:  
R/ no aplica.
- c) Categoría de manejo del área protegida:  
R/ no aplica.
- d) Base legal de la declaratoria del área protegida:  
R/ no aplica.
- e) Ente administrador del área protegida:  
R/ no aplica.
- f) Ubicación del proyecto dentro de la zonificación del área protegida:  
R/ no se encuentra dentro de zonas protegidas.
- g) Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP:  
R/ el proyecto no requiere un estudio de impacto ambiental.

### **Consideraciones sobre ecosistemas naturales**

**a)** ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural?

**R/** no.

**b)** Estado actual del ecosistema:

**R/** no aplica.

### **Otras consideraciones**

Cruza el proyecto alguna de las siguientes zonas:

**a)** Zona de alto valor escénico: no.

**b)** Área turística: no.

**c)** Sitio ceremonial: no.

**d)** Sitio arqueológico: no.

**e)** Área de protección agrícola: no.

**f)** Área de asentamiento humano: no.

**g)** Área de producción forestal: no.

**h)** Área de producción pecuaria: no.

## Identificación de impactos ambientales

- Proyección de impactos durante la construcción

**Tabla XVII. Impactos negativos generados durante la ejecución.**

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
Deslaves de material	X		
Erosión de cortes	X		
Disposiciones inadecuadas de materiales de desperdicio	X		
Alteración del drenaje superficial	X		
Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción	X		
Contaminación del aire por polvo generado en construcción	X		
Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes		X	
Riesgos para la salud de los trabajadores	X		
Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra	X		

Fuente: municipalidad.

- Proyección de impactos durante la operación

**Tabla XVIII. Impactos negativos generados durante la operación.**

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	Comité Mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
Erosión de cortes	X	X	
Accidentes de tránsito	X		
Accidentes a peatones	X		
Reasentamiento involuntario			X

Fuente: municipalidad.



## **2.2. Diseño de alcantarillado sanitario para la colonia La Chivera, zona 3, San Jerónimo, Baja Verapaz.**

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

El proyecto en mención consiste en el diseño de la red de alcantarillado sanitario para la comunidad de la colonia La Chivera, situada en la zona 3 del casco urbano de San Jerónimo, la cual estará compuesta por red principal de drenaje, con una longitud aproximada de 1,750 metros, pozos de visita, conexiones domiciliarias, cálculo y dibujo de planos, y presupuesto, tomando en consideración todos los factores y parámetros que sean de importancia respecto a las necesidades de la población a beneficiar.

Cabe mencionar que actualmente la población en su mayoría cuenta únicamente con letrinas, y las aguas servidas son expulsadas a las calles, y en muy pocos casos se cuenta con fosa séptica propia. La función principal del sistema de alcantarillado sanitario será transportar por medio de tuberías las aguas servidas hacia un lugar específico para su adecuado tratamiento, y pasado este proceso, hacia un desfogue respectivo.

### **2.2.2. Levantamiento topográfico**

El levantamiento consistió en una poligonal abierta formada por ángulos y tangentes, y debido al tipo de aparato que se utilizó, no se hicieron lecturas de hilos ni de ángulos verticales; se efectuaron las diferencias de nivel en todos los puntos base de la red de drenaje con el objeto de obtener elevaciones y pendientes adecuadas para un buen funcionamiento del sistema, permitiendo así, determinar un diseño óptimo en cuanto al sentido del flujo en las tuberías.

Para el desarrollo de dicha labor se utilizó el equipo siguiente:

- Teodolito ( Estación Total ) marca Sokia SET-SF.
- Estadia de acero inoxidable con prisma, de 4 metros.
- Cinta métrica.
- Plomadas.
- Machetes.
- Estacas.

#### **2.2.2.1 Desarrollo de libreta topográfica**

##### **➤ Planimetría**

Para sistemas de alcantarillado sanitario la planimetría nos permite tener una visión bastante clara de la ubicación de la tubería a través de las calles, así como también de los pozos de visita y de las obras especiales que se agreguen al sistema. Para este caso en particular se utilizó una poligonal abierta y se analizó mediante el método de conservación de azimut.

##### **➤ Altimetría**

Es la rama de la topografía que permite definir los niveles de una porción de terreno, es decir, la variación de alturas que existe respecto a un plano horizontal dentro del mismo. Para el proyecto en mención se utilizó nivelación simple.

### 2.2.3. Estudio de suelos

Generalmente para proyectos de alcantarillado sanitario no se realizan pruebas de laboratorio para un estudio exhaustivo del suelo sobre el cual se ejecutará el proyecto; para este caso en particular, se tuvo la oportunidad de realizar el análisis correspondiente al suelo del sector y por lo tanto se hizo un estudio basado en las pruebas aplicables para este tipo de proyectos las cuales son:

- Granulometría
- Proctor
- CBR

El objetivo primordial del análisis es garantizar la seguridad del proyecto a la hora de la ejecución, ya que se considera que el territorio es húmedo, y en determinados sectores arenoso, creando cierta incertidumbre en la población trabajadora. Según los resultados es posible determinar las medidas preventivas que deben tenerse en cuenta al ejecutar la obra.

\*\* Ver resultados de estudio de suelos, ( **Apéndice 1** ).



#### **2.2.4. Diseño del sistema**

Un sistema de alcantarillado puede ser:

➤ **Sanitario**

Es el que conduce aguas residuales de origen domestico, industrial, y comercial, el diámetro mínimo a utilizar para este sistema es de 8" en tubería de cemento para área rural, y 10" en tubería de cemento para área urbana.

➤ **Pluvial**

Es el que conduce aguas de lluvia o de precipitaciones, el diámetro mínimo que puede utilizarse para este sistema es 14" en tubería de cemento.

➤ **Separativo**

Es el que conduce tanto aguas de lluvia como residuales, pero como su nombre lo indica, cada una en tuberías separadas.

➤ **Combinado**

Es el que conduce tanto aguas de lluvia como residuales, dentro del mismo sistema de tuberías, el diámetro mínimo a utilizar que se recomienda es de 10" en tubería de cemento.

#### **2.2.4.1 Descripción del sistema a utilizar**

El sistema a utilizar para este proyecto será el de alcantarillado sanitario, es decir que los flujos por conducir serán provenientes de aguas residuales de origen doméstico, en todo el sector del proyecto no existe ningún tipo de industria ni comercio de gran magnitud, por lo que no se tomarán en cuenta los caudales de tipo comercial e industrial.

La longitud aproximada para la red de drenajes es de 1,750 mts., y la tubería a utilizar será de cemento según petición de la municipalidad.

#### **2.2.4.2 Especificaciones técnicas**

Se utilizaron principalmente las normas del INFOM y ASTM para este tipo de sistemas, teniendo en cuenta todos los factores que afectan el diseño.

- La tubería a utilizar en la construcción del colector general será de cemento, con diámetro variable según las características de cada tramo, siempre y cuando cumpla con las especificaciones de las normas ASTM C-14 y ASTM C-76, para tuberías de cemento, con los parámetros aplicables al proyecto.
- La profundidad mínima de la tubería del colector general será de 1.20 metros sobre la corona del tubo.
- Las paredes de los pozos de visita estarán construidas de ladrillo de barro cocido cubiertas con alisado de cemento, y el fondo constará de una fundición de concreto con espesor de 10 centímetros.

- La profundidad mínima de los pozos de visita será de 1.20 metros.
  
- Se colocarán pozos de visita en los casos siguientes :
  - En cambios de diámetro.
  - En cambios de pendiente.
  - En cambios de dirección de la tubería.
  - Al inicio de cada ramal del sistema.
  - En las intersecciones de tuberías colectoras.
  - En distancias no mayores de 100 metros.
  
- La cota invert del tubo de salida de cada pozo estará 3.00 centímetros abajo de la cota invert del tubo de entrada al pozo.
  
- Para facilitar la inspección y limpieza de los pozos se colocarán escalones mediante varillas de hierro.
  
- Las candelas para las conexiones domiciliarias constarán de tubería de concreto de 12" de diámetro con fundición en el fondo y tapadera.
  
- En los tramos en que la pendiente es demasiado pequeña se procurará acumular la mayor cantidad de caudal para que generen mayor velocidad.
  
- Para unir la tubería del colector general se utilizarán anillos de mortero, los cuales tendrán 1.5" hacia cada lado de los tubos y un espesor de  $\frac{1}{4}$ ", cubiertos con alisado de cemento.

### **2.2.4.3 Diseño hidráulico**

#### **2.2.4.3.1 Periodo de diseño**

Se optó por tomar un periodo de diseño de 20 años, según normas del INFOM ( Instituto de Fomento Municipal ), además de tomar en cuenta otros factores relativos a la población como por ejemplo sus recursos económicos, y también otros factores como los materiales y su vida útil.

#### **2.2.4.3.2 Población de diseño**

Es considerada como la población futura, y es el dato que nos permite determinar la magnitud de caudales que correrán por la tubería; el estudio de la población futura en conjunto con el periodo de diseño, y el análisis de los censos existentes, nos permiten visualizar la manera en que se comporta el crecimiento poblacional en determinado sector. Además, en dicho incremento poblacional debe tenerse en cuenta los factores de natalidad, mortalidad y migración de los habitantes.

Para el cálculo de la población futura el método más recomendable es el de incremento geométrico, ya que es el que se apega a la realidad del crecimiento poblacional de nuestro medio. Para el efecto, se aplicó una tasa de crecimiento de 2.734%.

$$P_F = P_A * (1 + r)^N$$

Donde:

$P_F$  = población futura

$P_A$  = población actual

$r$  = tasa de crecimiento

$N$  = periodo de diseño

Por lo tanto:

$$P_F = 432 * (1 + 0.02734)^{20} = 741 \text{ habitantes.}$$

#### **2.2.4.3.3 Dotación**

Según las características del sector y de su población se asignó una dotación de agua de 125 lt/hab/día; el servicio de agua potable es eficiente las 24 horas del día, no existe un sistema de medición, y su sistema de riego es a través del canal que transporta agua del río.

#### **2.2.4.3.4 Factor de retorno**

Es el porcentaje de agua potable que es devuelto hacia el drenaje después de haber prestado un servicio de uso y utilidad, este factor se encuentra para nuestro medio dentro de un rango que oscila entre 70 y 80% de la dotación; para el presente diseño se tomó un factor de retorno de 80%.

#### 2.2.4.3.5 Factor de flujo instantáneo

Conocido también como factor de Harmond, es un factor de seguridad que involucra al número de habitantes a servir en un tramo determinado; este factor actúa principalmente en las horas pico, es decir, en las horas en que más se utiliza el sistema de drenaje.

Para cada tramo se calcula de la siguiente manera:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P/1,000}}{4 + \sqrt{P/1,000}} = \frac{18 + \sqrt{741/1,000}}{4 + \sqrt{741/1,000}} = 3.88$$

Donde:

FH = factor de flujo instantáneo que debe oscilar entre 1.5 y 4.5

P = población analizada

#### 2.2.4.3.6 Caudal sanitario

Conocido para términos de cálculo como caudal medio, es la suma de todos los posibles aportes de caudal que pueda tener el sistema de drenajes.

##### 2.2.4.3.6.1 Caudal domiciliar

Es el aporte directo por parte de las casas, del uso de agua de los habitantes, ya sea por motivos de higiene personal, aseo del hogar, preparado de alimentos, evacuación de desechos fisiológicos, etc.

Se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{\text{DOM}} = \frac{\text{Dot.} * \text{Población} * F_{\text{RET}}}{86,400} = \frac{125 * 741 * 0.80}{86,400} = 0.86 \text{ lts/seg.}$$

Donde:

Dot. = dotación de agua ( 125 lts/hab/día ).

Población = población analizada ( 741 habitantes ).

F<sub>RET</sub> = factor de retorno ( 80% ).

#### **2.2.4.3.6.2 Caudal de infiltración**

Éste depende de varios factores del proyecto, por ejemplo: la profundidad del nivel freático, la profundidad de la tubería, el tipo de tubería que se va a utilizar, la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas que tendrá la tubería, la calidad de la mano de obra utilizada, la calidad de los materiales, y el grado de supervisión técnica con que se cuente.

La dotación de infiltración oscila entre 12,000 y 18,000 lts/km/día, teniendo en cuenta la longitud total del proyecto, incluyendo los ramales de las conexiones domiciliarias.

$$L_{\text{TOTAL}} = L_{\text{COLECTOR}} + L_{\text{RAMALES}} = 1,750 + 450 = 2,200 \text{ mts.}$$

$$\gggg \gg Q_{\text{INF}} = 15,000 * 2.2 / 86,400 = 0.38 \text{ lts/seg.}$$

#### 2.2.4.3.6.3 Caudal de conexiones ilícitas

Esta compuesto por el aporte de agua de lluvia que se introduce al sistema de alcantarillado proveniente de bajadas pluviales conectadas a la red de drenaje. Según UNEPAR-INFOM, la manera mas adecuada de tomar en cuenta este aporte es aumentando el caudal domiciliar en un 10%.

$$Q_{ILIC} = 0.10 * Q_{DOM} = 0.10 ( 0.85 ) = 0.08 \text{ lt/s.}$$

#### 2.2.4.3.7 Factor de caudal medio

Matemáticamente lo constituye el producto de dividir el caudal sanitario entre la población, tomando en cuenta todos los aportes de caudal con que cuenta el sistema de alcantarillado.

$$Q_{SAN} = Q_{DOM} + Q_{INF} + Q_{ILIC}$$
$$Q_{SAN} = 0.86 + 0.38 + 0.08 = 1.32 \text{ lt/s}$$

$$\gggg F_{QM} = Q_{SAN} / \text{población} \geq 0.002 \text{ y } \leq 0.005$$

$$F_{QM} = 1.32 / 741 = 0.0018 < 0.002$$

$$\gggg F_{QM} = 0.002$$

#### 2.2.4.3.8 Caudal de diseño

También llamado caudal máximo, es la estimación que se hace de la cantidad de aguas servidas que fluyen a través del sistema en un momento determinado, se calcula de la siguiente manera:



$$Q_{DIS} = F_{QM} * FH * población$$

$$Q_{DIS} = 0.002 * 3.88 * 741 = 5.75 \text{ lts/seg.}$$

#### **2.2.4.3.9 Selección del tipo de tubería**

En la actualidad se recomienda para todo tipo de proyectos de alcantarillado utilizar tubería plástica o PVC, debido al fácil manejo que esta tubería proporciona y a la diversidad de accesorios que existen de este material, teniendo únicamente la desventaja de que su costo es relativamente más alto respecto al de la tubería de cemento.

Para el caso de este proyecto, la tubería a utilizar será de cemento debido a que la municipalidad ya tiene contemplado el monto disponible para el proyecto y no es posible aumentarlo; además, siendo un proyecto de urgencia para la comunidad, se decidió utilizar este tipo de tubería ya que es la que se ha utilizado en la mayoría de ocasiones y no ha causado ningún problema.

