



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

**DISEÑO DE AMPLIACIÓN PARA PUENTE VEHICULAR RÍO  
FRÍO Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO  
RÍO FRÍO, SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**

**Luis Enrique Meléndez Chavarría**

Asesorado por el Ing. Oscar Argueta Hernández

Guatemala, marzo de 2016



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE AMPLIACIÓN PARA PUENTE VEHICULAR RÍO  
FRÍO Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO  
RÍO FRÍO, SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**LUIS ENRIQUE MELÉNDEZ CHAVARRÍA**

ASESORADO POR EL ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, MARZO DE 2016



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

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

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López



**HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**DISEÑO DE AMPLIACIÓN PARA PUENTE VEHICULAR RÍO  
FRÍO Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO  
RÍO FRÍO, SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,  
con fecha 29 de julio de 2015.

  
**Luis Enrique Meléndez Chavarría**

---





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 27 de octubre de 2015  
Ref.EPS.DOC.729.10.15

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

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Luis Enrique Meléndez Chavarría** con carné No. **201114694**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE AMPLIACIÓN PARA PUENTE VEHICULAR RÍO FRÍO Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO RÍO FRÍO, SAN RAYMUNDO, GUATEMALA.**

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. Oscar Argueta Hernández  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
OAH/ra





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

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

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



Guatemala,  
30 de octubre de 2015

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE AMPLIACIÓN PARA PUENTE VEHICULAR RÍO FRÍO Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO RÍO FRÍO, SAN RAYMUNDO, GUATEMALA** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Luis Enrique Meléndez Chavarría, con Carnet No. 2011-14694, quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

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 ENSEÑADA TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

/bbdeb.  
Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua







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

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

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



Guatemala,  
13 de noviembre de 2015

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


Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE AMPLIACIÓN PARA PUENTE VEHICULAR RÍO FRÍO Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO RÍO FRÍO, SAN RAYMUNDO, GUATEMALA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Luis Enrique Meléndez Chavarría, con Carnet No. 201114694, quien contó con la asesoría del Ingeniero Oscar Argueta Hernández.

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

/mrrm.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 17 de noviembre de 2015  
Ref.EPS.D.608.11.15

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE AMPLIACIÓN PARA PUENTE VEHICULAR RÍO FRÍO Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO RÍO FRÍO, SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Luis Enrique Meléndez Chavarría, carné 201114694**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Oscar Argueta Hernández.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano  
Director Unidad de EPS



SJRS/ra







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

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Oscar Argueta Hernández y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Luis Enrique Meléndez Chavarría, titulado **DISEÑO DE AMPLIACIÓN PARA PUENTE VEHICULAR RÍO FRÍO Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO RÍO FRÍO, SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

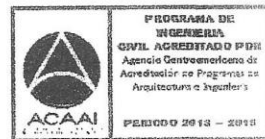
  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo 2016.

/mrrm.

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





Universidad de San Carlos  
de Guatemala

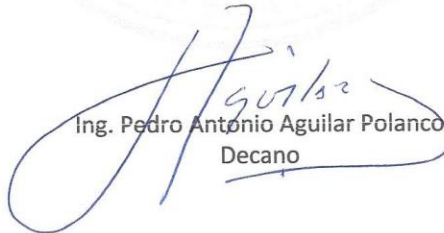


Facultad de Ingeniería  
Decanato

DTG. 092.2016

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE AMPLIACIÓN PARA PUENTE VEHÍCULAR RÍO FRÍO Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO RÍO FRÍO, SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario: **Luis Enrique Meléndez Chavarría**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

  
Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Decano

Guatemala, marzo de 2016

/gdech





## **ACTO QUE DEDICO A:**

- Dios** Por ser una importante influencia en mi vida y brindarme la oportunidad de disfrutar este día en que se cumple una de mis grandes metas.
- Mis padres** Enrique Meléndez y Rossy Chavarría, por ser un ejemplo de vida como padres y profesionales, guiándome para que llegara a ser profesional y hombre de bien.
- Mi hermana** Ana Lucía Meléndez Chavarría, para incentivarla a que siga adelante y en un futuro llegue a ser una profesional egresada de esta casa de estudios.
- Mi familia** Por ser un apoyo incondicional a lo largo de mi vida, brindándome un segundo hogar donde siempre he recibido todo su cariño y afecto en los momentos buenos y malos que he pasado a lo largo de la misma.
- Mis amigos y amigas** Por brindarme su amistad, la cual ha sido muy importante a lo largo de todos estos años.



## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Dios</b>	Por bendecir y brindarme la sabiduría necesaria para que llegara a cumplir esta meta.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por brindarme la oportunidad de formar parte de su centro de estudios y dar un paso grande en mi futuro como profesional.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por permitirme estudiar en sus aulas y brindarme todos los conocimientos necesarios para llegar a ser un profesional.
<b>Mi asesor</b>	Ing. Oscar Argueta, por guiarme a lo largo de todo el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), compartiendo sus conocimientos y experiencia.
<b>Mi padrino</b>	César Meléndez, por apoyarme durante todo este proceso como estudiante, motivándome siempre a salir adelante y siendo un ejemplo a seguir para mí.
<b>Mis amigos de la Facultad</b>	Por compartir conmigo esta experiencia de vida como estudiante en la Facultad de Ingeniería, disfrutando muy buenos momentos, los cuales serán inolvidables para mí.





## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS .....	IX
GLOSARIO .....	XIII
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN .....	XXI
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN RAYMUNDO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA .....	1
1.1. Aspectos generales .....	1
1.2. Ubicación y localización.....	1
1.3. Aspectos topográficos .....	2
1.4. Vías de acceso .....	3
1.5. Clima .....	4
1.6. Colindancias .....	4
1.7. Demografía.....	5
1.7.1. Población.....	5
1.7.2. Distribución de viviendas .....	5
1.7.3. Tipología de viviendas .....	6
1.8. Idiomas.....	7
1.9. Aspectos económicos.....	7
1.10. Servicios existentes.....	7
1.11. Investigación diagnóstica sobre necesadiades de servicios básicos y de infraestructura de los lugares en estudio .....	9

2.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO RÍO FRÍO, MUNICIPIO DE SAN RAYMUNDO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA .....	11
2.1.	Consideraciones generales .....	11
2.1.1.	Definición.....	11
2.1.2.	Tipo de puentes.....	11
2.1.3.	Tipo de vehículos de diseño.....	20
2.2.	Estudios de ingeniería básica .....	23
2.2.1.	Estudio topográfico.....	23
2.2.2.	Estudio de hidrología e hidráulica .....	24
2.2.3.	Estudio de suelos .....	25
2.2.4.	Estudio de Impacto Ambiental (EIA).....	30
2.3.	Proyecto de ingeniería .....	35
2.3.1.	Elementos del proyecto .....	35
2.3.1.1.	Generalidades .....	36
2.3.1.2.	Superestructura.....	37
2.3.1.2.1.	Consideraciones generales .....	37
2.3.1.2.2.	Drenajes.....	38
2.3.1.2.3.	Diseño de losa .....	42
2.3.1.2.4.	Diseño de vigas.....	49
2.3.1.2.5.	Diseño de diafragma .....	81
2.3.1.3.	Dispositivos básicos de protección.....	85
2.3.1.3.1.	Diseño de barandales y acera .....	86
2.3.1.4.	Subestructura .....	93
2.3.1.4.1.	Diseño de cortina .....	94
2.3.1.4.2.	Diseño de viga de apoyo .....	100

	2.3.1.4.3.	Diseño de neopreno ...	102
	2.3.1.4.4.	Diseño de estribos.....	111
	2.3.1.4.5.	Diseño de cimentaciones .....	133
2.4.		Planos de la obra.....	152
2.5.		Presupuesto de la obra.....	152
2.6.		Cronograma de ejecución e inversión .....	156
3.		DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO, CASERÍO RÍO FRÍO, MUNICIPIO DE SAN RAYMUNDO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA .....	159
3.1.		Descripción del proyecto .....	159
3.2.		Levantamiento topográfico .....	160
3.3.		Diseño del sistema .....	161
	3.3.1.	Descripción del sistema a utilizar .....	161
	3.3.2.	Período de diseño.....	162
	3.3.3.	Población de diseño .....	163
	3.3.4.	Dotación de agua potable .....	164
	3.3.5.	Factor de retorno .....	165
	3.3.6.	Factor de flujo instantáneo .....	165
	3.3.7.	Caudal sanitario.....	166
		3.3.7.1. Caudal domiciliar .....	166
		3.3.7.2. Caudal de infiltración .....	166
		3.3.7.3. Caudal por conexiones ilícitas .....	167
		3.3.7.4. Caudal comercial e industrial.....	168
	3.3.8.	Factor de caudal medio .....	168
	3.3.9.	Caudal de diseño.....	169
	3.3.10.	Selección del tipo de tubería.....	170
	3.3.11.	Diseño de secciones y pendientes .....	172

3.3.12.	Velocidades máximas y mínimas .....	173
3.3.13.	Cota invert .....	173
3.3.14.	Diámetro de tuberías .....	174
3.3.15.	Pozo de visita .....	175
3.3.16.	Conexiones domiciliarias.....	176
3.3.17.	Profundidad de la tubería .....	176
3.3.18.	Principios hidráulicos.....	177
	3.3.18.1. Relaciones hidráulicas .....	178
3.3.19.	Cálculos hidráulicos .....	181
	3.3.19.1. Ejemplo del diseño de un tramo .....	181
3.4.	Planos .....	188
3.5.	Presupuesto del proyecto.....	188
3.6.	Evaluación del Impacto Ambiental (EIA) .....	191
3.7.	Evaluación socioeconómica .....	193
	3.7.1. Valor presente neto (VPN) .....	193
	3.7.2. Tasa interna de retorno (TIR) .....	196
CONCLUSIONES.....		197
RECOMENDACIONES .....		199
BIBLIOGRAFÍA.....		201
ANEXOS.....		203