La tubería de cemento es perfectamente confiable siempre y cuando cumpla con las especificaciones técnicas de nuestro medio en lo referente a resistencia, grado de infiltración, entre otras; las normas principales para tubería de cemento son ASTM C-14 y ASTM C-76.

#### **2.2.4.3.10 Diámetros de tubería**

Para determinar el diámetro de la tubería que se va a utilizar en el diseño deben tenerse en cuenta varios aspectos técnicos muy importantes como lo son el flujo dentro de la misma, el factor de rugosidad, el grado de obstrucción, etc.

Según el INFOM, los diámetros mínimos de tubería para sistemas de alcantarillado sanitario son:

**Tabla XIX. Diámetros mínimos de tubería para drenajes.**

Descripción	Tubería de concreto	Tubería PVC
Tubería principal	8"	6"
Conexiones domiciliarias	6"	4"

#### **2.2.4.3.11 Diseño de secciones y pendientes**

Se recomienda que la pendiente de la tubería sea lo mas próxima posible a la del terreno, para evitar sobre costo por excavación excesiva, teniendo siempre presente que debe cumplirse con las relaciones hidráulicas, y las velocidades permisibles. Los diámetros de la tubería pueden variar para cada tramo según criterio del diseñador, al igual que la pendiente, siempre y cuando cumplan con las normativas mencionadas anteriormente.

Para el diseño de un sistema de drenajes por gravedad, se utiliza el criterio de flujo en canales abiertos, ya que trabaja de esa manera.

#### **2.2.4.3.12 Velocidades máximas y mínimas**

Para nuestro medio según el INFOM, la velocidad de flujo mínima dentro de la alcantarilla teniendo en cuenta que se utilizará tubería de cemento es de 0.60 m/seg., evitando de esta manera ocasionar sedimentación de los sólidos que transporta el flujo.

En las mismas circunstancias, la velocidad máxima permisible es 3.00 m/seg., evitando que el flujo erosione y como consecuencia dañe la tubería; cuando la velocidad no se encuentre dentro del rango mencionado, deberá modificarse la pendiente hasta cumplir con el rango de velocidad. Además, se recomienda hacer un chequeo de la velocidad de los flujos tanto para el caudal de la población actual, como para el de la población futura.

Según el INFOM la velocidad debe estar entre los rangos siguientes:

$$0.40 \text{ m/seg.} \leq V \leq 5.00 \text{ m/seg.} \quad \text{Para tubería PVC.}$$

$$0.60 \text{ m/seg.} \leq V \leq 3.00 \text{ m/seg.} \quad \text{Para tubería de cemento.}$$

#### ➤ **Cálculo de la velocidad**

Para el cálculo de la velocidad del flujo se utiliza la fórmula de manning para canales abiertos:

$$V = \left( \frac{0.03429}{n} \right) * \phi^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$\phi$  = diámetro en pulgadas.

V = velocidad en m/seg.

S = pendiente de la tubería en %.

n = rugosidad de la tubería.

#### **2.2.4.3.13 Cotas invert**

Se le llama cota invert, a la distancia existente entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior del interior de la tubería. Para el cálculo de las mismas se toma como base la pendiente del terreno y la distancia entre pozos.

Muy importante:

- La cota invert de salida de un pozo se colóca al menos 3 cms. más baja que la cota invert de entrada de la tubería más baja que llegue al pozo.
- Cuando en un pozo de visita, entre una o varias tuberías y salga otra de distinto diámetro, la cota invert de salida será como mínimo la diferencia entre los diámetros de las mismas.

#### **2.2.4.3.14 Pozos de visita**

Son elementos fundamentales en todo sistema de alcantarillado sanitario, y son empleados generalmente como accesos al sistema con el fin de realizar trabajos de inspección y limpieza. Según las normas para construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- Al inicio de cada ramal.
- En la intersección de varias tuberías.
- En distancias no mayores a 100 mts.
- En todo cambio de dirección o de pendiente.
- Cuando exista cambio de diámetro en las tuberías.

Para el presente proyecto los pozos tendrán una sección circular levantada con ladrillo tayuyo de 6.50 x 11.00 x 23.00 cms., unidos con sabieta, con un diámetro interno total de 1.20 mts.; el piso será de concreto, y a la vez servirá de cimiento para el levantado, formando una media caña según la dirección de la pendiente. El brocal será de concreto armado con acero No. 2 y No. 4, la tapadera del pozo será de concreto armado con acero No. 4 y se hará según el diseño; cada pozo deberá tener escalones de acero No. 6 espaciados a cada 40 cms.

\*\* Ver detalles estructurales en planos finales, ( **Apéndice 1** ).

#### **2.2.4.3.15 Conexiones domiciliarias**

Su finalidad es descargar las aguas servidas provenientes de las casas o edificios y llevarlas al colector central; se componen de la caja o candela que constará para este proyecto, de tubería de cemento de 12" de diámetro colocado verticalmente con una altura mínima de 1.00 mt., y el piso será de concreto con acero No. 2, además, deberá tener una tapadera que permita la inspección y limpieza de la candela, la cual para este caso será también de concreto con acero No. 2.

La tubería secundaria es la que une la candela domiciliar con el colector central, y constará de tubería de cemento de 6" de diámetro con una pendiente mínima de 2% y máxima de 6%, a efecto de evacuar el agua adecuadamente. La unión de la tubería secundaria con el colector central deberá realizarse a un ángulo de 45° a favor de la dirección del flujo.

Teniendo como principal argumento la disminución de costos, las conexiones domiciliarias pueden ser:

- **Individuales:** cuando su finalidad es transportar las aguas residuales hacia el colector central provenientes de una sola vivienda o edificio.
- **Conjuntas:** cuando dos viviendas comparten la misma conexión domiciliar, conduciendo las aguas residuales hacia el colector central de la misma manera.

#### **2.2.4.3.16 Profundidad de la tubería**

Se determina mediante el cálculo de las cotas invert, chequeando que toda la tubería cuente con un recubrimiento adecuado para evitar que pueda dañarse por el paso de vehículos, peatones, o cualquier objeto pesado. Se recomienda que la profundidad mínima sea:

- 1.00 mt. —————> para tránsito normal ( menor a 200 quintales ).
- 1.50 mts. —————> para tránsito pesado ( mayor a 200 quintales ).

#### **2.2.4.3.17 Principios hidráulicos**

El funcionamiento hidráulico del colector central obedece a flujos no permanentes (caudales variables en espacio y tiempo), gradualmente variados, pero dadas las condiciones de evaluación de caudales del proyecto, el procedimiento de cálculo se basará en suponer que el flujo es permanente y uniforme en el conducto.

### 2.2.4.3.18 Relaciones hidráulicas

Para el diseño del sistema se trabaja con tubería parcialmente llena, el resultado del caudal de diseño  $q$  se relaciona con el caudal hidráulico a sección llena, luego con el valor de la relación de caudales  $q/Q$ , y con la ayuda de las tablas de elementos hidráulicos de sección transversal circular, se logra determinar la velocidad y tirante hidráulico a sección parcialmente llena.

Al utilizar las tablas, se debe localizar el valor mas aproximado al resultado de la relación  $q/Q$ , al obtenerlo, se ubica en la misma fila la relación  $v/V$ , y se multiplica por el valor obtenido de velocidad a sección llena, para obtener la velocidad a sección parcial.

### 2.2.4.3.19 Ejemplo de cálculo

Para mostrar el proceso de diseño de cada tramo se calculará paso a paso el tramo de PV-3 a PV-4.

Datos:

- Cota inicial de terreno.....101.64
- Cota final de terreno.....100.00
- Distancia horizontal.....90.67
- Taza de crecimiento.....2.734 %
- Periodo de diseño.....20 años
- Densidad de vivienda.....6 hab/casa
- Dotación de agua potable.....125 lt/hab/día
- Factor de retorno.....0.80
- Material a utilizar .....Tubería de cemento

- Coeficiente de rugosidad.....0.015
- Factor de caudal medio.....0.002

Por lo tanto:

$$\text{Pendiente del terreno} = (101.64 - 100.00) / 90.67 = 0.018 = 1.81\%$$

El número de casas en el tramo es 3, y el número de casas acumuladas es 5, por lo que el total será 8 casas.

$$\gggg P_A = 8 * 6 = 48 \text{ habitantes.}$$

$$\gggg P_F = 48 (1 + 0.02734)^{20} = 82 \text{ habitantes.}$$

$$Q_{DIS} = F_{QM} * FH * \text{población}$$

$$F_{QM} = 0.002$$

$$P_A = 48 \text{ habitantes.}$$

$$P_F = 82 \text{ habitantes.}$$

$$FH_A = \frac{18 + \sqrt{48 / 1,000}}{4 + \sqrt{48 / 1,000}} = 4.32$$

$$FH_F = \frac{18 + \sqrt{82 / 1,000}}{4 + \sqrt{82 / 1,000}} = 4.27$$

$$\gggg Q_{DIS \text{ ACTUAL}} = 0.002 * 4.32 * 48 = 0.41 \text{ lts/seg.}$$

$$\gggg Q_{DIS \text{ FUTURO}} = 0.002 * 4.27 * 82 = 0.70 \text{ lts/seg.}$$



Proponiendo un diámetro de tubería de 8" y una pendiente de 1.78%, se utiliza la fórmula de Manning para calcular la velocidad y el caudal a sección llena para el tubo en dicho tramo.

$$V = \left( \frac{0.03429}{n} \right) * \phi^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = V * A$$

**La velocidad a sección llena es**

$$V = \left( \frac{0.03429}{0.015} \right) * 8^{\frac{2}{3}} * 1.78^{\frac{1}{2}} = 12.18 \text{ m/seg.}$$

**El caudal a sección llena es**

$$A = \pi r^2 = \pi ( (8 * 0.0254) / 2 )^2 = 0.0324 \text{ m}^2$$

$$\gggggg Q_{SLL} = 0.0324 * 12.18 = 0.39514 \text{ m}^3/\text{seg.} = 395.14 \text{ lts/seg.}$$

**Con estos datos se obtiene la relación q/Q actuales y futuros**

$$q/Q_{ACTUAL} = 0.41 / 395.28 = 0.001049$$

$$q/Q_{FUTURO} = 0.70 / 395.28 = 0.001777$$

Con ello, se obtiene la relación v/V de las tablas de elementos hidráulicos, dato que al multiplicarlo por la velocidad a sección llena, da como resultado la velocidad real en el tramo de tubería parcialmente llena.

$$v/V_{\text{ACTUAL}} = 0.1588$$

$$v/V_{\text{FUTURO}} = 0.1839$$

$$\gggg V_{\text{ACTUAL}} = 0.1588 * 12.18 = 1.93 \text{ m/seg.}$$

$$\gggg V_{\text{FUTURA}} = 0.1839 * 12.18 = 2.24 \text{ m/seg.}$$

De acuerdo con los resultados, queda comprobado que las velocidades de diseño cumplen con las normativas.

$$0.60 \text{ m/seg.} \leq V \leq 3.00 \text{ m/seg.} \quad \text{Para tubería de concreto.}$$

### **Cálculo de cotas invert**

$$\text{Cota invert}_{\text{INICIAL}} = \text{cota de terreno}_{\text{INICIAL}} - \text{profundidad de pozo aguas arriba}$$

$$\gggg \text{Cota invert}_{\text{INICIAL}} = 101.64 - 1.23 = 100.41$$

$$\text{Cota invert}_{\text{FINAL}} = \text{cota invert}_{\text{INICIAL}} - (\text{distancia horizontal} * S\% \text{ tubería})$$

$$\gggg \text{Cota invert}_{\text{FINAL}} = 100.41 - (90.67 * 1.78/100) = 98.80$$

### **Profundidad de pozos**

La profundidad de un pozo es la diferencia entre la cota de terreno y la cota invert.

$$\text{Profundidad de pozo}_{\text{INICIAL}} = \text{cota de terreno}_{\text{INICIAL}} - \text{cota invert}_{\text{INICIAL}}$$

$$\gggg \text{Profundidad de pozo}_{\text{INICIAL}} = 101.64 - 100.41 = 1.23 \text{ mts.}$$

Profundidad de pozo<sub>FINAL</sub> = cota de terreno<sub>FINAL</sub> – cota invert<sub>FINAL</sub>

»»»» Profundidad de pozo<sub>FINAL</sub> = 100.00 – 98.80 = 1.20 mts.

### **Volumen de excavación**

Es el producto del ancho de la zanja por el promedio de altura entre pozos por la distancia entre los mismos.

$$V_{\text{EXC}} = 0.60 * \left[ ( 1.23 + 1.20 ) / 2 \right] * 90.67 = 66.10 \text{ m}^3$$

Cada tramo se diseña de la misma manera.

### 2.2.4.3.20 Diseño de la red de alcantarillado sanitario

Tabla XX. Diseño hidráulico.