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Mapa de localización municipio de San Raymundo .....	2
2.	Mapa topográfico del caserío Río Frío, San Raymundo.....	3
3.	Puente Cahaboncita, Panzón, Alta Verapaz .....	14
4.	Puente Los Álamos, ciudad de Guatemala.....	16
5.	Puente Telemán, Panzós, Alta Verapaz .....	17
6.	Puente Los Cubes, Palencia, Guatemala.....	19
7.	Sistema de drenaje para puente vehicular del caserío Río Frío .....	41
8.	Sección superestructura para diseño de losa .....	42
9.	Diagrama de momento para carga muerta en losa .....	44
10.	Sección superestructura para diseño de viga interior.....	50
11.	Diagrama de corte para viga interior .....	52
12.	Diagrama de momentos para viga interior .....	54
13.	Distribución de carga para camión tipo T3S3.....	55
14.	Diagrama de reacciones en vigas debido a carga viva .....	55
15.	Diagrama de corte y momento para viga interior .....	56
16.	Diagrama para determinar R1 con carga viva T3S3 .....	63
17.	Diagrama de corte en viga interior .....	65
18.	Sección superestructura para diseño de viga exterior .....	68
19.	Diagrama de corte para viga exterior.....	70
20.	Diagrama de momentos viga exterior .....	71
21.	Diagrama de corte en viga exterior .....	79
22.	Diseño de armado para diafragmas externos .....	83
23.	Diseño de armado para diafragma interno .....	85

24.	Sección de banquetta y baranda .....	86
25.	Sección de poste de concreto .....	93
26.	Dimensionamiento de cortina y viga de apoyo .....	95
27.	Apoyo de neopreno .....	111
28.	Partes del estribo en voladizo .....	112
29.	Diagrama para determinar RA con carga viva T3S3 .....	113
30.	Dimensionamiento de estribos en voladizo .....	115
31.	Distancia de actuación de cargas verticales sobre la zapata .....	118
32.	Diagrama de fuerzas que actúan en la cortina central del estribo .....	129
33.	Factores de capacidad de apoyo de Janbu .....	139
34.	Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena .....	141
35.	Secciones de canal abierto y cerrado .....	178

## TABLAS

I.	Pesos y medidas de camiones de diseño .....	21
II.	Valores para N'c, N'q y N y con base a Ø .....	28
III.	Distribución de responsabilidades de mitigación .....	34
IV.	Cálculo de momento último viga interior .....	57
V.	Cálculo de corte último para viga interior .....	64
VI.	Cálculo de momento último viga exterior .....	72
VII.	Cálculo de corte último viga exterior .....	78
VIII.	Propiedades de diferentes durezas elastoméricas .....	104
IX.	Peso y momento total estribo lado derecho .....	117
X.	Peso y momento total estribo lado izquierdo .....	121
XI.	Valores de Ir recomendados para usos preliminares .....	138
XII.	Valores promedio de K .....	142
XIII.	Presupuesto puente vehicular del caserío Río Frío .....	153
XIV.	Cronograma de inversión y ejecución del proyecto .....	156

XV.	Cuantificación de habitantes por colonias y caseríos.....	163
XVI.	Características de la tubería a utilizar .....	171
XVII.	Relaciones hidráulicas para alcantarilla circular .....	179
XVIII.	Presupuesto alcantarillado sanitario del caserío Río Frío .....	189





## LÍSTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
@	A cada cierta distancia
<b>h</b>	Altura
<b>Hvp</b>	Altura viga principal
<b>As</b>	Área de acero
<b>AS ad</b>	Área de acero adicional
<b>As máx</b>	Área de acero máximo
<b>As min</b>	Área de acero mínimo
<b>As temp</b>	Área de acero por temperatura
<b>Av</b>	Área de varilla
<b>Ap</b>	Área del pilote
<b>b</b>	Base
<b>Bvp</b>	Base viga principal
<b>Qp</b>	Carga de punta del pilote
<b>PL</b>	Carga peatonal
<b>Qs</b>	Carga por fricción del pilote
<b>WU</b>	Carga última total del puente hasta la cimentación
<b>Q</b>	Caudal a sección llena
<b>q dis</b>	Caudal de diseño
<b>q inf.</b>	Caudal de infiltración
<b>q dom.</b>	Caudal domiciliario
<b>Qm</b>	Caudal medio
<b>Q.C.I</b>	Caudal por conexiones ilícitas
<b>q</b>	Caudal real a sección parcialmente llena

<b>Q san</b>	Caudal sanitario
<b>Ka</b>	coeficiente de empuje activo
<b>Kp</b>	coeficiente de empuje pasivo
<b>Ko</b>	Coeficiente de presión de tierra en reposo
<b>VCM</b>	Corte carga muerta
<b>VCV</b>	Corte carga viva
<b>Vn</b>	Corte nominal
<b>Vcr</b>	Corte nominal del concreto
<b>Vu</b>	Corte último
<b>CIE</b>	Cota invert de entrada
<b>CIS</b>	Cota invert de salida
<b>C. I. F.</b>	Cota invert final
<b>C. I. I.</b>	Cota invert inicial
<b>CP</b>	Cota piezométrica
<b><math>\delta</math> máx</b>	Deflexión máxima permitida
<b><math>\delta v</math></b>	Deflexión de la viga y losa
<b><math>\epsilon</math></b>	Deformación unitaria
<b><math>\phi</math></b>	Diámetro
<b>D</b>	Diámetro total de tubo
<b>DH</b>	Distancia horizontal
<b>E</b>	Empuje
<b><math>\sigma</math></b>	Esfuerzo
<b>q'</b>	Esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote
<b>S máx</b>	Espaciamiento máximo entre estribos
<b>t</b>	Espesor de losa
<b>hri</b>	Espesor de cada capa del elastómero
<b>hrt</b>	Espesor del elastómero total
<b>Est.</b>	Estación

<b>Fqm</b>	Factor de caudal medio
<b>K</b>	Factor de condición del apoyo en columnas
<b>F des</b>	Factor de deslizamiento
<b>FH</b>	Factor de flujo instantáneo
<b>FS</b>	Factor de seguridad
<b>FV</b>	Factor de volteo
<b>F sismo</b>	Fuerza de sismo
<b>FH</b>	Fuerza horizontal
<b>FL</b>	Fuerza longitudinal
<b>°C</b>	Grados Celsius
<b>I</b>	Impacto
<b>LC</b>	Línea central
<b>l/ hab/ día</b>	Litros por habitantes al día
<b>l/ seg.</b>	Litros por segundo
<b>S</b>	Luz eficaz entre vigas, espaciamiento y presión
<b>L</b>	Luz entre puntos distintos
<b>m/ m</b>	Metros por cada metro
<b>m/ seg</b>	Metros por segundo
<b>G</b>	Módulo de cortante para un elastómero de dureza 60
<b>M máx</b>	Momento máximo
<b>M sismo</b>	Momento de sismo
<b>Mcm</b>	Momento por carga muerta
<b>Mcv</b>	Momento por carga viva
<b>MI</b>	Momento por impacto
<b>Mu</b>	Momento último
<b>ΔS</b>	Movimiento horizontal máximo
<b>s</b>	Pendiente
<b>Pt</b>	Pendiente del terreno
<b>d</b>	Peralte

<b>n</b>	Periodo de diseño
<b>Wcm</b>	Peso de la carga muerta
<b>Wcv</b>	Peso de la carga viva
<b>Pf</b>	Población final
<b>Po</b>	Población inicial
<b>PV</b>	Pozo de vista
<b>P</b>	Presión
<b>z</b>	Profundidad especifica de cimentación
<b>Ra</b>	Radio de giro
<b>R</b>	Radio hidráulico
<b>RA</b>	Reacción en el apoyo A
<b>RB</b>	Reacción en el apoyo B
<b>Fy</b>	Resistencia del acero
<b>f'c</b>	Resistencia nominal del concreto
<b><math>\rho</math></b>	Ro
<b><math>\rho_b</math></b>	Ro balanceado
<b><math>\theta</math></b>	Rotación
<b>Sob</b>	Sobrecarga
<b>T3S3</b>	Sobrecarga, camión estándar
<b>r</b>	tasa de crecimiento
<b>d</b>	Tirante de agua dentro del tubo
<b>Vs</b>	Valor soporte del suelo
<b>v</b>	Velocidad a diseño a sección parcialmente llena
<b>V</b>	Velocidad de sección llena

## GLOSARIO

<b>Acera</b>	Espacio más elevado de la capa de rodadura, donde circulan los peatones.
<b>Acero de refuerzo</b>	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
<b>Alcantarillado sanitario</b>	Sistema que se utiliza para conducir unicamente aguas negras o servidas.
<b>Altimetría</b>	Procedimiento utilizado para definir las diferencias de nivel existentes entre puntos distintos de terreno o construcción.
<b>Caudal</b>	Cantidad de agua que brota de un manantial o cantidad de aguas negras producto del uso humano, por unidad de tiempo.
<b>Caudal de infiltración</b>	Cantidad por volumen de agua subterránea que se infiltra dentro del sistema de drenajes debido al nivel de la capa freática.

<b>Caudal de diseño</b>	Elevación de tramo por tramo del sistema sanitario aplicado en un período de diseño determinado, el cual está integrado por el caudal máximo de origen doméstico, el caudal de infiltración, conexiones ilícitas y aguas de origen comercial e industrial.
<b>Cota de cimentación</b>	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
<b>Cota invert</b>	La parte más baja de un colector medida en el interior.
<b>Deslizamiento</b>	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.
<b>Diafragmas</b>	Unidades utilizadas para evitar la deformación de las vigas y rigidizar la superestructura.
<b>Dotación</b>	Cantidad de agua que una persona necesita por día para satisfacer sus necesidades y que se expresa en litros por habitante al día.
<b>Empuje</b>	Fuerza ejercida por el suelo sobre la estructura.
<b>Estribo</b>	Muro que soporta la superestructura y transmite su peso al suelo.

<b>Factor de retorno</b>	Factor que indica la relación que existe entre la cantidad de agua que se consume al día y la dotación destinada para cada persona; puede variar este factor en función del clima de la región en estudio.
<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 a diferentes apoyos.
<b>Pendiente</b>	Inclinación necesaria con respecto a una línea horizontal, diseñada para que el agua que conducen las alcantarillas se desplace libremente haciendo uso de la fuerza de gravedad, la cual en alcantarillados cumple con especificaciones establecidas.
<b>Periodo de diseño</b>	Tiempo durante el cual lo que se diseña dará un servicio satisfactorio a la población.
<b>Planimetría</b>	Proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario, que es la superficie media de la tierra, y que toma un punto de referencia para su orientación.
<b>Pozo de visita</b>	Una estructura que forma parte de un alcantarillado y tiene por objeto permitir inspección, limpieza y ventilación al sistema.