De	A	Cota de terreno		Longitud en metros	Pendiente terreno S (%)	Número de casas		Población		Q. doméstico	
		Inicial	Final			Actual	Futura	Actual	Futuro		
PV	PV					local	acum.			lts/seg.	
1	2	106.89	106.37	85.41	0.61	3	3	18	31	0.02083	0.03573
2	6	106.37	105.64	85.21	0.86	0	3	18	31	0.02083	0.03573
5	6	106.79	105.64	83.60	1.38	11	11	66	113	0.07639	0.13101
6	7	105.64	104.86	90.67	0.86	8	22	132	226	0.15278	0.26203
7	13	104.86	103.47	86.31	1.61	6	28	168	288	0.19444	0.33349
6	12	105.64	104.16	86.11	1.72	4	4	24	41	0.02778	0.04764
15	12	104.32	104.16	84.61	0.19	1	1	6	10	0.00694	0.01191
10	11	106.74	104.82	42.65	4.50	5	5	30	51	0.03472	0.05955
11	12	104.82	104.16	42.93	1.54	2	7	42	72	0.04861	0.08337
12	13	104.16	103.47	89.42	0.77	3	15	90	154	0.10417	0.17865
16	13	102.76	103.47	84.98	-0.84	2	2	12	21	0.01389	0.02382
13	14	103.47	103.98	91.66	-0.56	3	48	288	494	0.33333	0.57169
14	8	103.98	101.33	85.21	3.11	6	54	324	556	0.37500	0.64315
7	8	104.86	101.33	91.81	3.84	2	2	12	21	0.01389	0.02382
9	8	101.00	101.33	60.00	-0.55	2	58	348	597	0.40278	0.69080
8	4	101.33	100.00	86.49	1.54	4	62	372	638	0.43056	0.73844
2	3	106.37	101.64	90.49	5.23	2	2	12	21	0.01389	0.02382
7	3	104.86	101.64	85.35	3.77	3	3	18	31	0.02083	0.03573
3	4	101.64	100.00	90.67	1.81	3	8	48	82	0.05556	0.09528
4	17	100.00	99.90	5.00	2.00	0	70	420	720	0.48611	0.83372
17	18	99.90	98.5	63.50	2.20	1	71	426	731	0.49306	0.84563
18	19	98.50	97.24	100.00	1.26	1	72	432	741	0.50000	0.85754
19	PTAR	97.24	97.10	35.00	0.40	1	72	432	741	0.50000	0.85754
		<b>Longitud total :</b>		<b>1,747.08</b>	<b>mts.</b>						

## Continuación.

fqm obtenido	fqm utilizado	F. H.		q de diseño		Diámetro tubería	Pendiente tubería	Área tubería	Velocidad sección	Q sección llena (l/s)
		Actual	Futuro	Actual	Futuro					
0.0012	0.0020	4.39	4.35	0.1579	0.2687	8	0.61	0.0324	7.1348	231.3771
0.0012	0.0020	4.39	4.35	0.1579	0.2687	8	0.82	0.0324	8.2878	268.7676
0.0012	0.0020	4.29	4.23	0.566	0.9573	8	1.38	0.0324	10.7246	347.7915
0.0012	0.0020	4.21	4.13	1.111	1.8690	8	0.83	0.0324	8.3164	269.6944
0.0012	0.0020	4.17	4.09	1.403	2.3546	8	1.26	0.0324	10.2759	333.2390
0.0012	0.0020	4.37	4.33	0.210	0.3565	8	1.72	0.0324	11.9878	388.7561
0.0012	0.0020	4.43	4.41	0.053	0.0908	8	0.43	0.0324	5.9645	193.4254
0.0012	0.0020	4.35	4.31	0.261	0.4437	8	4.50	0.0324	19.4011	629.1645
0.0012	0.0020	4.33	4.28	0.364	0.6166	8	1.47	0.0324	11.0771	359.2220
0.0012	0.0020	4.26	4.19	0.766	1.2926	8	0.51	0.0324	6.5584	212.6840
0.0012	0.0020	4.41	4.38	0.106	0.1802	8	0.46	0.0324	6.1946	200.8848
0.0012	0.0020	4.09	3.98	2.354	3.9288	8	0.39	0.0324	5.7306	185.8380
0.0012	0.0020	4.06	3.95	2.633	4.3901	8	0.73	0.0324	7.7999	252.9436
0.0012	0.0020	4.41	4.38	0.106	0.1802	8	3.84	0.0324	17.9299	581.4542
0.0012	0.0020	4.05	3.93	2.819	4.6953	8	0.12	0.0324	3.1233	101.2853
0.0012	0.0020	4.04	3.92	3.003	4.9987	8	0.61	0.0324	7.1580	232.1283
0.0012	0.0020	4.41	4.38	0.106	0.1802	8	5.23	0.0324	20.9058	677.9590
0.0012	0.0020	4.39	4.35	0.158	0.2687	8	3.77	0.0324	17.7608	575.97
0.0012	0.0020	4.32	4.27	0.415	0.7023	8	1.78	0.0324	12.1848	395.14
0.0012	0.0020	4.01	3.89	3.370	5.6004	10	0.20	0.0507	4.7452	240.4445
0.0012	0.0020	4.01	3.88	3.416	5.6751	10	0.63	0.0507	8.4214	426.7200
0.0012	0.0020	4.01	3.88	3.461	5.7498	10	0.61	0.0507	8.2872	419.9183
0.0012	0.0020	4.01	3.88	3.461	5.7498	10	0.60	0.0507	8.2190	416.4621

<b>Densidad =</b>	6	hab/casa
<b>Dotación =</b>	125	lt/hab/día
<b>F.R. =</b>	0.80	

**Continuación.**

Relación		Relación		v (m/s)		Cota Invert		Profundidad		Ancho	Excavación
q/Q		v/V		Real del tramo		Inicio	Final	de pozo		zanja	(mts.cúbicos)
Actual	Futúra	Actual	Futúra	Actual	Futúra			Inicio	Final		
0.000682	0.001162	0.140800	0.163130	1.00	1.16	105.69	105.17	1.20	1.20	0.6	61.50
0.000588	0.001000	0.131340	0.158800	1.09	1.32	105.14	104.44	1.23	1.20	0.6	62.12
0.001628	0.002752	0.183920	0.214770	1.97	2.30	105.59	104.44	1.20	1.20	0.6	60.19
0.004120	0.006930	0.243320	0.286030	2.02	2.38	104.41	103.66	1.23	1.20	0.6	66.10
0.004209	0.007066	0.246750	0.286030	2.54	2.94	103.36	102.27	1.50	1.20	0.6	69.91
0.000540	0.000917	0.131340	0.154410	1.57	1.85	104.44	102.96	1.20	1.20	0.6	62.00
0.000275	0.000470	0.105890	0.121490	0.63	0.72	103.12	102.76	1.20	1.40	0.6	66.00
0.000415	0.000705	0.121490	0.140800	2.36	2.73	105.54	103.62	1.20	1.20	0.6	30.71
0.001012	0.001716	0.158800	0.183920	1.76	2.04	103.59	102.96	1.23	1.20	0.6	31.30
0.003602	0.006077	0.232840	0.273300	1.53	1.79	102.73	102.27	1.43	1.20	0.6	70.55
0.000526	0.000897	0.126460	0.149950	0.78	0.93	101.56	101.17	1.20	2.30	0.6	89.23
0.012664	0.021141	0.342410	0.401160	1.96	2.30	101.14	100.78	2.33	3.20	0.6	152.06
0.010411	0.017356	0.322340	0.378420	2.51	2.95	100.75	100.13	3.23	1.20	0.6	113.24
0.000182	0.000310	0.088980	0.105890	1.60	1.90	103.66	100.13	1.20	1.20	0.6	66.10
0.027831	0.046357	0.435720	0.508270	1.36	1.59	99.80	99.73	1.20	1.60	0.6	50.40
0.012939	0.021534	0.345220	0.403690	2.47	2.89	99.33	98.80	2.00	1.20	0.6	83.03
0.000156	0.000266	0.088980	0.105890	1.86	2.21	105.17	100.44	1.20	1.20	0.6	65.15
0.000274	0.000467	0.105890	0.121490	1.88	2.16	103.66	100.44	1.20	1.20	0.6	61.45
0.001049	0.001777	0.158800	0.183920	1.93	2.24	100.41	98.80	1.23	1.20	0.6	66.10
0.014016	0.023292	0.353550	0.413730	1.68	1.96	98.71	98.70	1.29	1.20	0.6	3.74
0.008004	0.013299	0.298430	0.348010	2.51	2.93	97.70	97.30	2.20	1.20	0.6	64.77
0.008243	0.013693	0.301480	0.350790	2.50	2.91	96.65	96.04	1.85	1.20	0.6	91.50
0.008311	0.013806	0.301480	0.353550	2.48	2.91	96.01	95.80	1.23	1.30	0.6	26.57
<b>Volumen de excavación :</b>											<b>1,513.71</b>

**Tabla XXI. Profundidad final de pozos.**

# Pozo	Profundidad
1	1.20
2	1.23
3	1.23
4	1.29
5	1.20
6	1.23
7	1.50
8	2.00
9	1.20
10	1.20
11	1.20
12	1.43
13	2.33
14	3.23
15	1.20
16	1.20
17	2.20
18	1.85
19	2.20

#### **2.2.4.4 Descarga**

Toda actividad humana generalmente da lugar a la producción de una amplia gama de desechos, por lo que al no disponer de un sistema de alcantarillado se influye directamente en la salud de la población de la comunidad; muchas enfermedades como fiebre tifoidea, disentería, y diarrea, se transmiten a través de la contaminación fecal de los alimentos y de las aguas.

La protección de los recursos del agua contra la polución es un requisito básico para el desarrollo de una sana economía, tanto para el mantenimiento de la salud pública como para la conservación de los recursos hídricos. El agua residual debe ser cuidadosamente tratada antes de ser devuelta a la naturaleza.

Queda claro, que si bien la recolección y evacuación adecuada de las aguas residuales de una población por medio de alcantarillados contribuye al saneamiento de la comunidad, es necesario disponer de un tratamiento previo para las mismas, el cual se realizará en el punto de descarga o desfogue.

#### **2.2.4.4.1 Características del punto elegido**

El punto de descarga o desfogue debe cumplir con una serie de parámetros básicos definidos por el diseñador del sistema, ya que como primer punto debe localizarse el sector adecuado del proyecto para desembocar las aguas servidas; el tipo de tratamiento que se dará a las aguas dependerá de las condiciones económicas de la población a servir, así como también, de la cantidad de terreno disponible para el efecto. Además, debe tenerse muy en cuenta la topografía del sector, el nivel freático, y la distancia a la que se encuentra un cauce para el desfogue del agua tratada.

#### **2.2.4.4.2 Fosa séptica**

Es uno de los más antiguos dispositivos, utilizados para el proceso hidráulico y sanitario de la evacuación de excretas y otros residuos, que provienen de viviendas individuales, agrupamientos de casas, o pequeñas instituciones, situadas tanto en zonas urbanas como rurales. Se puede definir como un estanque cubierto y hermético construido de piedra, ladrillo, o concreto armado, generalmente es de forma rectangular, proyectado y diseñado para que las aguas residuales se mantengan a una velocidad muy baja por un tiempo determinado que oscila entre 12 y 72 horas, periodo durante el cual se efectúa el proceso anaeróbico de eliminación de sólidos sedimentables.



## **Funciones de la fosa séptica**

La función principal de la fosa séptica es acondicionar los elementos de la descarga para que estén en capacidad de infiltrarse con mayor facilidad en el subsuelo, sin alterar la capacidad de infiltración del mismo.

Debe cumplir las siguientes funciones:

- **Eliminación de sólidos:** el taponamiento del subsuelo con el efluente del tanque varía directamente con la cantidad de sólidos suspendidos que contenga el líquido, el cual al ingresar al tanque séptico reduce su velocidad de escurrimiento, y los sólidos mas grandes se sedimentan en el fondo o se elevan a la superficie, obteniendo una descarga del tanque clarificada debido a la retención de los sólidos en el mismo.
- **Proceso biológico de descomposición:** los flujos del tanque quedan sujetos a descomposición por procesos bacterianos naturales, las bacterias existentes son las sustancias llamadas anaeróbias, que prosperan en ausencia de aire puro; esta descomposición o tratamiento de las aguas residuales bajo condiciones anaeróbias constituye lo que se conoce como proceso séptico.
- **Almacenamiento de natas y lodos:** los lodos o cienos son el resultado de la acumulación de sólidos en el fondo del tanque, por su parte, las natas se compactan en menores volúmenes; a pesar de la eficiencia del proceso, quedan residuos sólidos inertes, a los que debe proporcionarse espacio entre los intervalos de limpieza, pues de otra manera, serían arrastrados del tanque y obstruirían el sistema de infiltración.

#### **2.2.4.4.3 Pozo de absorción**

Son unidades de descarga utilizadas en proyectos en los cuales se cuenta con una cantidad considerable de terreno, y que además, el nivel freático del sector lo permite, ya que los pozos normalmente pasan los 10 mts. de profundidad, y si el manto freático se encuentra próximo será contaminado.

Además, debe tenerse en cuenta la capacidad de absorción del suelo en el sector, ya que de ello y del volumen de caudal del efluente, dependerá la profundidad adecuada para los pozos.

Normalmente la descarga no llega directamente a los pozos, sino que atraviesa antes un sistema ya sea de tuberías perforadas, o de zanjas de infiltración, según las características del suelo y la magnitud de terreno con que se cuente. Cabe mencionar que tanto el sistema de fosas sépticas, como el de pozos de absorción, permiten realizar únicamente un tratamiento primario al efluente, independientemente de cual de los dos se utilice.

#### **2.2.4.5 Plan de mantenimiento propuesto**

Es la aplicación de técnicas o mecanismos que permiten conservar el alcantarillado en buenas condiciones físicas y de funcionamiento, con el propósito de alcanzar la duración esperada de acuerdo a la vida útil de diseño.

La responsabilidad de mantenimiento para este proyecto estará a cargo de la municipalidad con la colaboración del comité de vecinos del sector, tratando de tener en cuenta a personas que hayan participado en la construcción del sistema de alcantarillado.

## Objetivos

- Promover la coordinación de todo tipo de actividades relacionadas con la conservación y el mejoramiento del medio ambiente para la comunidad.
- Que exista cierto grado de supervisión respecto al uso que se le dé al sistema, y que a su vez, se le proporcione un mantenimiento preventivo.
- Crear en la comunidad hábitos del manejo adecuado de los desechos.

Se recomienda que las revisiones del sistema se realicen en intervalos que no sobrepasen los 6 meses, y que el personal que lo realice esté debidamente capacitado, así como también, que cuenten con la documentación y las herramientas necesarias para el efecto, como por ejemplo los planos generales del sistema, las posibles soluciones a los posibles problemas que se detecten, entre otras cosas.

**Tabla XXII. Guía de mantenimiento.**

No.	Elemento	Inspección	Posible problema	Recomendación
1	Línea central, y/o secundaria.	En pozos de visita.	Taponamiento parcial. Taponamiento total.	Prueba de reflejo. Prueba de corrimiento de flujo.
2	Pozos de visita.	En tapadera. En el interior.	Estado de escalones. Acumulación de residuos.	Cambio de tapadera. Limpieza de pozos.
3	Conexiones domiciliarias.	General de la unidad.	Estado físico.	Cambio de tapadera.

Después de realizada la inspección, el encargado deberá realizar un informe donde describa los principales problemas encontrados y el mecanismo de solución a implementar para la corrección de los mismos, basándose en los lineamientos correspondientes.

La guía a utilizar dependerá de las características propias de cada sistema a inspeccionar, ya que todas las obras aunque poseen elementos similares, difieren en algunos aspectos requiriendo de un análisis en particular.

Cabe mencionar que todos los trabajos que se hagan dentro de las viviendas, correrán por cuenta de los interesados, indicando que las mejoras en relación a los servicios higiénicos deberán ser supervisadas por personal de la entidad encargada. Todos los elementos deberán estar debidamente conectados a la candela domiciliar, y deberán eliminarse las letrinas o pozos ciegos existentes recomendablemente con un brocal de concreto.

## 2.2.4.6 Presupuesto

Tabla XXIII. Presupuesto del proyecto.

### Presupuesto de materiales y mano de obra

**Proyecto :** Alcantarillado sanitario.  
**Comunidad :** Colonia La Chivera, zona 3.  
**Municipio :** San Jerónimo .  
**Departamento :** Baja Verapaz .