<b>Puente</b>	Estructura que permite el tráfico de un punto a otro a través de cualquier interrupción.
<b>Relaciones hidráulicas</b>	Relación que existe entre cada uno de los parámetros de diseño a sección llena y los parámetros de diseño a sección parcialmente llena, las cuales deben cumplir con ciertas condiciones para que las tuberías no trabajen a sección llena.
<b>Sobrecarga</b>	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
<b>Subestructura</b>	Conjunto de elementos que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
<b>Superestructura</b>	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas del tráfico y transmitir las a la subestructura.
<b>Volteo</b>	Momento de la fuerza horizontal que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior.



## RESUMEN

El caserío Río Frío se encuentra ubicado en el municipio de San Raymundo, departamento de Guatemala, aproximadamente a 40 kilómetros de la ciudad capital, el cual requiere de la ampliación de un puente vehicular que lleva su mismo nombre para mejorar la fluidez vehicular, además de un proyecto sanitario que ayude a descontaminar el río, por el cual se le proporcionó dicho nombre al caserío. En la actualidad es la principal fuente de contaminación de la cabecera municipal, causante de enfermedades y malos olores para los habitantes que habitan en sus cercanías por lo que sus habitantes necesitan solucionar dicho problema.

El proyecto de infraestructura vial que se desarrollará es la ampliación del puente denominado Río Frío, este conecta la cabecera municipal de San Raymundo con la carretera principal que se dirige hacia la ciudad capital. Dicho proyecto es necesario para el desarrollo del pueblo, debido a que la mayoría de sus habitantes viajan diariamente hacia la ciudad capital por motivos de trabajo y el puente actual es muy estrecho y cuenta con un carril para ambas vías, lo que no permite el flujo vehicular.

Para el proyecto de ampliación es necesario la realización de los distintos estudios que conlleva el diseño y construcción de un puente, además de realizar un análisis para determinar cuál de los métodos de construcción de puentes será mejor aplicar para la construcción del puente auxiliar que proporcionará el carril extra, con base a los estudios, luz libre y cargas a las cuales será sometido, principalmente las cargas vehiculares.

El proyecto sanitario que se desarrollará será un drenaje sanitario, el cual se encontrará ubicado a la par del Río Frío, que es el cuerpo de agua al cual actualmente arrojan todas sus aguas residuales todas las lotificaciones y caseríos que se encuentran en las cercanías del mismo, generando un alto grado de contaminación y causante de malos olores fétidos y riesgo de enfermedades para las personas que habitan cerca de dicho cuerpo de agua.

Para dicho proyecto se tomará en cuenta la cantidad de población que llevarán sus aguas servidas al sistema en cierto período de diseño, el cual se estipulará y los posibles caudales sanitarios que existan en su área de influencia, para que, con base en esos factores se realice el diseño más conveniente, aplicando los conocimientos de ingeniería sanitaria adquiridos en la Facultad de Ingeniería, Usac y basados en el normativo del Instituto de Fomento Municipal, (Infom), se proporcione el diseño de drenaje sanitario más conveniente, que cumpla eficientemente con los requerimientos de la población y con el período de vida útil estipulada.

## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar un puente vehicular en el Río Frío y sistema de alcantarillado sanitario en el municipio de San Raymundo, departamento de Guatemala.

### **Específicos**

1. Desarrollar una investigación que muestre las diferentes necesidades de la población que se verá beneficiada con la realización de los proyectos que se desarrollarán en este trabajo de graduación.
2. Realizar el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario que beneficie a toda la población que habita en los alrededores del Río Frío, con periodo de diseño a 20 años.
3. Realizar el diseño de la ampliación para el puente vehicular Río Frío, para brindarle una solución a la problemática que se genera en el mismo, debido a lo estrecho de su sección, y que actualmente ha generado problemas para el paso de transporte pesado que sale o ingresa a la cabecera municipal.
4. Capacitar al personal de la municipalidad y miembros de los comités involucrados para brindarles el debido mantenimiento a las obras, para garantizar su buen funcionamiento y prolongar su vida útil.



## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo contiene el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario en el caserío Río Frío, el cual conducirá las aguas residuales de las colonias Jerusalem, Linda Vista, Las Joyas y el caserío Río Frío, que se encuentra ubicado a la orilla del mismo. Además, se llevará a cabo el diseño de una ampliación a un puente vehicular ya existente, ubicado en la entrada de la cabecera municipal y cruzando el río Frío. El diseño de estos proyectos se construirán en el municipio de San Raymundo, departamento de Guatemala.

El capítulo uno consiste en una monografía general del municipio de San Raymundo, que es donde se llevarán a cabo los proyectos de este trabajo de graduación, dentro de la información importante que se incluye se encuentra su ubicación y localización, vías de acceso, clima, colindancias, características de la población, distribución de viviendas, tipología de viviendas, entre otros. Dicha información es útil para conocer las características del lugar donde se llevarán a cabo los proyectos y tomarlas en cuenta a la hora del diseño.

El segundo capítulo se basa en el servicio técnico profesional, dividiéndose en dos partes, la primera es el diseño de la ampliación de puente vehicular que cruza el caserío Río Frío y la segunda parte el drenaje sanitario. Ambas partes contienen especificaciones de los respectivos proyectos, presupuesto, planos y los cálculos.



# **1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN RAYMUNDO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

## **1.1. Aspectos generales**

A continuación se hace una breve descripción de los aspectos más relevantes con que cuenta el municipio de San Raymundo, departamento de Guatemala, los cuales son:

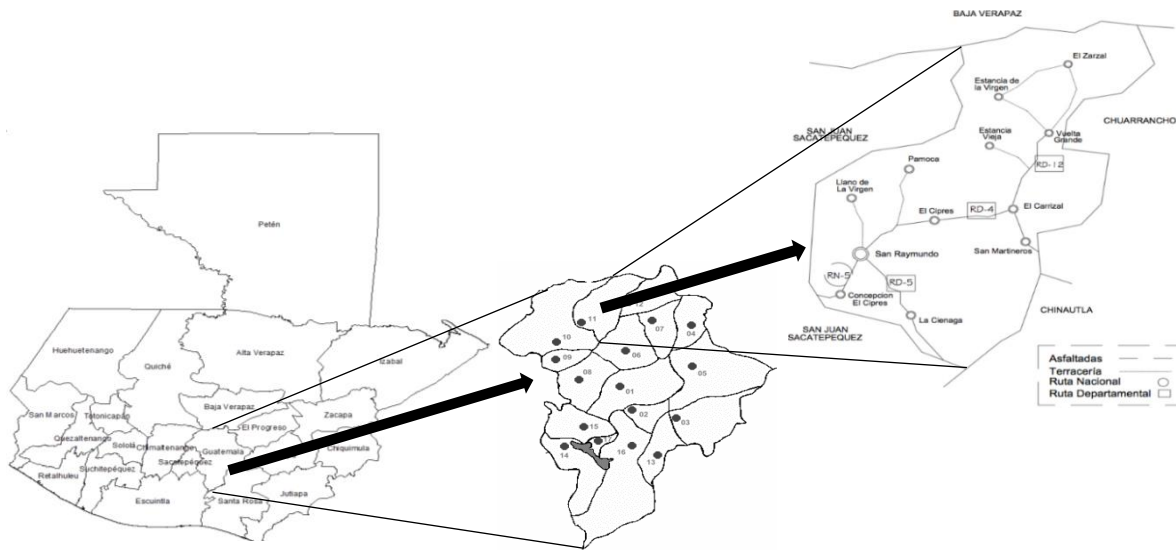
- Nombre geográfico: San Raymundo de las Casillas.
- Región: urbano y rural.
- Extensión territorial: 114 kilómetros cuadrados.
- Altura: 1 570 metros sobre el nivel del mar.
- Clima: templado.
- Topografía del terreno: plana en el área urbana y semiquebrada en el área rural.
- Feria patronal: El 23 de enero, en honor a San Raymundo de Peñafort.
- Flora: pino, ciprés, encino, cedro y gran variedad de flores silvestres.
- Fauna: venados, conejos, tacuacines, armadillos, comadrejas, coyotes, ardillas, pizotes y variedad de aves.

## **1.2. Ubicación y localización**

San Raymundo, municipio del departamento de Guatemala, ubicado a 43 kilómetros de la ciudad capital de Guatemala, situado en la parte norte del departamento de Guatemala, en la Región I o Región Metropolitana.

Se localiza en la latitud norte 14° 45' 55" y en la longitud oeste 90° 35' 45".

Figura 1. **Mapa de localización municipio de San Raymundo**



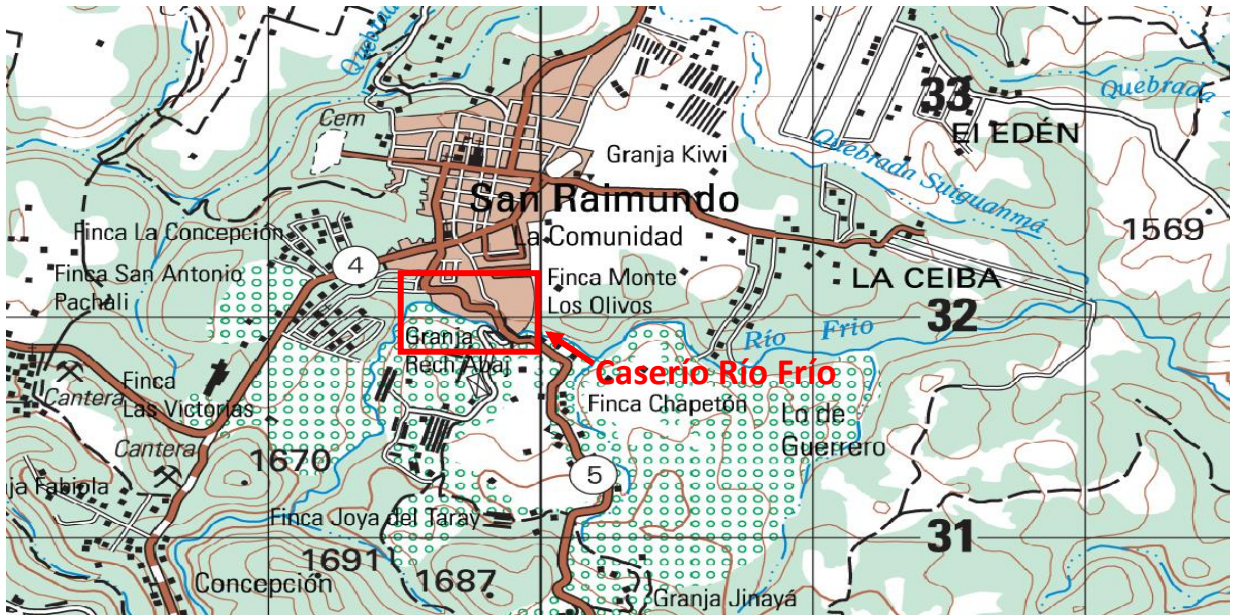
Fuente: elaboración propia, creada a partir de mapas obtenidos en la DMP.