<b>1.- Bodega :</b>					
No.	Descripción	Cantidad	Unidad	P.U. (Q.)	Total (Q.)
1	Láminas de 10 pies calibre 26	16.00	U	125.00	2,000.00
2	Láminas de 12 pies calibre 28	5.00	U	150.00	750.00
3	Madera	350.00	Pie-tabla	4.00	1,400.00
4	Clavos de 3"	5.00	Lbs	6.00	30.00
5	Clavos de 3" para lámina	3.00	Lbs	7.00	21.00
<b>Sub-total :</b>					<b>4,201.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>210.05</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>4,411.05</b>

<b>2.- Colector principal :</b>					
<b>Materiales</b>					
No.	Descripción	Cantidad	Unidad	P.U. (Q.)	Total (Q)
1	Tubo de cemento de 8"	1,549.00	U	60.00	92,940.00
2	Tubo de cemento de 10"	211.00	U	85.00	17,935.00
3	Cemento	85.00	Saco	45.00	3,825.00
4	Arena	9.50	m <sup>3</sup>	125.00	1,187.50
5	Ladrillo tayuyo ( 24 * 11 * 6.5 cms.)	10,771.00	U	2.50	26,927.50
<b>Total de materiales :</b>					<b>142,815.00</b>

<b>Mano de obra</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Trazo para tubería y pozos	1,755.00	ml	5.00	8,775.00
2	Renta de retroexcavadora	2,310.00	m <sup>3</sup>	3.00	6,930.00
3	Colocación de tubería	1,760.00	U	20.00	35,200.00
4	Relleno apisonado con bailarina	2,310.00	m <sup>3</sup>	37.50	86,625.00
<b>Total de mano de obra :</b>					<b>137,530.00</b>
<b>Sub-total :</b>					<b>280,345.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>14,017.25</b>
<b>Prestaciones Laborales 8% :</b>					<b>22,427.60</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>316,789.85</b>

**Nota :**

rendimiento de retroexcavadora = 120 m<sup>3</sup> / hora

costo de arrendamiento = Q. 360.00 / hora

<b>3.- Pozos de visita :</b>				<b>Para 19 pozos</b>	
<b>Materiales</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Ladrillo tayuyo ( 24 * 11 * 6.5 cms.)	28,215.00	U	2.50	70,537.50
2	Cemento	148.00	Saco	45.00	6,660.00
3	Arena	12.00	m <sup>3</sup>	125.00	1,500.00
4	Piedrín	11.00	m <sup>3</sup>	190.00	2,090.00
5	Hierro # 2	3.50	qq	310.00	1,085.00
6	Hierro # 3	11.00	qq	325.00	3,575.00
7	Hierro # 4	19.00	qq	325.00	6,175.00
8	Alambre de amarre	117.00	Lbs	5.00	585.00
9	Formaleta	1,007.00	Pie- tabla	4.00	4,028.00
10	Clavos de 3"	20.00	Lbs	6.00	120.00
<b>Total de materiales :</b>					<b>96,355.50</b>

<b>Mano de obra</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Renta de retroexcavadora	170.00	m <sup>3</sup>	3.00	510.00
2	Levantado	171.00	m <sup>2</sup>	40.00	6,840.00
3	Relleno apisonado con bailarina	43.00	m <sup>3</sup>	37.50	1,612.50
<b>Total de mano de obra :</b>					<b>8,962.50</b>
<b>Sub-total :</b>					<b>105,318.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>5,265.90</b>
<b>Prestaciones laborales 8% :</b>					<b>8,425.44</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>119,009.34</b>

<b>4.- Conexiones domiciliarias :</b>				<b>Para 105 conexiones</b>	
<b>Materiales</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Tubo de cemento de 6"	225.00	Tubo	50.00	11,250.00
2	Cemento	100.00	Saco	45.00	4,500.00
3	Arena	10.00	m <sup>3</sup>	125.00	1,250.00
4	Piedrín	10.00	m <sup>3</sup>	190.00	1,900.00
5	Hierro # 2	5.00	qq	310.00	1,550.00
6	Hierro # 3	8.00	qq	325.00	2,600.00
7	Alambre de amarre	150.00	Lbs	5.00	750.00
8	Tubo de concreto de 12"	115.00	Tubo	110.00	12,650.00
9	Formaleta	1,200.00	Pie-tabla	4.00	4,800.00
10	Clavos de 3"	150.00	Lbs	6.00	900.00
<b>Total de materiales :</b>					<b>42,150.00</b>
<b>Mano de obra</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Excavación a mano	150.00	m <sup>3</sup>	50.00	7,500.00
3	Conexiones domiciliarias	105.00	U	150.00	15,750.00
2	Relleno apisonado con bailarina	140.00	m <sup>3</sup>	60.00	8,400.00
<b>Total de mano de obra :</b>					<b>31,650.00</b>
<b>Sub-total :</b>					<b>73,800.00</b>
<b>Imprevistos 5% :</b>					<b>3,690.00</b>
<b>Prestaciones laborales 8% :</b>					<b>5,904.00</b>
<b>Suma total del renglón :</b>					<b>83,394.00</b>

<b>5.- Ingeniería :</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Supervisión de ingeniero civil	24.00	visita	750.00	18,000.00
2	Viáticos para supervisión	24.00	viático	500.00	12,000.00
<b>Sub-total :</b>					<b>30,000.00</b>

<b>6.- Herramientas :</b>					
<b>No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U. (Q.)</b>	<b>Total (Q.)</b>
1	Palas	10.00	U	100.00	1,000.00
2	Piochas	10.00	U	100.00	1,000.00
3	Carretillas de mano	10.00	U	225.00	2,250.00
4	Cubetas concreteras	20.00	U	25.00	500.00
5	Barretas	5.00	U	200.00	1,000.00
6	Azadones	10.00	U	100.00	1,000.00
7	Cedazo	25.00	Yarda	30.00	750.00
8	Toneles	10.00	U	200.00	2,000.00
9	Manguera de 100 pies (1/2")	5.00	U	200.00	1,000.00
<b>Sub-total :</b>					<b>10,500.00</b>

<b>Total costo directo :</b>	<b>564,104.24</b>
------------------------------	-------------------

<b>Costo indirecto 25% :</b>	<b>141,026.06</b>
------------------------------	-------------------

<b>Costo total del proyecto ( en quetzales Q. ) :</b>	<b>705,130.30</b>
<b>En dólares, tipo de cambio \$ 1.00 = Q. 7.65 :</b>	<b>104,930.10</b>

<b>Costo por metro lineal ( en quetzales Q. ) :</b>	<b>402.93</b>
<b>En dólares, tipo de cambio \$ 1.00 = Q. 7.65 :</b>	<b>59.96</b>



**Tabla XXIV. Resumen de presupuesto del proyecto.**

<b>Resumen de presupuesto</b>
-------------------------------

**Proyecto :** Alcantarillado sanitario.  
**Comunidad :** Colonia La Chivera, zona 3.  
**Municipio :** San Jerónimo .  
**Departamento :** Baja Verapaz .



No.	Renglón	Costo
1	Bodega	4,411.05
2	Colector principal	316,789.85
3	Pozos de visita	119,009.34
4	Conexiones domiciliarias	83,394.00
5	Ingeniería	30,000.00
6	Herramientas	10,500.00
<b>Total gastos directos :</b>		<b>564,104.24</b>
<b>Costo indirecto 25% :</b>		<b>141,026.06</b>
<b>Costo total del proyecto ( en quetzales Q. ) :</b>		<b>705,130.30</b>
<b>En dólares, tipo de cambio \$ 1.00 = Q. 7.65 :</b>		<b>92,173.90</b>
<b>Costo por metro lineal ( en quetzales Q. ) :</b>		<b>402.93</b>
<b>En dólares, tipo de cambio \$ 1.00 = Q. 7.65 :</b>		<b>52.67</b>

### **2.2.4.7 Evaluación socio-económica**

La relación entre la economía y la ingeniería puede compararse con la relación entre la ingeniería y la física, ya que los ingenieros trabajan con los hombres de ciencia y transforman las revelaciones en aplicaciones prácticas.

Las leyes de la economía no son tan exactas como las de la física, pero su evidente aplicación a la producción y utilización de los recursos escasos disponibles, requiere que los ingenieros las tengan muy en cuenta.

#### **2.2.4.7.1 Valor presente neto**

Al evaluar la diversidad de situaciones económicas que pueden darse en los diferentes proyectos se observa continuamente que uno de los principales factores es el tiempo, puesto que en función de las escalas de tiempo previstas es posible determinar el flujo de efectivo resultante a una inversión propuesta.

El concepto del valor presente neto se basa en la creencia de que el valor del dinero se ve directamente afectado por el tiempo en que se recibe, debido a diversos factores tales como la inflación, el mercado, los tipos de cambio, la diversidad de tasas de interés aplicables, etc.

Con el criterio del valor presente neto se compara el valor actual de todos los flujos de entrada de efectivo, con el valor actual de todos los flujos de salida relacionados con un proyecto de inversión en particular; la diferencia entre ambos flujos permite determinar si el proyecto en cuestión representa una inversión rentable o no. Mediante este criterio es posible detectar cual es la mejor opción de rentabilidad entre 2 o mas proyectos según sea el caso.

### 2.2.4.7.2 Tasa interna de retorno

Es el método más utilizado para comparar alternativas de inversión mediante una cifra porcentual que indica la ganancia relativa lograda dando distintos usos al capital. El cálculo de la misma consiste básicamente en prueba y error, puesto que se inicia con una tasa tentativa de actualización y con ese dato se calcula un valor actual neto, se tantea hasta lograr un cambio de signo en el resultado, lo cual indica que pasamos por el origen y nos aproximamos a la tasa requerida; se recomienda iniciar el cálculo con una tasa que oscile entre 1% y 5%.

Se define a la TIR como la tasa de descuento que iguala el valor presente de los flujos de efectivo con la inversión inicial en un proyecto, en otras palabras es la tasa de descuento que hace que el valor presente de una oportunidad de inversión sea igual a cero, ya que el valor presente de los flujos de efectivo es igual a la inversión inicial. En resumen, la TIR es la tasa de interés que hace que los costos sean equivalentes a los ingresos.

#### Ejemplo de aplicación

Datos:

$$V_P = Q. 705,130.30$$

$$n = 20 \text{ años.}$$

$$\gggg I = (V_P - V_R) * i + (V_R * i) + D$$

Donde:

$$V_P = \text{valor presente}$$

$$V_R = \text{valor de rescate}$$

$i$  = tasa de interés propuesta

$D$  = desembolsos

$$\gggg I_1 = (705,130.30 - 0) * (0.10) + (0 * 0.10) + 0 = 70,513.03$$

$$\gggg I_2 = (I_1 / V_P) * 100 + i_{\text{ANTERIOR}}$$

$$\gggg I_2 = (70,513.03 / 705,130.30) * 100 + 2 = 12\%$$

$$\text{TIR} = i_{\text{ANTERIOR}} + I_1 / (I_1 + I_2)$$

$$\gggg \text{TIR} = 10 + 70,513.03 / (70,513.03 + 84,615.64) = 10.45\%$$

La relación beneficio costo ( B/C ) se define propiamente relacionando el valor de los beneficios actualizados con el valor de los costos actualizados, logrando determinar la rentabilidad del proyecto.

#### **Para este proyecto en particular**

$$\gggg B/C = 705,130.30 / 705,130.30 = 1$$

Según el resultado de la relación beneficio costo se logra determinar que el proyecto en mención no genera ganancias, pero debe considerarse, que en este tipo de proyectos generalmente no se obtiene la mas mínima utilidad debido a que son proyectos de uso publico o social, según sea el caso.

#### **2.2.4.8 Impacto ambiental**

Como se mencionó en el capítulo anterior ( 2.1.8 ), la evaluación de impacto ambiental consiste en identificar que tipo de alteraciones puede llegar a ocasionar el desarrollo de un proyecto de esta naturaleza, tanto en el ambiente físico, como social, económico, y cultural; y por consiguiente, que tipo de medidas de mitigación deben llevarse a cabo.

#### **Plan de gestión ambiental**

Para la construcción de un alcantarillado sanitario los impactos se consideran poco significativos, por lo que se puede realizar una evaluación rápida; básicamente el impacto producido por dicho proyecto es a favor del medio ambiente.

#### **➤ Evaluación rápida**

#### **Información sobre el proyecto**

- a) Nombre de la comunidad: Colonia La Chivera, zona 3
- b) Municipio: San Jerónimo
- c) Departamento: Baja Verapaz

#### **Tipo de proyecto**

- Alcantarillado sanitario, colector principal de tubería de cemento, pozos de visita levantados de ladrillo tayuyo, a través de camino rural.

- **Desechos sólidos:** durante la construcción de los pozos de visita se irán acumulando bolsas o sacos vacíos de cemento, sobrantes de otros materiales como son los tubos, piezas de hierro, alambre, madera, etc., los cuales serán llevados durante el transcurso de la obra hacia un lugar específico en donde se acumula el rípio proveniente de proyectos similares.
  
- **Contaminación visual:** básicamente se deberá a la acumulación de material suelto, el cual será humedecido durante el tiempo que sea necesario y posteriormente se reutilizará al rellenar las zanjas, trasladando al final el sobrante hacia un lugar adecuado.
  
- **Emisiones a la atmósfera:** tanto en la etapa de construcción como en la de operación, no se generará ningún tipo de emisión de gases, ni humo a la atmósfera.



## CONCLUSIONES

1. Los dos proyectos realizados son de beneficio para el municipio, colaboran con el desarrollo socio-económico del lugar, generan empleo para los habitantes, y logran mejorar las condiciones de vida de la comunidad.
2. El puente vehicular puede servir eficientemente a la población y cumplir en perfectas condiciones con su periodo de diseño si se le proporciona el debido mantenimiento con el paso del tiempo.
3. Los estudios realizados para la planificación de ambos proyectos son la base fundamental para el diseño de los mismos, logrando con ello, dos proyectos que funcionarán eficientemente durante el período de diseño como mínimo.
4. El sistema de alcantarillado sanitario permitirá que la comunidad cuente con mejores condiciones de salubridad, ya que la evacuación inadecuada de las aguas servidas ocasiona una serie de enfermedades, sobre todo a los niños.
5. Mediante la evaluación socio-económica de los proyectos, es posible determinar que no existe utilidad alguna, monetariamente hablando, debido a que son proyectos de carácter social y su utilidad se atribuye a la funcionalidad de los mismos, y a la mejor calidad de vida de la población.





## RECOMENDACIONES

1. Proporcionar el debido mantenimiento a ambos proyectos para que la estructura de los mismos se mantenga en buenas condiciones, y no requiera, con el paso del tiempo, de inversión para reparaciones.
2. Para el caso del puente vehicular, respetar las normativas y especificaciones de sobrecarga indicadas en el diseño, para evitar cualquier tipo de accidente por sobrecarga a la estructura.
3. En el caso del sistema de drenajes, procurar que fluyan a través del mismo la menor cantidad posible de objetos o desechos de gran tamaño, para evitar cualquier tipo de taponamiento en las tuberías.
4. Durante la ejecución de ambos proyectos mantener las correspondientes medidas de seguridad y prevención de accidentes para los trabajadores, proporcionando además las herramientas adecuadas, equipo de protección, etc.
5. También, durante el período de ejecución de los proyectos, mantener una señalización adecuada que permita la debida prevención por parte de los peatones y, en el caso del puente vehicular, proporcionar una ruta alterna provisional para el tránsito en el sector.
6. Implementar por parte del departamento de planificación, programas que permitan informar a la población respecto al manejo adecuado de desechos, para proteger el medio ambiente en el que viven y se desenvuelven.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Crespo Villaláz. Carlos, **Mecánica de suelos y cimentaciones**. 4ta. Edición, México: Editorial Limusa, 1995.
2. Hibbeler. Russell C., **Análisis estructural**. 3ra. Edición, México: Editorial Pearson, 1997.
3. Reglamento para construcciones de concreto reforzado, **ACI 318 – 99**.
4. American Association of State Highways and Transportation Officials (**AASHTO**). Standard specifications for highways and bridges, 16<sup>a</sup> edition. Washington 1,996.
5. Frederick. Merrit, **Manual del Ingeniero Civil**, editorial McGRAW-HILL, primera edición en español, México, 1983.
6. Normas generales para el diseño de alcantarillados, Instituto de Fomento Municipal ( **INFOM** ), Guatemala 2001.
7. Gordon. Maskew Fair, **Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales**, Editorial Limusa, México 1,993.
8. **Normas de evaluación ambiental**, banco centroamericano de integración económica, Guatemala 1998.



## **APÉNDICE 1**

- Cronogramas de ejecución para ambos proyectos.
- Resultados de estudio de suelos para ambos proyectos.
- Juego de planos finales de puente vehicular.
- Juego de planos finales de alcantarillado sanitario.



**Proyecto :** Puente Vehicular .  
**Comunidad :** Caserio " Los Mangales " .  
**Municipio :** San Jerónimo .  
**Departamento :** Baja Verapaz .

**CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES**

Actividad		Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6
1	Preliminares	■	■	■			
2	Muros de concreto ciclópeo		■	■	■	■	■
3	Cortina y viga de apoyo			■	■	■	■
4	Aleros			■	■	■	■
5	Pila central			■	■	■	■
6	Vigas principales				■	■	■
7	Diafragmas					■	■
8	Losa					■	■
9	Banqueta + mordiente						■
10	Postes y barandal						■
11	Relleno y compactación de aproches						■
12	Limpieza y acondicionamiento						■

**Proyecto :** Alcantarillado Sanitario .  
**Comunidad :** Colonia "La Chivera" , zona 3 .  
**Municipio :** San Jerónimo .  
**Departamento :** Baja Verapaz .

**CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES**

Actividad		Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4
1	Replanteo Topográfico	■	■		
2	Limpieza y trazo	■	■		
3	Excavación		■	■	■
4	Colocación de tubería		■	■	■
5	Construcción de pozos de visita			■	■
6	Construcción de tapaderas de pozos y candelas				■
7	Conexiones domiciliarias				■
8	Relleno y compactación				■
9	Limpieza general				■
10	Entrega de proyecto				■





**Resultados de estudio de suelos para diseño de puente vehicular.**



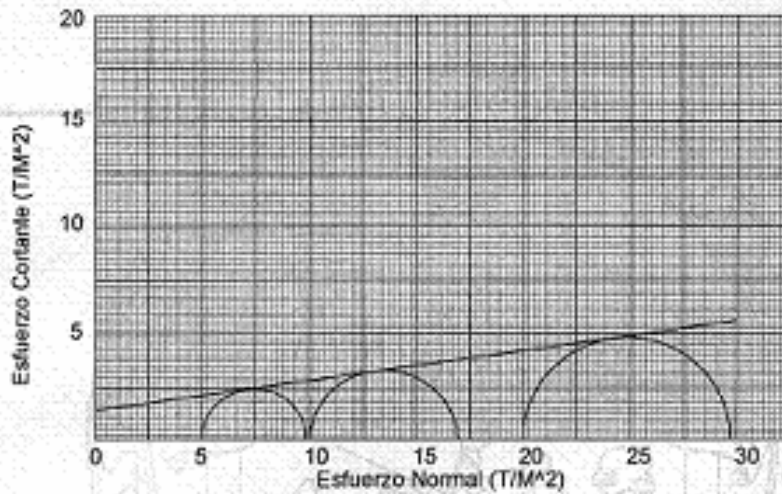
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR**

INFORME No.: 329 S.S. O.T.No.: 20,187

INTERESADO: Erick Omar Batres Pivaral  
PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS  
UBICACION: Caserio "Los Mangales" municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz  
FECHA: 24 de agosto de 2006  
Pozo No.: 1 Profundidad: 6 mts.



**PARAMETROS DE CORTE:**

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 7,86^\circ$  COHESIÓN:  $C_u = 1,5 \text{ T/M}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arcilla arenosa color gris  
DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL $\sigma_3$ (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q$ (T/m <sup>2</sup> )	4,88	7,07	9,71
PRESION INTERSTICIAL $u$ (T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA $E_r$ (%)	7,5	10,5	13,5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1,70	1,70	1,70
HUMEDAD (%)	27,6	27,6	27,6

Atentamente,

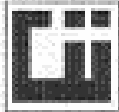
Vo. Bo.

Ing. César Alfonso García Guerra  
DIRECTOR CIUSAC

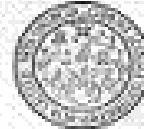
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos



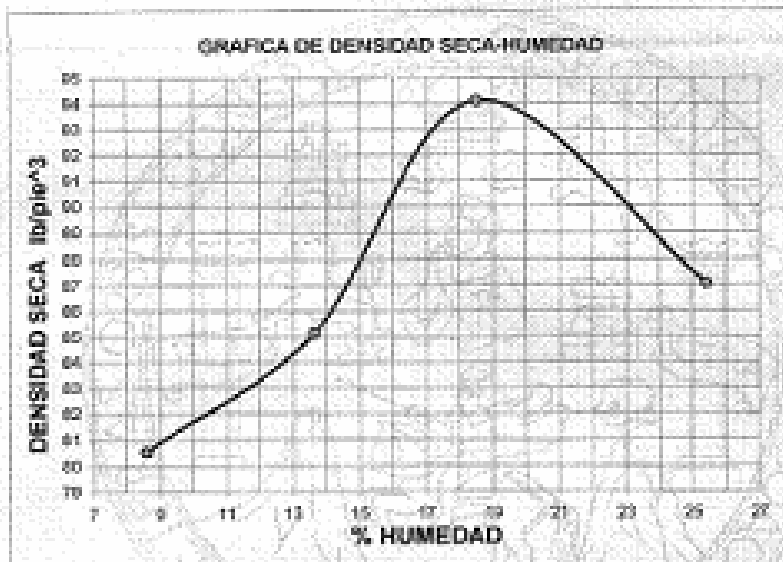
**Resultados de estudio de suelos para diseño de alcantarillado sanitario.**



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 322 S.S. O.T. No.: 30,187  
 Interesado: Erick Omar Bettes Pizaral  
 Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN Proctor Estándar: ( ) Norma:  
 Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180  
 Proyecto: Trabajo de Graduación - EPS  
 Ubicación: Caserio "Los Mangales" municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz  
 Fecha: 22 de agosto de 2008



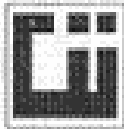
Muestra No.: 2  
 Descripción del suelo: Arena limosa color beige  
 Densidad seca máxima  $\gamma_d$ : 15.07,54 kg/m³ 54,11 lb/ft³  
 Humedad óptima H<sub>opt</sub>: 18,5 %  
 Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Va. De:

*[Signature]*  
 Inga. Cesar Alfonso García Guerra  
 DIRECTOR CIUSAC

*[Signature]*  
 Ing. Omar Enrique Méndez Méndez  
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 321 S.S.

O.T. No. 20.187

Interesado: Erick Omar Batres Pivaral

Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.

Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11

Proyecto: Trabajo de Graduación - EPS

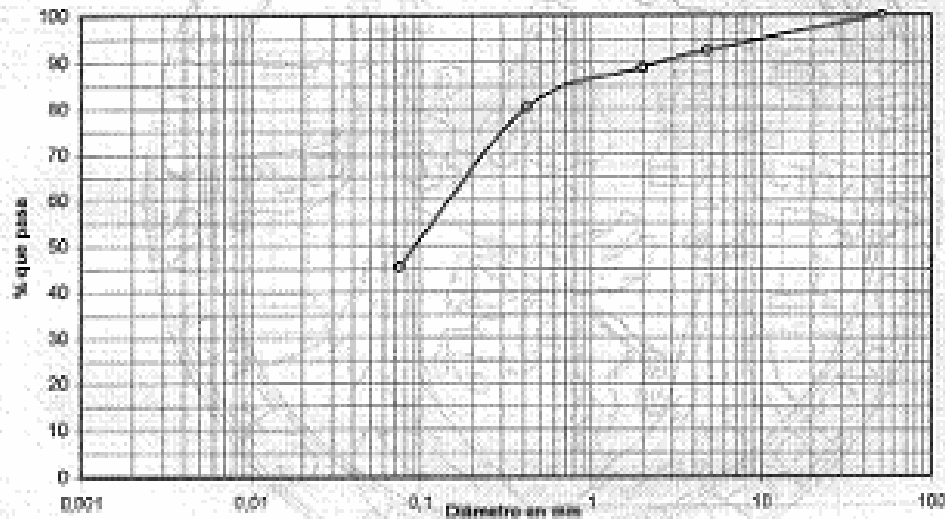
Procedencia: Caserio "Los Mangales" municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz

Fecha: 22 de agosto de 2008

Muestra No. 1

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.8	100.00
4	4.75	92.41
10	2.00	88.59
40	0.85	80.35
200	0.075	45.53

% de Grava: 7.8  
% de Arena: 48.9  
% de Fines: 45.5



Descripción del suelo: Arena limosa color beige

Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-4

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

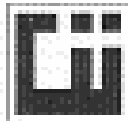
Alertamente,

Va. Ba.  
Ing. César Alfonso García Guerra  
DIRECTOR CIUSAC

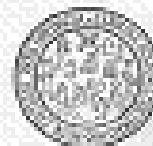


Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No: 323 S.S.

O.T. No: 20,187

Interesado: Erik Omar Batres Rivalan

Asunto: Ensayo de Razón Soporta California (C.B.R.)

Norma: A.A.S.H.T.O. T-193

Proyecto: Trabajo de Graduación - EPS

Ubicación: Caserio "Los Mangales" municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz

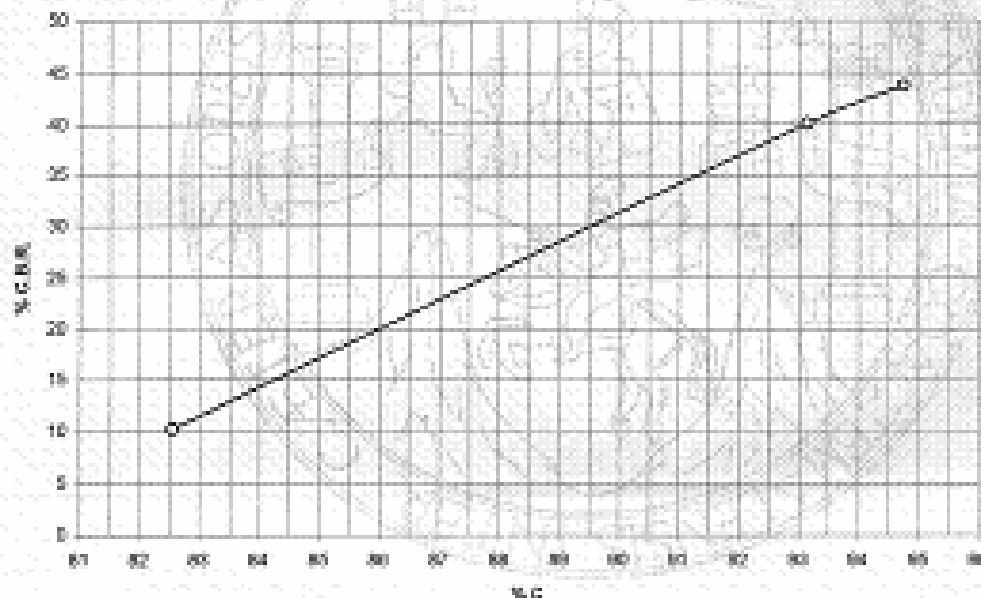
Descripción del suelo: Arena limosa color beige

Muestra No: 1

Fecha: 22 de agosto de 2008

PRÓBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	$\gamma_{comp}$ (kg/m <sup>3</sup> )			
1	10	16,88	1294,7	82,98	0,5	10,2
2	30	16,88	1404,2	93,14	0,3	40,1
3	65	16,88	1429,3	94,74	0,2	43,8

**GRAFICA DE % C.B.R.-% DE COMPACTACION**



Aumentando,

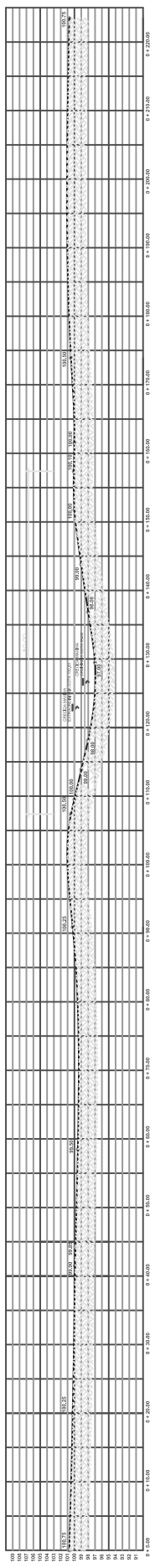
Va. Bo:

Ing. Cesar Antonio García Guerra  
DIRECTOR CIUSAC

Ing. Omar Enrique Medrano Mendez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