**1.3. Aspectos topográficos**

Cuenta con una extensión territorial de 114 kilómetros cuadrados, conformada por una parte plana al norte del municipio y otra parte irregular al sur, que representa aproximadamente el 70 % de la extensión territorial del mismo.



Figura 2. Mapa topográfico del caserío Río Frío, San Raymundo



Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IGN).

#### 1.4. Vías de acceso

Se comunica al suroeste con San Juan Sacatepéquez, aproximadamente a 11 km sobre ruta asfaltada, pasando por La Azotea. Al sur con Ciudad Quetzal a 9 km. Al norte con Chinautla y Chuarrancho, para llegar a Chinautla son aproximadamente a 30 km sobre ruta de terracería pasando por El Carrizal y San Martineros.

Para el municipio de Chuarrancho son aproximadamente 25 km sobre la carretera asfaltada, pasando por la aldea Vuelta Grande.

## **1.5. Clima**

Es templado. Se ubica a una altura de 1 570,00 metros sobre el nivel del mar.

Según el Instituto Nacional de Sismología Vulcanología y Meteorología (Insivumeh), el promedio de temperatura anual es de 20 a 25 °C, con temperaturas máximas de 24 °C y una mínima de 5 a 10 °C.

El régimen de lluvias se caracteriza por presentar precipitaciones que anualmente fluctúan entre: 2,000 a 2,500 mm. El período de menor pluviosidad (época seca) comprende los meses de noviembre a abril. La época lluviosa empieza en mayo y finaliza en octubre. El número de días de lluvia durante el año oscila entre 120-180.

Según la clasificación de Holdrige es considerada una zona de vida de bosque húmedo subtropical, sin embargo, estos datos climáticos han variado en los últimos años, lo cual ha colocado al municipio como una zona con amenaza por sequía.

## **1.6. Colindancias**

Este municipio colinda con los siguientes municipios de la siguiente forma:

- Al norte: con el municipio de Granados y El Chol (Baja Verapaz)
- Al sur: con el municipio de San Juan Sacatepéquez (Guatemala)

- Al este: con los municipios de Chuarrancho y Chinautla (Guatemala)
- Al oeste: con el municipio San Juan Sacatepéquez (Guatemala)

## **1.7. Demografía**

En relación a la demografía se hace una descripción de la población, cómo se distribuyen las viviendas, su idioma, entre otros.

### **1.7.1. Población**

La población total del municipio de San Raymundo en el 2002 se calculó en 23 720 habitantes y según proyecciones realizadas con base al censo, para el 2010 se estima en 28 757 habitantes.

La población del municipio está distribuida en un 67,2 % en el área rural, mientras que un 32,8 % es urbana, con 51 % de mujeres y el 49 % de hombres. En comparación con otros municipios del departamento de Guatemala, San Raymundo no presenta una densidad de población muy alta, siendo de 252 habitantes por kilómetro cuadrado.

La población sanraymundense cuenta con un promedio del 75 % indígena perteneciente al grupo kaqchiquel, siendo uno de los cuatro municipios con mayor población indígena del área norte del departamento de Guatemala.

### **1.7.2. Distribución de viviendas**

La mayor parte de la pobreza del municipio se encuentra en el área rural o en los alrededores del casco urbano, donde las viviendas cuentan con un

techo de lámina, paredes de adobe, lámina o *block* rústico y pisos de concreto rustico o tierra.

En el casco urbano existe un tipo de vivienda menos rudimentaria, incluso, gran parte de las viviendas del pueblo son de dos o tres niveles. Sin embargo, esto se muestra únicamente en el centro del pueblo, en sus alrededores cercanos se encuentran colonias o caseríos, en los cuales se pueden observar casas de lámina, adobe y algunas que ya se han fabricado con *block*, pero con techo de lámina.

### **1.7.3. Tipología de viviendas**

En la actualidad, el tipo de vivienda que se está fabricando más comúnmente en el municipio es de mampostería reforzada, con techo de lámina, sin embargo, las personas que poseen la capacidad económica prefieren su casa con terraza por medio de sistema de losa mayormente fundida *in situ*.

Una gran parte de viviendas del área rural y de los alrededores del casco urbano es de adobe, que es un tipo de mampostería fabricada principalmente con barro y paja, remontándose la fabricación de algunas viviendas a tiempos posteriores al terremoto de 1976, donde una gran parte de la población perdió sus viviendas y se vieron obligados a la construcción de una nueva, que hasta el día de hoy la continúan habitando. En la actualidad, algunos habitantes aún prefieren construir sus viviendas con adobe, ya que en su mayoría son de escasos recursos, debido a que en su opinión es más económico que el *block*, sin embargo, esto es una minoría; la mayor parte de la población utiliza el *block* ya sea pómez o de concreto para sus construcciones.

## **1.8. Idioma**

Los principales idiomas que hablan los habitantes del municipio de San Raymundo son el español y el kaqchikel.

## **1.9. Aspectos económicos**

Su producción agropecuaria incluye principalmente: maíz, frijol y café, aunque en la actualidad también se dedica una buena parte de la población a la siembra de tomate y arveja china, entre otros.

Su producción artesanal incluye tejidos de algodón, cerámica, jarcia, imaginería, muebles de madera, productos de hierro, candelas, cuero, teja y ladrillo de barro, cohetería, elaboración de comales y ollas de barro, alfarería, elaboración de floreros de cerámica, fabricación de servilletas y manteles bordados a mano y a máquina.

La población del municipio tiene un porcentaje alto de personas que se dedican a fabricar cohetes, aunque, en el pueblo un alto porcentaje de familias se sostienen de las remesas que envían familiares del extranjero.

## **1.10. Servicios existentes**

- Educación: el sistema de educación en el casco urbano del municipio, está formado por los siguientes establecimientos:
  - Educación pública:
    - Escuela de párvulos

- Escuela de educación primaria
  - Instituto de educación básica
  - Escuela de Comercio adscrita
- Educación privada:
  - Ocho colegios de educación primaria y secundaria.
- Energía eléctrica: el ochenta y cinco por ciento de la comunidad cuenta con servicio de energía eléctrica, la cual es suministrada por la Empresa Eléctrica de Guatemala.
- Agua potable: el ochenta por ciento de las viviendas en el casco urbano del municipio cuentan con el servicio de agua potable para su aseo personal y consumo diario, sin embargo, existen proyectos municipales de ampliación de la red existente, con el propósito de dotar de agua al cien por ciento del área urbana.
- Drenajes: actualmente el setenta y dos por ciento de la población, en el casco urbano del municipio, cuenta con drenajes en sus lugares de habitación, el veintiocho por ciento restante, localizado en la periferia del pueblo utiliza fosa séptica o arrojando sus aguas residuales a ríos cercanos.
- Carreteras: las carreteras con las que actualmente cuentan son asfaltadas y sus calles principales son de concreto.

- Teléfono: actualmente se cuenta con telefonía residencial en la mayoría de las viviendas, así también se cuenta con telefonía Ladatel y servicio de celular que brindan las diferentes empresas de telefonía del país.
- Transporte: adicionalmente al transporte público se puede mencionar los motos taxis, microbuses y picops que la población también utiliza para su desplazamiento a otras comunidades aledañas a la cabecera municipal.
- Financieros: son prestados únicamente por 2 bancos del sistema nacional y 2 cooperativas, ubicados en el casco urbano; son los que mayor aporte hace a la educación y a la salud en el municipio y que cuentan con cobertura en la mayoría de los municipios del área norte del departamento de Guatemala, ya que el fin primordial es apoyar a que cuenten con una mejorar de calidad de vida y que los habitantes puedan optar a un crédito, donde pueden formar pequeñas o medianas empresas con un capital inicial.

Además de estos servicios mencionados cuentan con: cementerio, biblioteca municipal, servicio de internet en negocios privados, oficina del organismo judicial, subestación de Policía Nacional Civil, estación del Cuerpo de Bomberos Voluntarios, estadio municipal de *foot-ball*, salón comunal, iglesias evangélicas y una iglesia católica.

#### **1.11. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura de los lugares en estudio**

El señor alcalde municipal, cada año, por medio del Comude realiza en mes de noviembre un consenso con los presidentes de los diferentes Cocodes del municipio y demás personas interesadas, en el cual se definen las

prioridades en cuanto a las necesidades básicas de servicios para trabajar el próximo año, estos son: agua potable, saneamiento, infraestructura vial, construcción de escuelas y puestos de Salud, entre otros. Para el 2014 y 2015 se acordó por medio del Comude que la Municipalidad debía tomar como primer necesidad básica la infraestructura vial, en lo que corresponde a la pavimentación de calles y callejones, construcción de puentes, mantenimiento de carreteras, entre otros. Como segunda necesidad básica se estableció el saneamiento en lo que corresponde a la construcción de plantas de tratamiento y sistemas de alcantarillados sanitarios para descontaminar los ríos del casco urbano, y evitar las enfermedades y malos olores que las personas que habitan en los caseríos y colonias cercanas a los mismos sufren cada día.

Posteriormente, por medio de entrevistas y encuestando a diferentes habitantes del municipio se constató que gran parte de los habitantes poseen un servicio de agua potable regular en su casa y la mayoría de los niños asisten a una escuela digna para recibir su educación, como también tienen acceso en la mayoría de las comunidades rurales a un puesto de Salud donde se les brindan los servicios médicos necesarios, por lo cual se comprobó que las necesidades preestablecidas en la junta con los líderes comunitarios si eran las de mayor importancia para el municipio.



## **2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO RÍO FRÍO, MUNICIPIO DE SAN RAYMUNDO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

### **2.1. Consideraciones generales**

Para la realización del diseño de puente para el caserío Rio Frío, municipio de San Raymundo, se tomaron en cuenta varios factores que se describen a continuación, lo cual ayudará a los habitantes a tener mejor acceso para los vehículos y transportar los productos con mayor facilidad.

#### **2.1.1. Definición**

Un puente es una construcción que permite salvar un accidente geográfico como un río, un cañón, un valle, una carretera, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo físico.

El diseño de cada puente varía, dependiendo de su función y de la naturaleza del terreno sobre el que se construye.

#### **2.1.2. Tipo de puentes**

Para la construcción de puentes existen gran cantidadde materiales que son capaces de resistir las inclemencias del tiempo y principalmente las cargas de diseño, conforme la evolución de los materiales, los puentes fueron mejorando en calidad, trabajabilidad y durabilidad. A continuación se mencionan:

- Puentes de acero

El acero se usa principalmente en armaduras, como vigas de apoyo en superestructuras con losa de concreto, se usan diferentes tipos de elementos tales como: vigas, contravientos, diafragmas, planchas de apoyo o empalme, pernos, remache, soldados, entre otros.

El acero es un material con bastantes ventajas para el diseño y construcción, ya que tiene una alta resistencia a la tensión y compresión. Se comporta como un material elástico, casi perfecto dentro de los límites normales de trabajo, sus reservas de resistencia, van más allá del límite de fluencia, además que el control de calidad en su elaboración garantiza uniformidad en sus propiedades.

- Puentes de vigas

Son los puentes de acero más simples, consisten en vigas tipo I, roladas en frío o con vigas de molino, que soportan el tránsito que se mueve sobre la carpeta de rodadura o están totalmente integrados a ella.

Las vigas roladas, también sirven como piezas de puentes y largueros para cubiertas de travesaños armados y puentes de armadura.

- Puentes de travesaños armados

Se aplica a elementos estructurales con sección transversal en forma de I, remachados o soldados a partir de placas y ángulos o únicamente de placas. Se utilizan como elementos primarios de soporte en muchos sistemas estructurales, como vigas simples en los estribos, o con extremos en voladizo

sobre pilares, vigas continuas o articuladas, para puentes con varias luces, traves rigidizantes en puentes de arco y colgantes, en puentes de marco rígido.

En el diseño con soldadura, la resistencia se obtiene con placas de patín de diferentes espesores, anchos o grados de acero, soldados a topes unas con otras en sucesión.

En el diseño remachado o atornillado, los atiesadores transversales intermedios pueden colocarse en ángulo con el patín, pero los atiesadores transversales intermedios deben ser rectos. Los remaches o soldaduras que unen los atiesadores de apoyo con el alma deben diseñarse para la reacción total del apoyo.

- Puentes de armadura

Las armaduras están formadas por elementos rectos en arreglos triangulares. Aun cuando la construcción de tipo armadura, se aplica a casi todos los sistemas estáticos, el término se restringe a las estructuras tipo viga I, como en claros simples y estructuras continuas y articuladas (en voladizo).

Los puentes de armaduras requieren más trabajo de campo que los de traves armados, además el mantenimiento de las armaduras es más costoso, debido a la hechura de los miembros y el difícil acceso a las superficies de acero.

- Puentes colgantes

En la actualidad es el único tipo de puente para claros mayores de 1 800 pies (548,64 metros) y compite con otros sistemas en claros más cortos.

El sistema estructural básico consiste de cables principales flexibles y suspendidos de ellos, traveses o armaduras rigidizantes, denominados vigas de rigidización, que soportan la estructura de la cubierta. Los carriles de tránsito vehicular se acomodan, por regla general, entre los sistemas principales de soporte, las banquetas entre los sistemas principales o en voladizo a ambos lados. Los cables principales se anclan a bloques masivos de concreto o en la roca (cuando es capaz de resistir la tensión del cable), en túneles rellenos de concreto y otros.

Figura 3. **Puente Cahaboncito, Panzós, Alta Verapaz**



Fuente: Grupo Muratori S. A., Panzos, Alta Verapaz.

- Puentes en arco

Un puente de arco típico consiste en dos o más arcos paralelos, o series de arcos, así como de los contraventeos laterales necesarios en los extremos y columnas con suspensores para soportar la estructura de la cubierta. Los puentes con cubiertas por arriba de los arcos y espacios libres por abajo se diseñan como arcos de tímpano abierto sobre estribos que resisten el empuje, este tipo es usualmente el más económico.

Los puentes con cubierta cerca del nivel de los apoyos se diseñan normalmente como arcos con tirante, donde este toma el empuje del arco. Los apoyos en los extremos y los estribos son similares a los puentes de trabes o de armadura.

Los puentes con cubiertas en un nivel intermedio pueden ser con tirantes, los cuales descansan en apoyos que resisten el empuje, o pueden combinarse estructuralmente con claros laterales que aligeren el empuje del claro principal sobre las pilastras o pilares principales.

Los claros de los puentes de arco múltiple, en general están separados estructuralmente sobre los pilares, pero tales puentes, también se diseñan como estructuras continuas.

Figura 4. **Puente Los Álamos, ciudad de Guatemala**



Fuente: Grupo Muratori S. A., Panzos, Alta Verapaz.

- Puentes sostenidos por cables

El puente atirantado, también llamado trabe atirantada, se usa cada vez más, desde 1950, en puentes de claros medios y largos, debido a su economía, rigidez, cualidades estéticas y facilidad de montaje sin obra falsa.

El diseño de tales puentes utiliza cables, los cuales conectan los pilones al claro con objeto de proporcionar apoyo intermedio. Este principio ha sido entendido por los diseñadores de puentes desde hace dos siglos, con este sistema se pueden cubrir luces realmente grandes.

- Puentes de concreto reforzado

Los puentes de concreto reforzado se emplean para luces relativamente cortas, usualmente se han construido en luces simplemente apoyadas de hasta 25 metros.

Las principales características de estos puentes son: gran durabilidad, mínimo mantenimiento y buen aspecto. El caso de superestructuras de concreto reforzado de vigas se analiza comprobando si funcionan como T o como viga rectangular.

El concreto es un material estructural que se obtiene por medio de la mezcla proporcionada de cemento, agregados gruesos (grava) y finos (arena) en diversos tamaños y agua. La resistencia del concreto reforzado a la compresión es increíblemente buena, no así a la tensión, por lo que para ello debe contener varillas de acero, o algún otro tipo de refuerzo que, en conjunto resistan las fuerzas combinadas.

Figura 5. **Puente Telemán, Panzós, Alta Verapaz**



Fuente: Grupo Muratori S. A., Panzos, Alta Verapaz.

- Puentes de concreto preesforzado

Es definido por la ACI como: “Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas, las cuales se equilibran hasta un grado deseado”. En miembros de concreto reforzado se introduce, comúnmente el preesfuerzo dando tensión al refuerzo de acero.

Los puentes de concreto preesforzado de luz simple con vigas tipo I, para carreteras, se han construido con longitudes de hasta 61 metros. Se considera conservadora la relación luz/peralte de 20, normal de 22 a 24, límite crítico de 26 a 28. Las secciones caja pueden tener relaciones de 5 a 10 %, mayores que las vigas I, en cambio, para las secciones T bastante espaciadas deberán tener relaciones de 5 a 10 % menores que las vigas I.

Las estructuras de concreto preesforzado pueden ser pretensadas o postensadas, preesforzadas parcial o totalmente, preesforzadas exteriormente o interiormente, preesforzadas lineal o circular con tendones adheridos y sin adherir, precolado, fundido en sitio o construcción mixta.

Los materiales usados en la construcción de estructuras preesforzadas requieren que tengan mayor resistencia que los utilizados en el concreto reforzado, debido a varias razones; entre ellas se requiere concreto de mayor resistencia para minimizar costo, el concreto más débil requerirá anclajes especiales o fallará expuesto a grietas por contracción, (tiene un módulo de elasticidad mayor y una deformación menor por plasticidad, mayor resistencia a la tensión, al corte, a la adherencia y al empuje).



En cuanto al acero, el alargamiento de la barra es aproximadamente igual, en magnitud a la contracción y deformación plástica del concreto, obviamente en sentido contrario, por lo que el preesfuerzo efectivo resulta semejante al acero, por lo tanto, no se tienen resultados positivos con este método. Dentro de los dos tipos de preesforzado se tienen:

- Pretensado

El concepto de pretensado se utiliza para describir los métodos de preesfuerzo, en los que se tensan los tendones antes de colocar el concreto. Los tendones deberán estar anclados en forma temporal a apoyos donde son tensados y se transfiere el preesfuerzo al concreto después de que ha fraguado. Este es el método más utilizado en la elaboración de prefabricados.

Figura 6. **Puente Los Cubes, Palencia, Guatemala**



Fuente: Grupo Muratori S. A., Panzos, Alta Verapaz.

- Postensado

El postensado es un método de preesfuerzo en el cual se tensa el tendón, después de que ha endurecido el concreto (se dejan ductos para los tendones en el elemento), así el preesfuerzo se produce casi siempre contra el concreto endurecido y los tendones se anclan contra él, inmediatamente después del preesfuerzo.





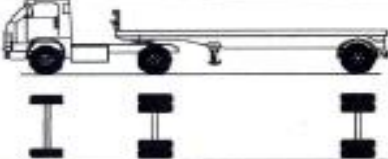
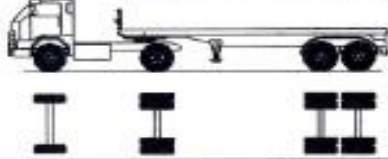
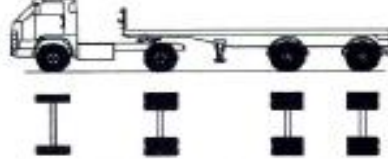
Nota: de los diferentes tipos de puentes anteriormente mencionados, por las características del lugar, mantenimiento, durabilidad, costo, capacidad de carga y luz permisible, se determinó que la mejor opción para el puente vehicular Río Frío, es utilizar un puente de concreto reforzado tipo vigas de una sola luz.

### **2.1.3. Tipo de vehículos de diseño**




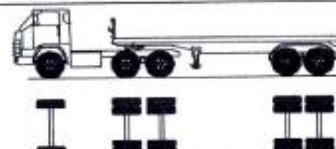

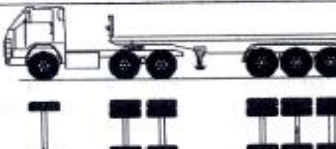
Para el diseño de puentes vehiculares existen diferentes tipos de vehículos de diseño que se pueden utilizar, dependiendo las necesidades de la población a la cual le servirá el proyecto y el tipo de vehículo que utilizarán, ya sea con fines comerciales o de transporte únicamente.