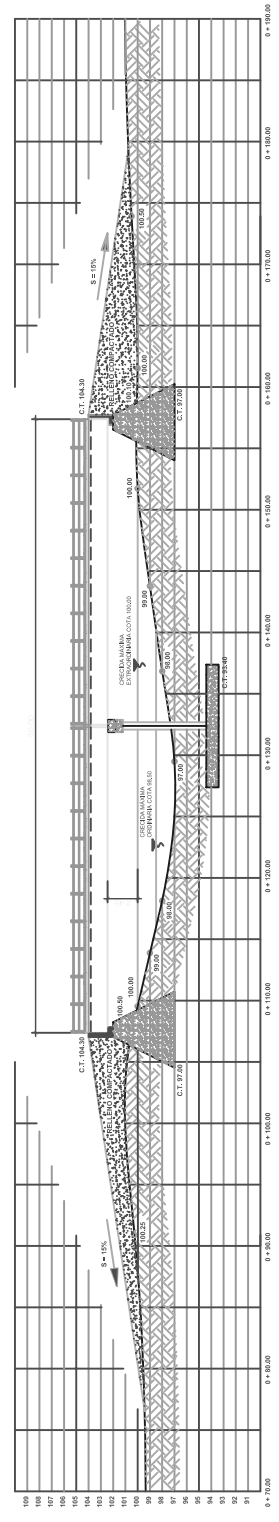






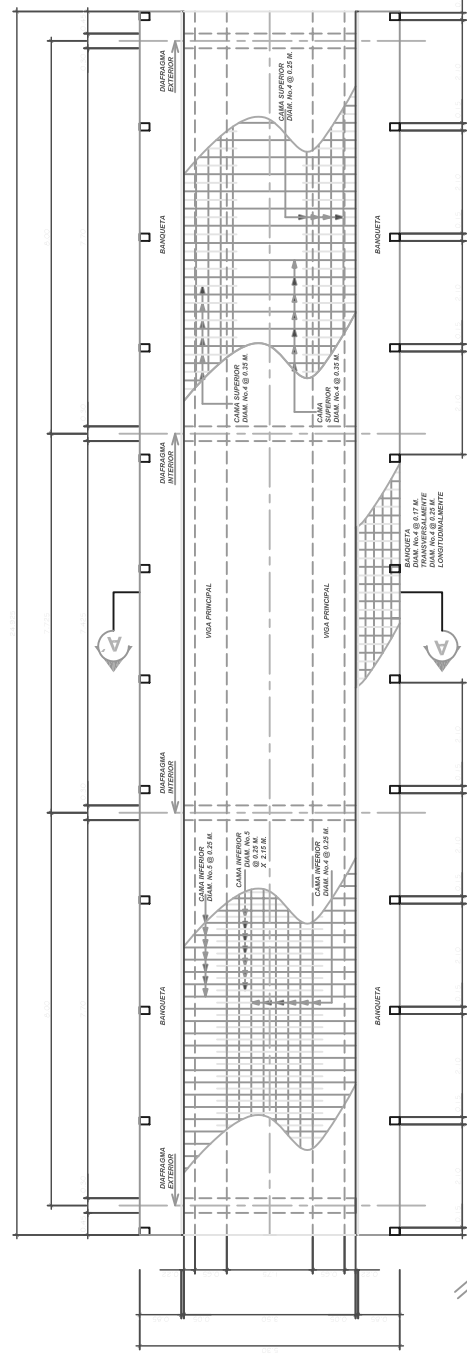
PERFIL TOPOGRÁFICO

ESCALA : 1/300



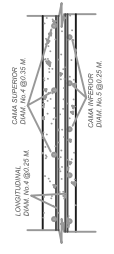
ELEVACIÓN DEL PUENTE

ESCALA : 1/200



PLANTA DE ARMADO DE LOSA

ESCALA : 1/50



CORTE TRANSVERSAL DE LOSA

ESCALA : 1/15



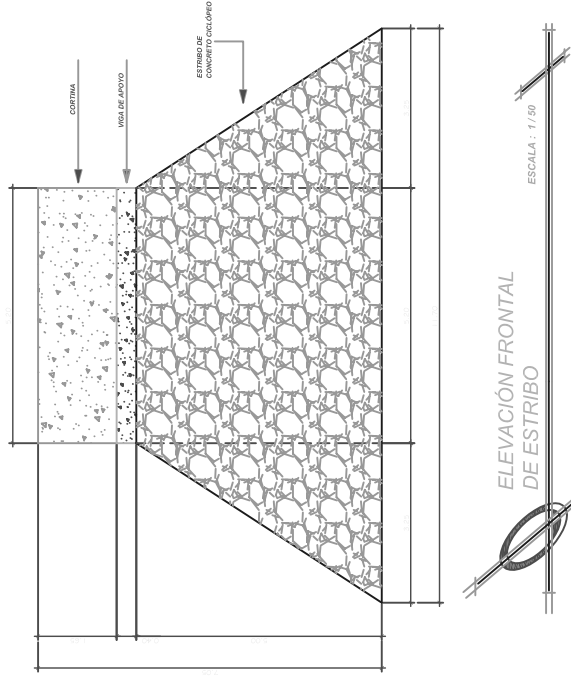
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE SAN JERONIMO BAJA VERAPAZ

PROYECTO : PUENTE VEHICULAR CASERIO "LOS MANGALES"  
TITULARIA : ENCK BATIBES  
DISEÑADA POR : ENCK BATIBES  
CONTENIDO : PERFILES Y ARMADO DE LOSA  
ESCALA : 1/300  
FECHA : ABRIL DE 2006

Ho. No. 105. LUIS GONZALO ALVARO VELAZQUEZ, IN. P.A.M. JUAN ROBERTO DE LA ROSA, INGENIERO CIVIL, INGENIERO EN INGENIERIA Y SUPERVISOR

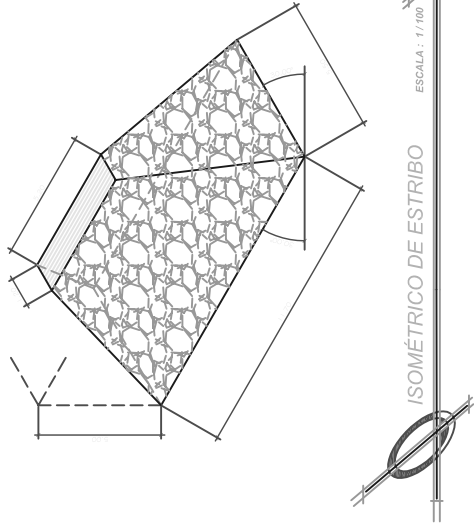






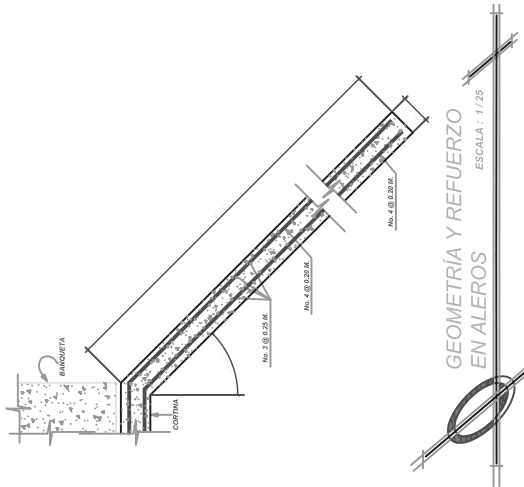
ELEVACIÓN FRONTAL DE ESTRIBO

ESCALA : 1/1.50



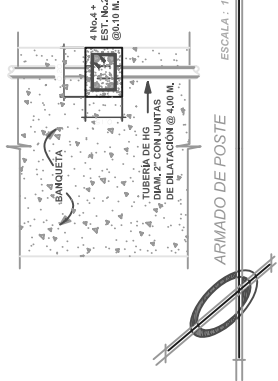
ISOMÉTRICO DE ESTRIBO

ESCALA : 1/1.00



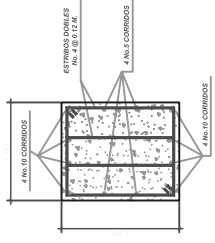
GEOMETRÍA Y REFUERZO EN ALEROS

ESCALA : 1/25



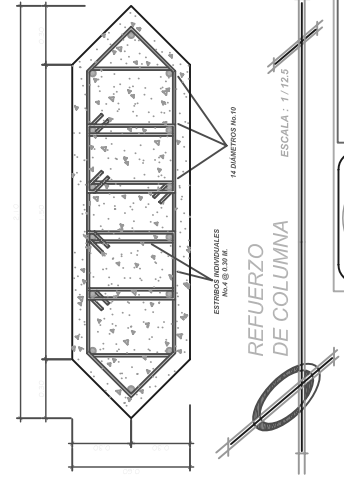
ARMADO DE POSTE

ESCALA : 1/1.10



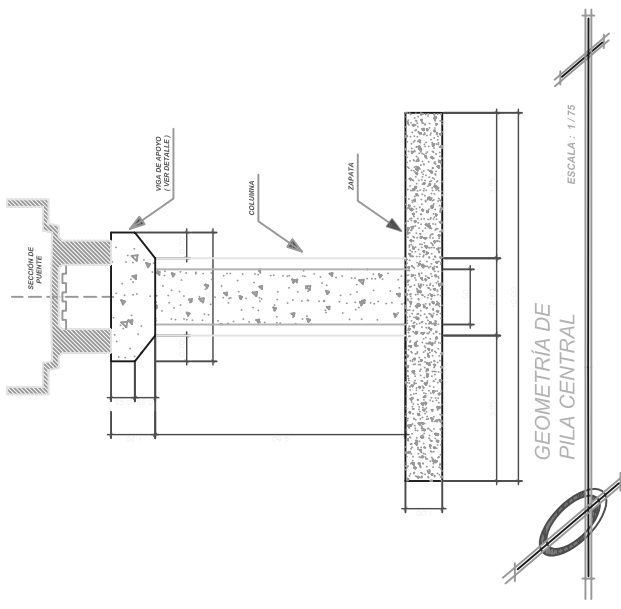
SECCIÓN VIGA DE APOYO

ESCALA : 1/25



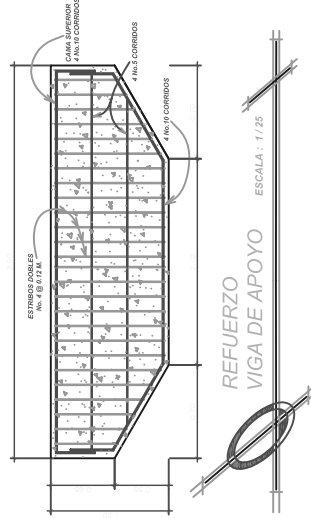
REFUERZO DE COLUMNA

ESCALA : 1/12.5



GEOMETRÍA DE PILA CENTRAL

ESCALA : 1/7.5

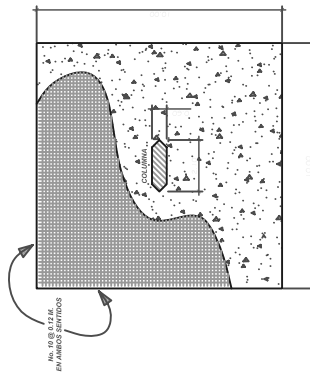


REFUERZO VIGA DE APOYO

ESCALA : 1/25

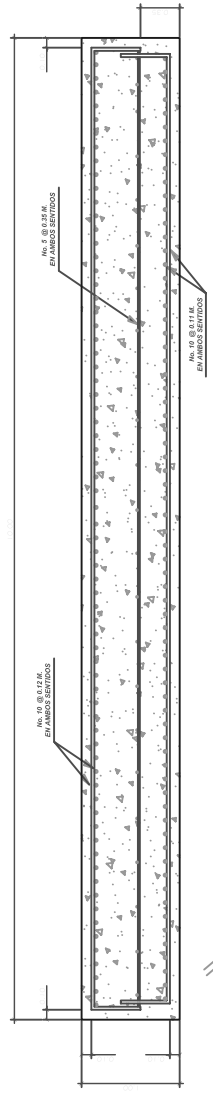
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE SAN JERÓNIMO BAJA VERAPAZ

PROYECTO : PUNTE VEHICULAR CASERIO "LOS MANGALES"	CORTADO : DETALLES ESTRUCTURALES	ESCALA : 1/12.5	FECHA : 1/19/2018
DISEÑO Y DIBUJO : ERICK BAUTISTA	REVISADO : ERICK BAUTISTA	ESCALA : 1/12.5	FECHA : 1/19/2018
PROFESOR : ERICK BAUTISTA	ASISTENTE : ERICK BAUTISTA	ESCALA : 1/12.5	FECHA : 1/19/2018