Normalmente se toma como vehículo de diseño el más crítico en cuanto a su peso y medidas, a continuación se presenta la tabla I con algunos tipos de camiones de diseño que pueden ser utilizados para diseño de puentes:

Tabla I. Pesos y medidas de camiones de diseño

TABLA DE PESOS Y MEDIDAS									
Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. ( m )	Peso máximo ( t )				Peso bruto máx. ( t )		
			Eje Delant	Conjunto de ejes posteriores					
				1ª	2ª	3ª		4ª	
C2		12,30	7	11	---	---	---	18	
C3		13,20	7	18	---	---	---	25	
C4		13,20	7	23 <sup>(1)</sup>	---	---	---	30	
8x4		13,20	7+7 <sup>(2)</sup>	18	---	---	---	32	
T2S1		20,50	7	11	11	---	---	29	
T2S2		20,50	7	11	18	---	---	36	
T2Se2		20,50	7	11	11	11	---	40	

Continuación de la tabla I.

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. ( m )	Peso máximo ( t )				Peso bruto máx. ( t )	
			Eje Delant	Conjunto de ejes posteriores				
				1º	2º	3º		4º
T2S3		20,50	7	11	25	---	---	43
T2Se3		20,50	7	11	11 <sup>(4)</sup>	18	---	47
T3S1		20,50	7	18	11	---	---	36
T3S2		20,50	7	18	18	---	---	43
T3Se2		20,50	7	18	11	11	---	47
T3S3		20,50	7	18	25	---	---	48 <sup>(2)</sup>

Fuente: AASHTO LRFD. *Manual de diseño de puentes*. ed. 2010. p. 24.

Nota: en el caso del puente vehicular para el casería Río Frío, el tipo de vehículo de diseño se determinó, por medio de una inspección de campo en la cual se observaron todos los diferentes tipos de vehículos que circulan por el tramo donde se construirá el puente, determinando que el más crítico será un

camión T3S3 con un peso total aproximado de 50 toneladas, con su peso distribuido como se muestra en la tabla I en sus seis ejes.

## **2.2. Estudio de ingeniería básica**

Para el proyecto de puente vehicular se tomaron en cuenta estudios de ingeniería básica, por ejemplo: estudios topográficos, de hidrología e hidráulica, los cuales se explican a continuación.

### **2.2.1. Estudio topográfico**

En el diseño de puentes, uno de los elementos básicos a tomar en cuenta es la topografía, porque esta proporciona la información necesaria para determinar la geometría que dicho puente ha de llevar.

Para este proyecto se realizó un levantamiento topográfico 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas debajo de donde se ubicará la estructura; y también se tomaron 50 metros a cada extremo del puente. Esto para conocer el comportamiento del río, las zonas de inundación, establecer puntos donde sean necesarias obras de protección, y determinar las condiciones de acceso.

El levantamiento topográfico realizado en el presente proyecto fue mediante la utilización de una estación total, que por medio de una nube de puntos llega a obtener las curvas de nivel y secciones transversales necesarias para determinar la ubicación y realizar el diseño geométrico de la estructura.

Los materiales y equipo que se utilizaron para este levantamiento fueron:

- 2 plomadas.

- 1 estación total marca Sokkia.
- Estacas de madera para la ubicación de las estaciones.
- 4 cilindros de concreto de 6 pulgadas de diámetro para marcar los puntos de los bancos.
- Clavos.
- Machetes.
- 2 prismas.
- 1 cinta métrica.

### **2.2.2. Estudio de hidrología e hidráulica**

En relación a puentes, los estudios hidrológicos e hidráulicos sirven principalmente para estudiar el comportamiento de la cuenca del río, para lograr determinar su crecida máxima en el punto donde se construirá el puente.

Se entiende como una crecida máxima cuando los niveles de agua rebasan la altura que mantiene durante un periodo. Estas crecidas máximas ocurren para épocas de lluvia u otros fenómenos naturales.

Para el cálculo existen métodos aproximados que ayudarán a obtener una crecida máxima, entre los métodos están:

- De sección pendiente
- Racional
- De comparación

Con los datos siguientes, obtenidos entre los habitantes de la comunidad, no fue necesario calcular la altura de la crecida máxima por un método.

- En la época de verano circula una cantidad de agua muy baja, principalmente agua de los drenajes que descargan al río actualmente.
- En época de invierno el nivel de agua se llega a mantenerse entre 30 y 50 centímetros sobre el nivel del terreno.
- En una crecida máxima el nivel de agua llega a 1,50 metros sobre el nivel del terreno. Este dato se puede verificar con las marcas que se encuentran en las orillas del cauce, las cuales indican los niveles a los cuales ha llegado el caudal.

Sin embargo, a pesar de que se obtuvieron los anteriores datos proporcionados por la población, con motivo de un estudio del comportamiento hidrológico de la cuenca, para este proyecto no es necesario calcular la altura del puente a partir de su crecida máxima, puesto que la altura que tendrá la superestructura está dada por el nivel del puente que ya existe y con el cual se complementarán para brindar los 2 carriles. El nivel del puente ya existente sobrepasa por un buen margen la altura a la cual podría llegar a dañar la crecida máxima a la estructura, por lo cual no se consideraría un riesgo para la estructura.

### **2.2.3. Estudios de suelos**

Las cargas provenientes de la estructura se transmitirán al suelo, es por esto que es importante conocer sus propiedades.

El valor soporte del suelo será determinado mediante las ecuaciones de la Teoría de Terzaghi, desarrolladas por el doctor Karl Von Terzaghi (1883 - 1963), con los datos obtenidos en el ensayo de compresión triaxial.

Determinación de la calidad del suelo: para evaluar la calidad y el valor soporte del suelo, se realizó una excavación a 1,50 metros de profundidad a ambos lados del puente, donde se obtuvieron dos muestras inalteradas de 1 pie cúbico, que se sometieron al ensayo de compresión triaxial; mediante la prueba no consolidado, no drenado (ver anexo 1), para obtener los siguientes parámetros:

- Lado derecho del puente (vista en dirección hacia donde corre el río):
  - Ángulo de fricción interna  $\phi = 34,77^\circ$
  - Cohesión  $C_u = 4,03 \text{ t/m}^2$
  - Descripción del suelo = arena limosa cementada con presencia de pómez color beige.
  - Densidad seca =  $1,30 \text{ t/m}^3$
  - Densidad húmeda =  $1,57 \text{ t/m}^3$
  - Humedad = 19,36 %
  
- Lado izquierdo del puente (vista en dirección hacia donde corre el río):
  - Ángulo de fricción interna  $\phi = 30,33^\circ$
  - Cohesión  $C_u = 0,23 \text{ t/m}^2$
  - Descripción del suelo = arena limosa color café
  - Densidad seca =  $1,33 \text{ t/m}^3$
  - Densidad húmeda =  $1,65 \text{ t/m}^3$
  - Humedad = 31,66 %



Ecuación de Terzaghi:

$$q_u = 1,3 C N'_c + \gamma_{\text{suelo}} Z N'_q + 0,4 \gamma_{\text{suelo}} B N_\gamma$$

Donde:

$q_u$  = capacidad de carga límite en t/m<sup>2</sup>

$C$  = cohesión del suelo

$\gamma_{\text{suelo}}$  = peso volumétrico del suelo en t/m<sup>3</sup>

$Z$  = profundidad donde se realizó la prueba

$B$  = base

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

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

$N_\gamma$  = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

$N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N_\gamma$  pueden calcularse mediante fórmulas o mediante tablas y gráficas.

En este caso, estos valores serán determinados mediante la tabla III, que se muestra a continuación.

Tabla II. Valores para  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$  con base a  $\emptyset$

$\emptyset$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$	$\emptyset$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
0	5,70	1,00	0,00	26	15,53	6,05	2,59
1	5,90	1,07	0,005	27	16,30	6,54	2,88
2	6,10	1,14	0,02	28	17,13	7,07	3,29
3	6,30	1,22	0,04	29	18,03	7,66	3,76
4	6,51	1,30	0,055	30	18,99	8,31	4,39
5	6,74	1,39	0,074	31	20,03	9,03	4,83
6	6,97	1,49	0,10	32	21,16	9,82	5,51
7	7,22	1,59	0,128	33	22,39	10,69	6,32
8	7,47	1,70	0,16	34	23,72	11,67	7,22
9	7,74	1,82	0,20	35	25,18	12,75	8,35
10	8,02	1,94	0,24	36	26,77	13,97	9,41
11	8,32	2,08	0,30	37	28,51	15,32	10,90
12	8,63	2,22	0,35	38	30,43	16,85	12,75
13	8,96	2,38	0,42	39	32,53	18,56	14,71
14	9,31	2,55	0,48	40	34,87	20,50	17,22
15	9,67	2,73	0,57	41	37,45	22,70	19,75
16	10,06	2,92	0,67	42	40,33	25,21	22,50
17	10,47	3,13	0,76	43	43,54	28,06	26,25
18	10,90	3,36	0,88	44	47,13	31,34	30,40
19	11,36	3,61	1,03	45	51,17	35,11	36,00
20	11,85	3,88	1,12	46	55,73	39,48	41,70
21	12,37	4,17	1,35	47	60,91	44,45	49,30
22	12,92	4,48	1,55	48	66,80	50,46	59,25
23	13,51	4,82	1,74	49	73,55	57,41	71,45
24	14,14	5,20	1,97	50	81,31	65,60	85,75
25	14,8	5,60	2,25				

Fuente: BRAJAM M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 24.

- Cálculo para el lado derecho del puente (vista en dirección hacia donde fluye el río)

Datos:

$$C = 4,03 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,30 \text{ t/m}^3$$

$$Z = 1,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
B &= 1 \text{ m} \\
N'c &= 24,84 \\
N'q &= 12,50 \\
N\gamma &= 8,09 \\
qu &= 1,3 (4,03)(24,84) + (1,30)(1,50)(12,50) \\
&\quad + 0,4(1,30)(1) (8,09) \\
qu &= 158,72 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Como se puede observar, el valor de que es el esfuerzo límite, mas no el admisible o de diseño de cimentación. Terzaghi recomienda para una  $qu$  admisible un factor de seguridad no menor de tres, por lo tanto:

$$V_s = \frac{qu}{3} = \frac{15,72 \text{ t/m}^2}{3} = 52,90 \text{ t/m}^2$$

- Cálculo para el lado izquierdo del puente (vista en dirección hacia donde fluye el río).

Datos:

$$\begin{aligned}
C &= 0,23 \text{ t/m}^2 \\
\gamma_{\text{suelo}} &= 1,33 \text{ t/m}^3 \\
Z &= 1,50 \text{ m} \\
B &= 1 \text{ m} \\
N'c &= 19,33 \\
N'q &= 8,54 \\
Nw &= 4,53 \\
qu &= 1,3 (0,23)(19,33) + (1,33)(1,50)(8,54) + 0,4(1,33)(1) (4,53) \\
qu &= 25,23 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Factor de seguridad de Terzaghi:

$$V_s = \frac{q_u}{3} = \frac{25,23 \text{ t/m}^2}{3} = 8,41 \text{ t/m}^2$$

Con los resultados de valor soporte ( $V_s$ ) obtenidos anteriormente, se evaluará la cimentación de las zapatas de ambos lados del puente, para determinar una dimensión de zapata que cumpla con la capacidad de carga de los dos tipos de suelos evaluados anteriormente mediante el estudio de suelos.

#### **2.2.4. Estudio de Impacto Ambiental (EIA)**

Cualquier tipo de construcción, al igual que cualquier actividad realizada por el ser humano, 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.

De acuerdo con las normativas ambientales de la actualidad, pueden realizarse dos tipos de estudios de impacto ambiental:

- Impacto no significativo o evaluación rápida: consiste básicamente en un breve estudio realizado mediante una visita de observación al sitio del proyecto, por parte de técnicos en ambiente, aprobados por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) 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 significativo o evaluación general: se desarrolla en dos fases:

Preliminar o de factibilidad, la cual debe contar con:

- Datos de la persona interesada, individual o jurídica.
- Descripción del proyecto y escenario ambiental; (natural, social, y humano).
- Principales impactos y medidas de mitigación.
- Sistemas de disposición de desechos.
- Plan de contingencia.
- Plan de seguridad humana.
- Otros datos que se consideren necesarios.

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:

- ¿Qué le sucederá al medio ambiente como resultado de la ejecución del proyecto?
- ¿Cuál es el alcance de los cambios que sucederán?
- ¿Qué importancia tienen los cambios?
- ¿Qué puede hacerse para prevenirlos o mitigarlos?
- ¿Qué opciones o posibilidades son factibles?
- ¿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 MARN.

En todo proceso de evaluación de impacto ambiental, debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- 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:
  - Nombre de la comunidad: caserío Río Frío
  - Municipio: San Raymundo
  - Departamento: Guatemala
- Tipo de proyecto: puente vehicular de una vía, de concreto armado en carretera principal de entrada al pueblo.
- 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).

- ¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida?  
R/ no
  - Nombre del área protegida:  
R/ no aplica
  - Categoría de manejo del área protegida:  
R/ no aplica
  - Base legal de la declaratoria del área protegida:  
R/ no aplica
  - Ente administrador del área protegida:  
R/ no aplica
  - Ubicación del proyecto dentro de la zonificación del área protegida:  
R/ no se encuentra dentro de zonas protegidas
  - Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP:  
R/ no aplica
  - Consideraciones sobre ecosistemas naturales:  
R/ no
  - ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural?  
R/ no aplica
  - Estado actual del ecosistema:  
R/ no aplica
- Otras consideraciones: cruza el proyecto alguno de las siguientes zonas:
    - Zona de alto valor escénico: no
    - Área turística: no
    - Sitio ceremonial: no
    - Sitio arqueológico: no
    - Área de protección agrícola: no

- Área de asentamiento humano: no
  - Área de producción forestal: no
  - Área de producción pecuaria: no
- Identificación de impactos ambientales: se representa la proyección de impactos durante la construcción y operación, de acuerdo a la tabla III.

Tabla III. **Distribución de responsabilidades de mitigación**

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 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		



Continuación de la tabla III.

Impacto ambiental previsto	<b>El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:</b>		
Actividad	comité de mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
Erosión de cortes	X	X	
Accidentes de tránsito	X		
Accidentes de peatones	X		
Reasentamiento involuntario	X		X

Fuente: elaboración propia.

### 2.3. Proyecto de ingeniería

Para la ejecución de proyectos de infraestructura, se deben tomar en cuenta algunos elementos indispensables para dicha ejecución, por lo que a continuación se hace mención de algunos de ellos.

#### 2.3.1. Elementos del proyecto

Son aquellos elementos cuyo uso determinan las dimensiones y las características de detalle del proyecto. Antes de iniciar el proyecto fue indispensable inspeccionar la zona donde se llevará a cabo la construcción del puente y se obtuvo pleno conocimiento de las condiciones regionales del mismo.

Se consideran como elementos básicos del proyecto los reglamentos y normas generales, vigentes al momento de convocatoria a los estudios,

especificaciones, manuales y principios básicos que deben seguirse para la elaboración de los proyectos de ingeniería.

Otros elementos principales y de suma importancia para el proyecto son los materiales, entre estos se encuentra el concreto, elastómero y acero.

### **2.3.1.1. Generalidades**

Para fines de este documento se establecen los elementos que componen el proyecto.

Se necesitan estudios multidisciplinarios, cuyos datos son aquellos que se requieren para la concepción de las alternativas de diseño del proyecto.

Los puentes deben ser diseñados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límite previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que pueden ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente.

Deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales.

El puente tiene una longitud de 23 metros y estará conformado por una superestructura de concreto armado, consistente en una losa plana, banquetas, 2 vigas principales, barandales y 3 diafragmas (dos externos + un interno).

La subestructura estará conformada por estribos de concreto reforzado en voladizo; además, contará con vigas de apoyo de concreto armado, cortinas y cimentación.

Diseñar teniendo en cuenta los estados límite que se especificaran, para cumplir con los objetivos de contractibilidad, seguridad y serviciabilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, anonimia y estética.

Independientemente del tipo de análisis utilizado, se deberá satisfacer para todas las solicitaciones y combinación de solicitaciones especificadas según AASHTO 1.3.

### **2.3.1.2. Superestructura**

A continuación se hace una descripción de la superestructura del proyecto de puente vehicular.

#### **2.3.1.2.1. Consideraciones generales**

Considerando que el lugar donde se construirá el puente vehicular se encuentra en un área semiurbana, el tipo de carretera es asfaltada, con una sección típica C, se determinó que el puente tendrá una longitud total de 23 metros, de una sola vía, un ancho efectivo de 3,6 metros correspondiente para un carril, y un ancho total incluyendo banqueteta de 4,6 metros, las vigas estarán simplemente apoyadas, con 2 vigas longitudinales, diafragma interno y externos, banqueteta, barandales y losa de rodadura.

La altura con respecto al espejo de la crecida máxima será de 7,50 metros y la sobrecarga a utilizar será la T3S3 de la Norma AASHTO.

Debido a que la velocidad de diseño es de 20 kilómetros por hora, no se considera el diseño de parachoques, según AASHTO LRFD, los parachoques se diseñarán cuando la velocidad de diseño es mayor a 75 kilómetros por hora y un nivel de ensayo TL-IV en adelante.

El diseño está basado en las especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes de la Dirección General de Caminos, Normas AASHTO LRFD 2010 y Código ACI.

#### **2.3.1.2.2. Drenajes**

Los sistemas de drenajes que se colocan en la superestructura, son los que permiten la correcta evacuación del agua, mayormente proveniente de las aguas pluviales, evitando así que se acumule en la carpeta de rodadura y haciendo de esta un lugar seguro para el tránsito vehicular.

Elementos de captación: son elementos para la toma de las aguas pluviales que caen al puente.

- Los elementos deberán ser colocados, preferentemente, cerca de los bordes exteriores de la vía de tráfico.
- Se considerarán soluciones adecuadas en caso de posibilidad de descargas directas elevadas.

- En el diseño se considerarán medidas de protección contra la corrosión y las manchas ferruginosas, si se utilizan tubos o dispositivos de fijación metálicos, aunque para el presente proyecto se prefirió utilizar tubería PVC para evitar dicha corrosión dentro de la tubería.
- Drenaje de las partes internas de la estructura: cuando existe la posibilidad de acumulación de agua en las partes internas de la estructura, se tomarán en cuenta medidas de drenaje en la parte más baja de la zona de acumulación, siendo normalmente en las orillas del carril vehicular.
- Tipo, tamaño y número de drenes, según AASHTO LRFD 2.6.6.3:
  - El número de drenes del tablero deberá ser el mínimo consistente con los requisitos hidráulicos.
  - En ausencia de otros lineamientos aplicables para puentes en los cuales la velocidad de diseño de la carretera es menor que 75 kilómetros por hora, el tamaño y número de drenes del tablero deberán ser tales que el agua de los drenes no invada más de la mitad del ancho de ninguno de los carriles transitables. Para el proyecto del puente vehicular del caserío Río Frío, la velocidad de diseño es de aproximadamente 20 kilómetros por hora, lo cual hace que este lineamiento sea aplicable para este proyecto.
  - Para puentes en los cuales la velocidad de diseño de la carretera es mayor o igual a 75 kilómetros por hora, el agua de los drenes no deberá invadir ninguna parte de los carriles transitables. En este proyecto la velocidad de diseño es mucho menor que 75 kilómetros por hora, por lo cual este lineamiento no será aplicable.

- Los imbornales o entradas de los drenes del tablero deberá ser hidráulicamente eficientes y accesibles para su limpieza. Para el caso del presente drenaje, la forma de los imbornales será circular, con un diámetro de 4 pulgadas, esto los hace accesibles y de fácil limpieza en caso de que se tapen.
- Descarga de los drenes del tablero:

Los drenes del tablero se deberán diseñar y ubicar de manera que el agua superficial del tablero o superficie de carretera se aleje de los elementos de la superestructura y subestructura del puente. Para el puente vehicular del caserío Río Frío se consideró el diseño de drenes con una inclinación de 45° que arrojen el agua que se acumula sobre el tablero hacia el río.

Según AASHTO LRFD 2.6.6.4 se debe considerar lo siguiente al momento de ubicar los drenes:

- Una proyección mínima de 100 milímetros por debajo del elemento de la superestructura adyacente de menor cota.
- Ubicar las salidas de las tuberías de manera que un cono de salpicadura de 45 grados no llegue a los elementos estructurales.
- Usar codos de no más de 45 grados.
- Disponer bocas de limpieza.