PLANTA DE REFUERZO EN ZAPATA

ESCALA : 1/100



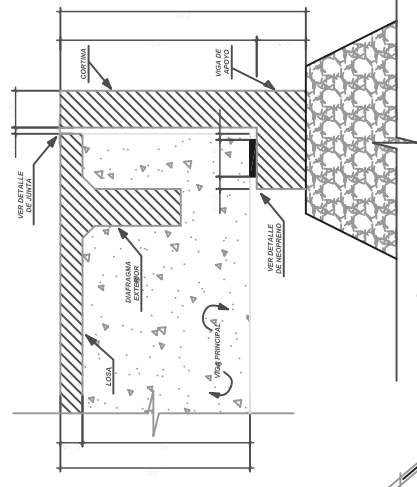
SECCIÓN DE REFUERZO EN ZAPATA

ESCALA : 1/25



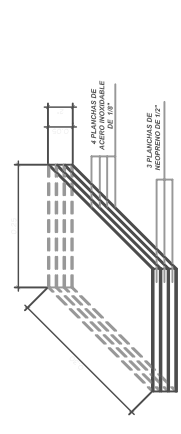
PLANTA DETALLE DE JUNTA

ESCALA : 1/10



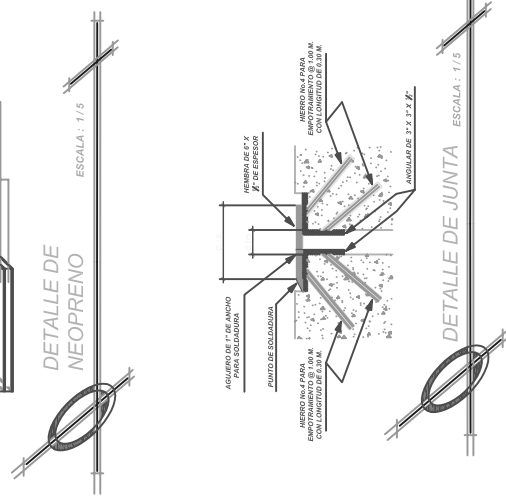
UBICACIÓN DE JUNTA Y NEOPRENO

ESCALA : 1/20



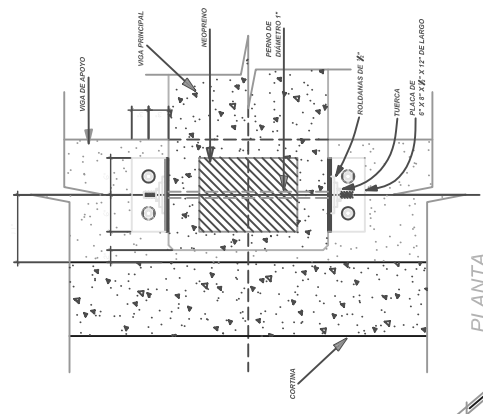
DETALLE DE NEOPRENO

ESCALA : 1/5



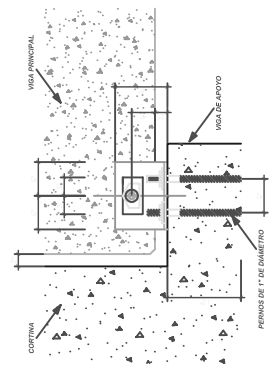
DETALLE DE JUNTA

ESCALA : 1/5



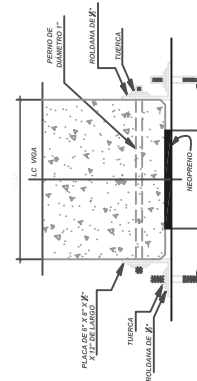
PLANTA DETALLE DE ANCLAJE

ESCALA : 1/10



VISTA LATERAL DETALLE DE ANCLAJE

ESCALA : 1/10



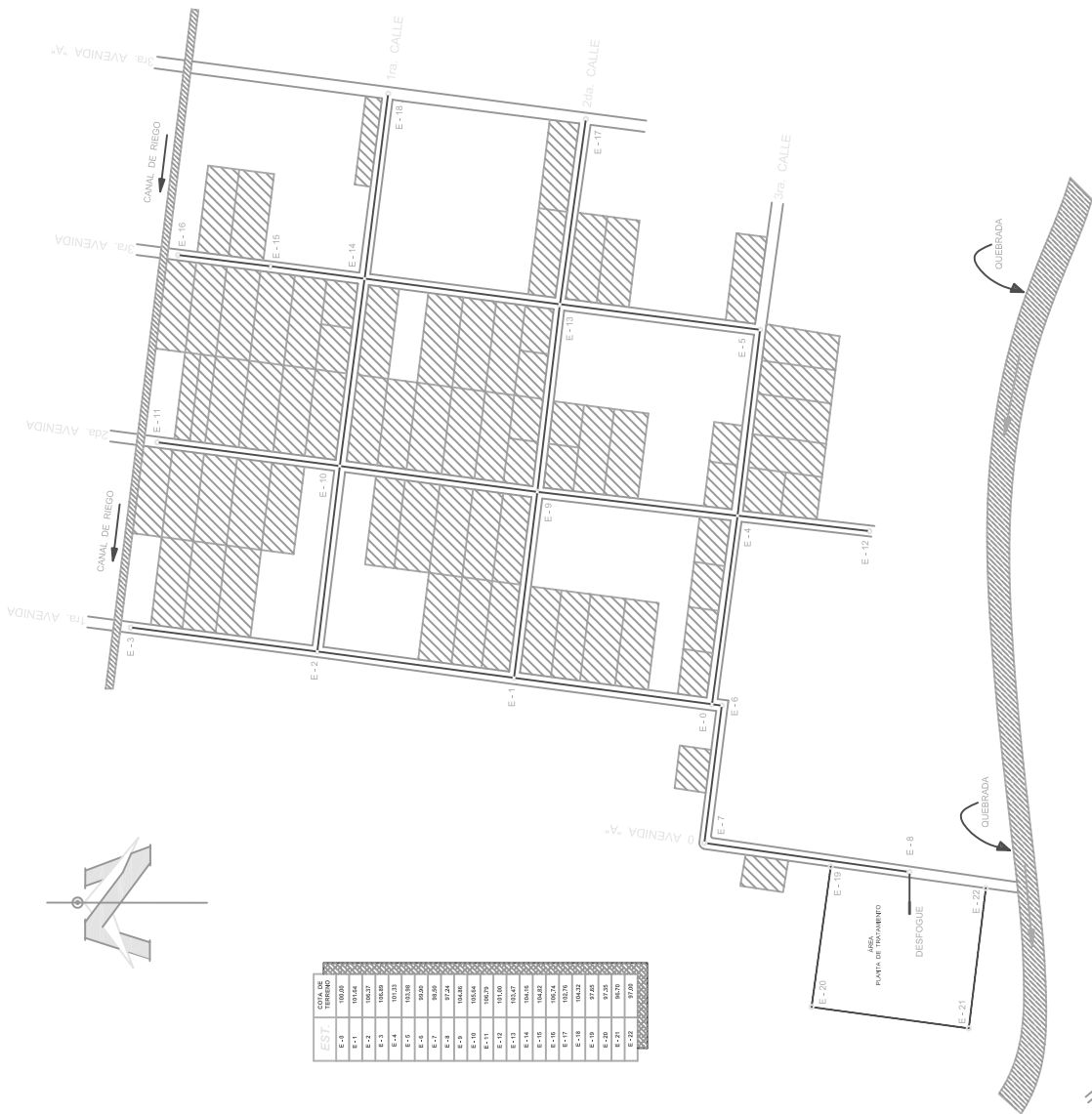
VISTA FRONTAL DETALLE DE ANCLAJE

ESCALA : 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE SAN JERONIMO BAJA VERAPAZ

PROYECTO : PUENTE VEHICULAR CASERIO "LOS MANGALES"  
CONTENIDO : DETALLES ESTRUCTURALES  
TITULARIA : ENOK BATIBES  
CATEDRATICO : ENOK BATIBES  
ESCALA : 1/100  
FECHA : ABRIL DE 2006

No. de Hoja: 5  
Hoja Total: 5  
PROFESOR: GREGORIO ALVARO VELAZQUEZ  
ASISTENTE: PABLO ALVARO ROBERTO DE LA ROSA  
DISEÑADOR: JUAN PABLO YUBERMAN



EST.	AREA TOTAL	AREA CONSTRUIDA
E-0	100.00	
E-1	101.64	
E-2	108.37	
E-3	105.93	
E-4	103.08	
E-5	99.05	
E-6	97.24	
E-7	104.05	
E-8	100.79	
E-9	103.67	
E-10	104.95	
E-11	106.83	
E-12	103.78	
E-13	102.22	
E-14	97.65	
E-15	97.25	
E-16	97.25	
E-17	97.25	
E-18	97.25	
E-19	97.25	
E-20	97.25	
E-21	97.25	

**SIMBOLOGÍA**

TIERRAS SIN CLASIFICAR  
 2da. CANAL  
 FLUJO DE AGUA  
 E-1  
 NUMERO DE ESTADION

EST.	P.O.	ACIMUT	D.H.
E-0	E-1	9°00'00"	99.97
E-1	E-2	9°00'00"	98.49
E-2	E-3	9°00'00"	89.61
E-3	E-4	35°00'00"	89.69
E-4	E-5	180°00'00"	85.00
E-5	E-6	270°00'00"	63.50
E-6	E-7	180°00'00"	100.00
E-7	E-8	9°00'00"	91.81
E-8	E-9	9°00'00"	99.97
E-9	E-10	9°00'00"	100.00
E-10	E-11	180°00'00"	100.00
E-11	E-12	180°00'00"	91.81
E-12	E-13	7°00'00"	91.86
E-13	E-14	7°00'00"	89.42
E-14	E-15	7°00'00"	45.93
E-15	E-16	7°00'00"	45.93
E-16	E-17	35°00'00"	84.25
E-17	E-18	35°00'00"	84.25
E-18	E-19	4°00'00"	98.50
E-19	E-20	270°00'00"	66.50
E-20	E-21	180°00'00"	79.00
E-21	E-22	90°00'00"	60.00
E-22	E-23	90°00'00"	60.00

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

MUNICIPALIDAD DE SAN JERONIMO BAJA TEMPAZ

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE RIEGO PARA LA COLONIA "LA CHIVERA" - ZONA 3.

TITULAR: JOSE BARRIOS

PROYECTISTA: JOSE BARRIOS

ESCALA: 1:1000

FECHA: 10/05/2018

HOJA: 1

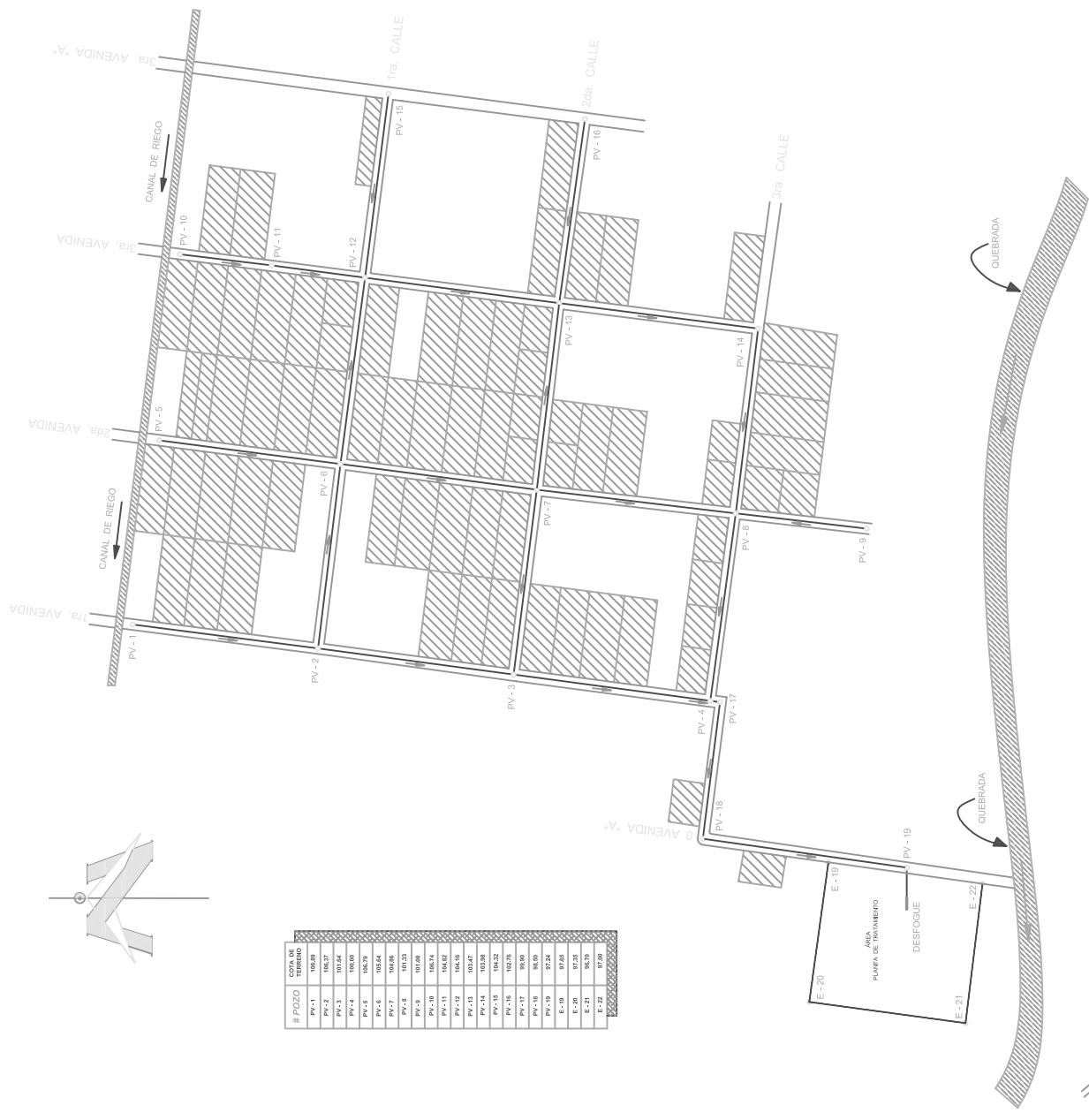
1/7

PLANTA TOPOGRÁFICA COLONIA "LA CHIVERA"

ESCALA : 1 / 1.000

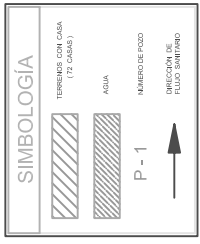
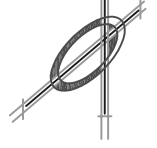


# POZO	COTAS	DEBIDO
PV-1	108.80	
PV-2	108.37	
PV-3	101.64	
PV-4	106.00	
PV-5	106.79	
PV-6	106.84	
PV-7	104.86	
PV-8	101.35	
PV-9	101.60	
PV-10	106.74	
PV-11	102.62	
PV-12	102.62	
PV-13	102.62	
PV-14	103.08	
PV-15	104.25	
PV-16	102.76	
PV-17	99.00	
PV-18	98.00	
PV-19	97.24	
E-20	97.65	
E-21	97.35	
E-22	98.31	



ESCALA : 1 / 1,000

# PLANTA GENERAL COLONIA "LA CHIVERA"



## ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. LAS TAPACABAS DE LOS POZOS DE VENTA DEBEN IDENTIFICARSE DE ACUERDO A LA NOMENCLATURA DEL PLANO DE RED GENERAL.
2. EL CONCRETO A UTILIZAR EN TUBERÍAS, BROCAS Y BASE DEBE TENER UN FACTOR Fc = 281 Kg/cm² = 4,000 PSI.
3. LA MEZCLA A UTILIZAR PARA EL PEGADO DE LA RED DEBEN SER FORMADA DE CEMENTO Y ARENA DE RIO EN PROPORCIÓN 1:3.
4. EL AGUERO DE REFUERZO DEBE DE GRUPO DE CON UN FACTOR Fc = 2,816 Kg/cm² = 40,000 PSI.
5. LA TUBERÍA PARA LA COBERTURA DE LAS TUBERÍAS DE CONCRETO DEBE DE DIÁMETRO QUE CORRESPONDA A LOS BROSAS Y A SU TUBERÍA.
6. LA CÁMERA DE COBERTURA DEBE SER UN TUBO DE CONCRETO DE DIÁMETRO 1" (25.40) RESPECTIVA BASE Y TAPACABAS. ASÍ MISMO DEBE TENER UN PROCEDIMIENTO DEBIDA A SU BAJA.
7. LA TUBERÍA A UTILIZAR EN EL BIFURCACIÓN DEBEN SER TUBERÍA DE CONCRETO DEL DIÁMETRO INDICADO QUE CORRESPONDA A LAS ESPECIFICACIONES ASÍ MISMO Y A SU TUBERÍA.
8. PARA UNA TUBERÍA DEL COLECTOR GENERAL DE UTILIZAN EN TUBERÍA DE 14" DE DIÁMETRO LOS CUALES TENDRÁN 12" DE ANCHO CADA UNO DE LOS TUBOS, Y UN ESPESOR DE 14" DE CUBIERTOS CON ALBANO DE CEMENTO.
9. LAS PIPERAS DE LOS POZOS DE VENTA DEBEN SER CONTRIBUIDAS DE LABRILLO DE BARRO COCIDO, CUBIERTAS DE UN PROPIO DE CEMENTO CON UNA UNIÓN EN EL FONDO. ASÍ MISMO DEBE SER UNA SUCERA INTERIOR, COMO DE NUESTROS EN LOS PUMPE DE DETALLE.
10. LA COTA INFERIOR DEL TUBO DE SALIDA DE CADA POZO ESPERAR POR LO MENOS 3 cms. POR DEBAJO DE LA COTA INFERIOR DEL TUBO MÁS PROFUNDO QUE LLEGA AL POZO.
11. CUANDO EN UN POZO DE VENTA ENTRE UNA O VARIAS TUBERÍAS Y SALGA OTRA DE DIFERENTE DIÁMETRO, LA COTA INFERIOR DE SALIDA SERÁ COMO MÍNIMO LA DIFERENCIA ENTRE LOS DIÁMETROS DE LAS HERMANAS.
12. LOS POZOS DE VENTA EN LOS CUALES HAY DOS TUBERÍAS DE SALIDA, SOLO UNA DE ELLAS DEBE DE CONTRIBUIDO, LA OTRA ES LA TUBERÍA INICIAL.



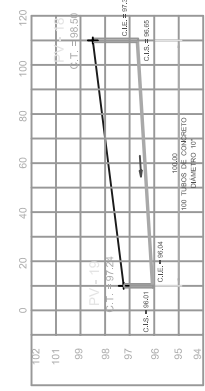
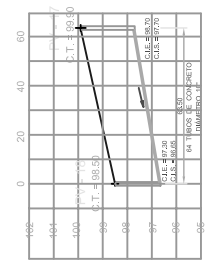
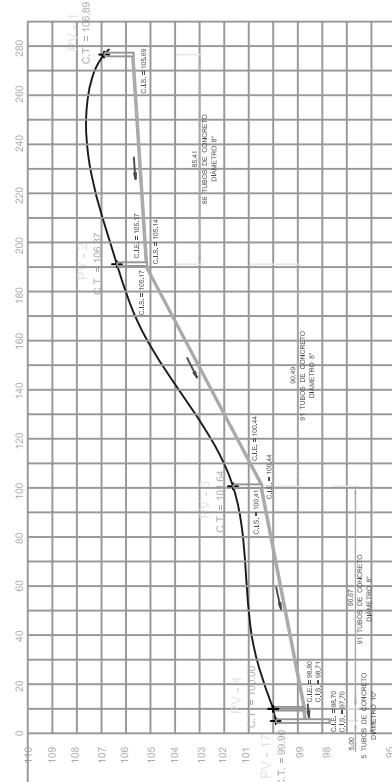
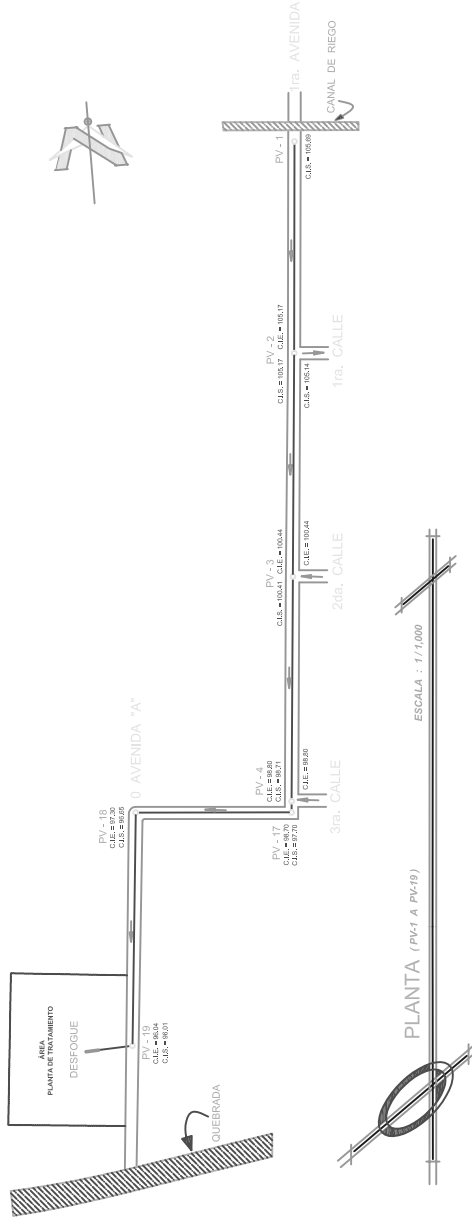
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 MUNICIPALIDAD DE SAN JERONIMO BAJA VERAPAZ

PROYECTO: DISEÑO DE SANITARIO COLONIA "LA CHIVERA", ZONA 3.  
 TITULAR: ENRIQUE BARRIOS  
 DISEÑO Y CÁLCULO: ENRIQUE BARRIOS  
 ESCALA: 1 / 1,000  
 FECHA: MARZO DE 2006

PLANTA GENERAL

27

NO. DE PLAN: 000000 ALFARO VILLALBA, DR. FALGADO ROBERTO DE LOS RIOS ASISTENTE Y SUPERVISOR



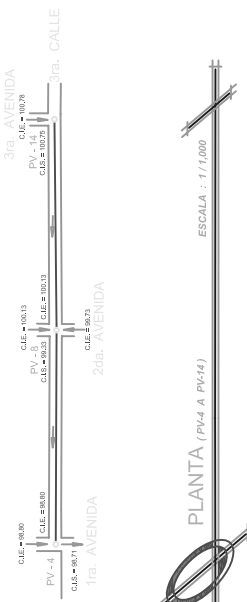
**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**MUNICIPALIDAD DE SAN JERONIMO BAJA VERAPAZ**

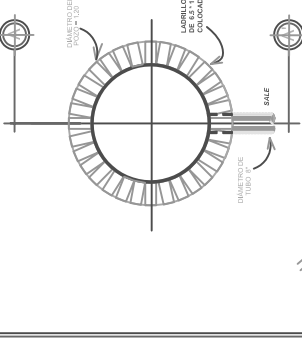
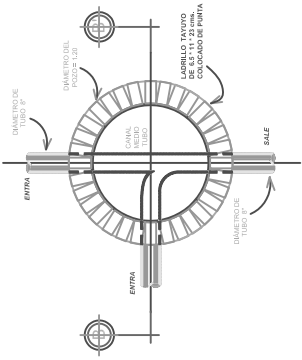
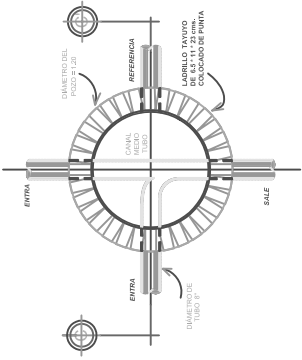
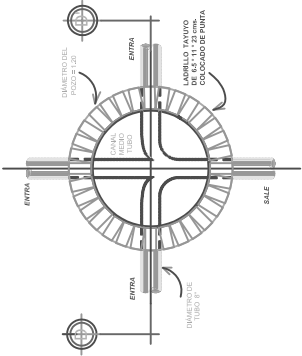
**PROYECTO** : RED DE AGUAS SANITARIAS COLONIA "LA CHIVERA", ZONA 3.  
**CONTENIDO** : PLANTA - PERFIL  
**ESCALA** : INDICADA  
**FECHA** : MAYO DE 2006

**3**  
**7**

No. 105, LAS CERCAS ALVARO VILLALBA, RA. PALA JALO, MUNICIPIO DE SAN JERONIMO, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ.

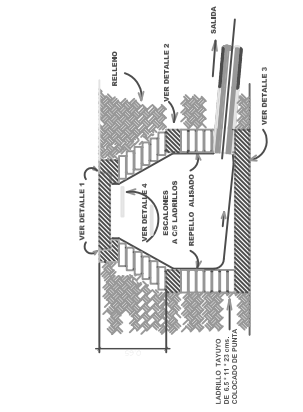






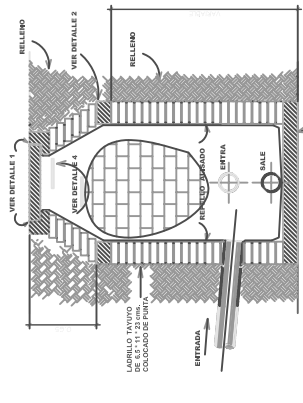
PLANTA DE POZOS TÍPICOS

ESCALA : 1 / 25



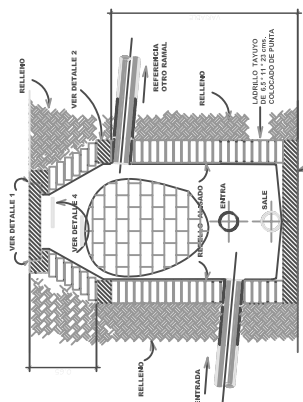
SECCIÓN A - A'

ESCALA : 1 / 25



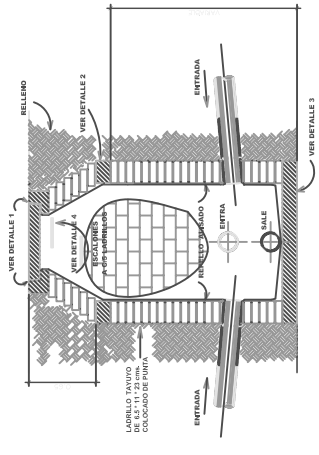
SECCIÓN B - B'

ESCALA : 1 / 25



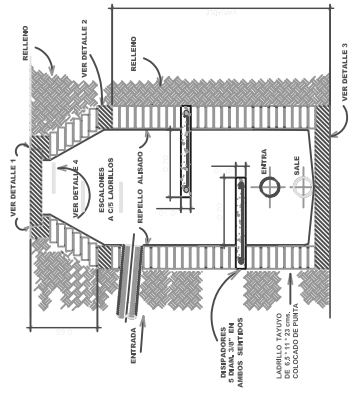
SECCIÓN C - C'

ESCALA : 1 / 25



SECCIÓN D - D'

ESCALA : 1 / 25



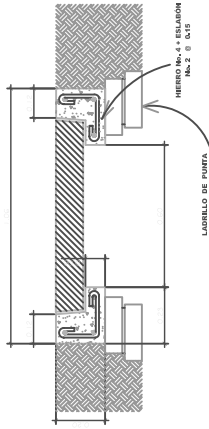
POZO CON DISIPADORES

ESCALA : 1 / 25

NOTA :  
 1. EN CASO DE QUE SE USEN LAS C/100 DE 100 CM DE ANCHO Y 100 CM DE ALTO, SE DEBE COLOCAR UN REFORZAMIENTO DE ACERO PARA EVITAR LA VELOCIDAD.

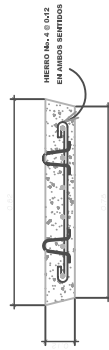
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
MUNICIPALIDAD DE SAN JERONIMO BAJA VERAPAZ	
PROYECTO ORDENAMIENTO SANITARIO COLONIA "LA CHIVERA" - ZONA 3.	
TITULARIA YRIBARRA CRISTINA	DISEÑADOR ERICK BATRES
CONTENIDO : DETALLES TÍPICOS	ESCALA : 1 / 25
FECHA : MAY 2008	



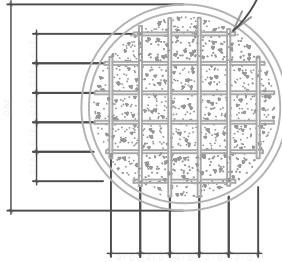


LABELO DE JUNTA

HIERRO No. 2 0.5x2  
EN AMBOS SENTIDOS

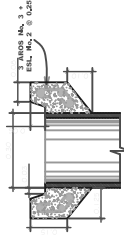


HIERRO No. 4 0.5x2  
EN AMBOS SENTIDOS

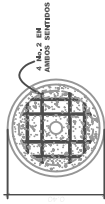


PLANTA DE TAPADERA

HIERRO No. 4 0.5x2  
EN AMBOS SENTIDOS



SECCIÓN DE CANCHELA



PLANTA DE TAPADERA



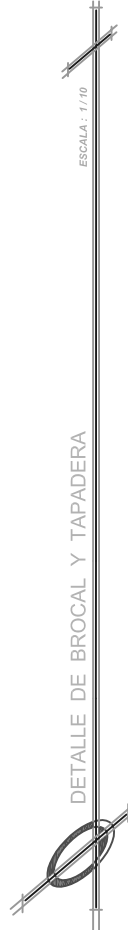
SECCIÓN DE TAPADERA



DETALLE DE  
CANCHELA DOMICILIAR

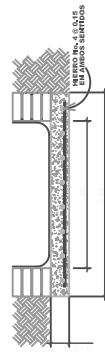
ESCALA: 1/10

SECCIÓN DE TAPADERA  
DETALLE 1



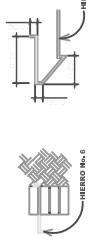
DETALLE DE BROCAL Y TAPADERA

ESCALA: 1/10



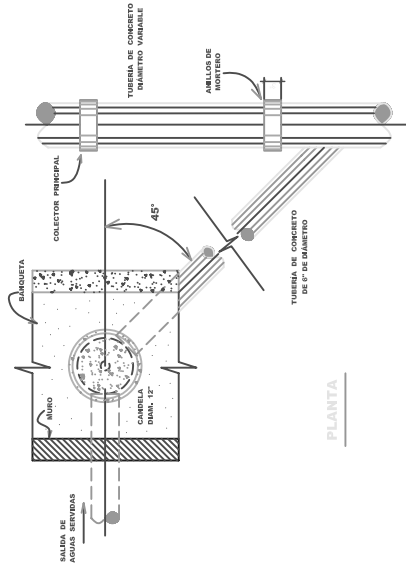
BASE DE POZO

ESCALA: 1/20

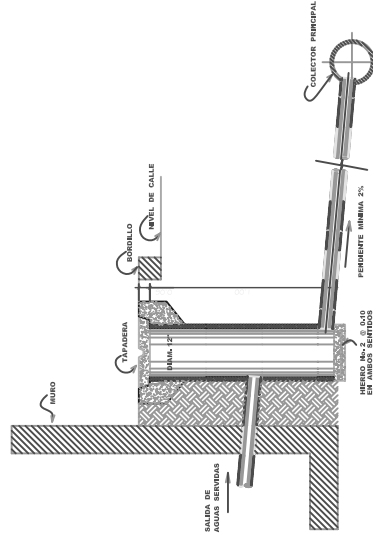


ESCALONES

ESCALA: 1/20



PLANTA

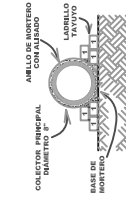


SECCIÓN



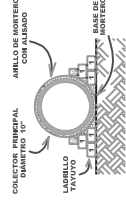
DETALLE DE CONEXIÓN DOMICILIAR

ESCALA: 1/15



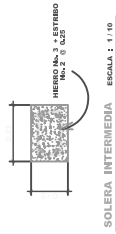
DETALLE DE CABEZAL

ESCALA: 1/20



DETALLE DE CABEZAL

ESCALA: 1/20



SOLERA INTERMEDIA

ESCALA: 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
MUNICIPALIDAD DE SAN JERONIMO BAJA VERAPAZ	
PROYECTO ORDENAL SANITARIO COLONIA "LA CHIVERA", ZONA 3.	
TITULARIA INGEN. ANTONIO CARRILLO	CONTENIDO : DETALLES TÍPICOS
ESCALA : INGEN. ANTONIO CARRILLO	ESCALA : INGEN. ANTONIO CARRILLO
FECHA : MAY/2008	
V. No. 105, L. No. 105, ORDENADO ALVARO VELAZQUEZ, IN. FACILITADO POR EL INGENIERO ALVARO VELAZQUEZ, INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL, FACULTAD DE INGENIERIA.	