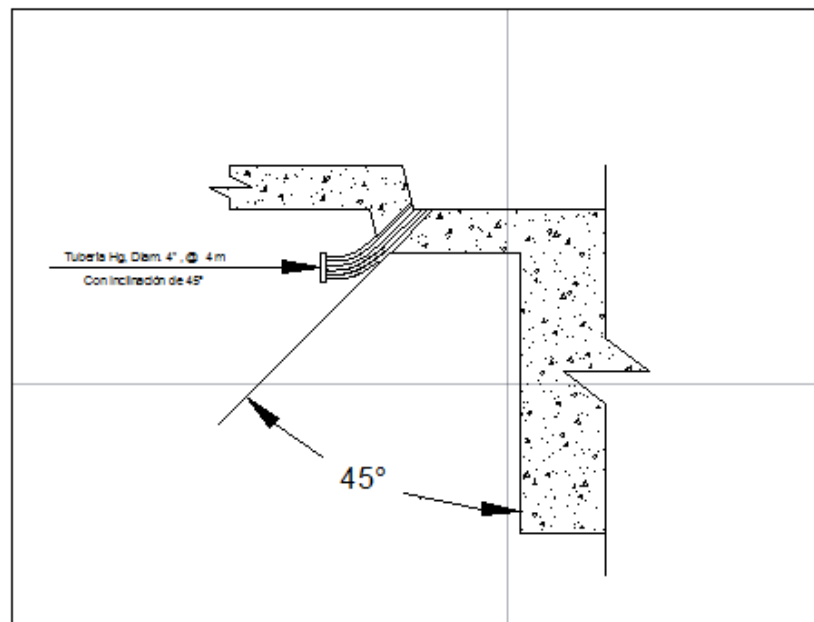
Para el diseño del proyecto se consideraron cada uno de los parámetros anteriormente mencionados para la correcta ubicación de los drenes dentro de

la superestructura, basado para este diseño en la normativa LRFD que es la que los recomienda.

La esorrentía del tablero del puente y los drenes del tablero se deberá disponer de manera consistente con los requisitos ambientales y de seguridad.

Para el sistema de drenaje en el puente vehicular del caserío Río Frío fue necesario proporcionarle bombeo transversal a la losa de un 2 por ciento, el cual dirigirá el agua de lluvia que caiga sobre el carril vehicular hacia el bordillo, donde se colocará tubería PVC de diámetro 4 pulgadas a cada 4 metros con una inclinación de 45 grados respecto a la horizontal a lo largo de la losa, que arrojará el agua pluvial de la losa hacia el río que pasa por debajo del puente (ver figura 7).

Figura 7. **Sistema de drenaje para puente vehicular del caserío Río Frío**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.3.1.2.3. Diseño de losa

Para el diseño de la losa del puente vehicular se siguen las especificaciones AASHTO 8.9.2, para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito recomienda:

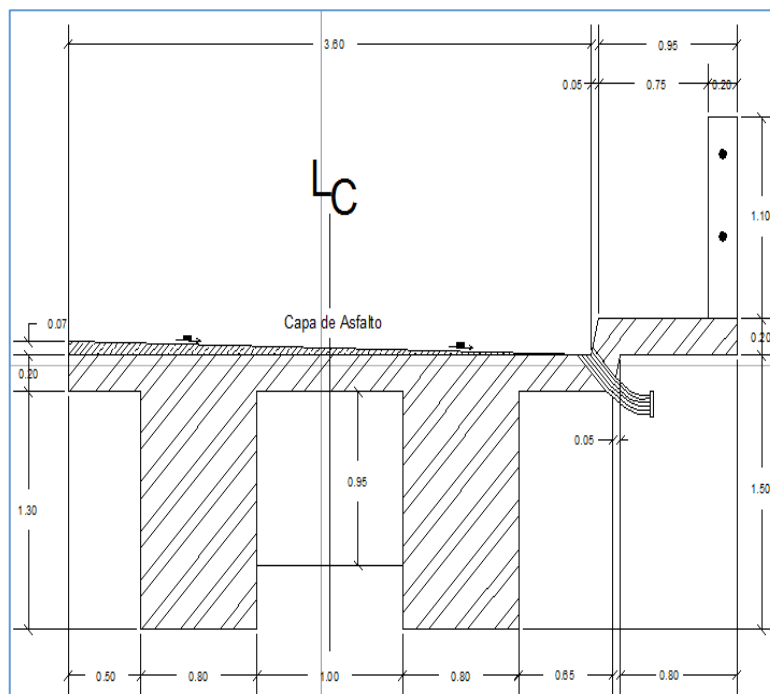
Espesor de losa

$$t = 1,2 * \frac{L+3,05}{30} \geq 0,15 \text{ m}$$

$$t = 1,2 * \frac{1,8 + 3,05}{30} \geq 0,15 \text{ m}$$

$$t = 0,194 \text{ m} \geq 0,15 \text{ m}$$

Figura 8. Sección superestructura para diseño de losa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.



## Integración de cargas

El análisis de integración de cargas se realiza para conocer el total de carga muerta y sobre carga que puedan afectar a la estructura del puente, con estos datos se puede proceder a realizar el cálculo de momentos.

## Carga muerta

$$W_{cm} = W_{losa} + W_{asfalto} + W_{barandal}$$

$$W_{losa} = (0,20m) (1 m) (2 400kg/m^3) = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{barandal} (\text{poste} + \text{tubo Hg}) = 40 \text{ kg/m}$$

$$W_{asfalto} = (0,07m) (1m) (2 100 \text{ kg/m}^3) = 147 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} \text{ Total} = 667 \text{ kg/m}$$

## Momento por carga muerta

- Momento para los voladizos:

- Voladizo 1 (crítico):  $M_{cm} = \frac{w L^2}{2} = \frac{(667) 1,9^2}{2} = 1 204 \text{ kg} \cdot \text{m}$

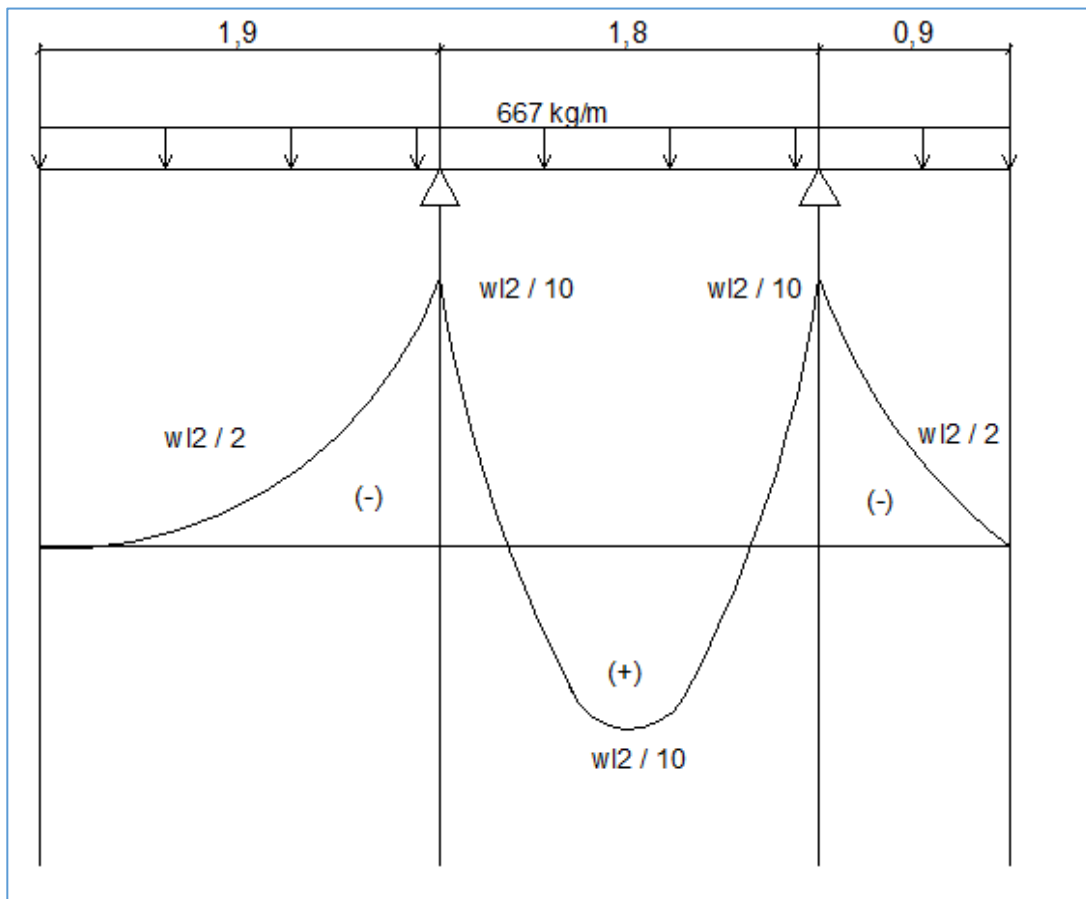
- Voladizo 2 :  $M_{cm} = \frac{w L^2}{2} = \frac{(667) 0,9^2}{2} = 271 \text{ kg} \cdot \text{m}$

- Momento entre vigas:

-  $M_{cm} = \frac{w L^2}{10} = \frac{(667) (1,8)^2}{10} = 216,1 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Nota: para el análisis se considera el momento de mayor valor numérico; que en este caso es el momento en el voladizo 1; por lo tanto, el momento por carga muerta es  $M_{cm} = 1\,204 \text{ kg} - \text{m}$ .

Figura 9 . **Diagrama de momento para carga muerta en losa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Carga viva

Se utilizará carga viva AASHTO T3S3 con un peso total de 50 toneladas.

Momento por carga viva

Se obtiene aplicando la fórmula dada por la Norma AASHTO 8.24.3.1.

$$M_{cv} = 0,80 * \left( \frac{s + 2}{32} \right) * P$$

Donde:

S = distancia a rostro de vigas (pies)

P = carga de rueda de diseño (lb)

$$M_{cv} = 0,80 * \left( \frac{3,28 \text{ pies} + 2}{32} \right) * 19\,800 \text{ lb} = 362,2 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento debido al impacto

Se calcula como una fracción de la carga viva, de acuerdo con la Norma AASHTO 1.2.12.

$$I = \frac{15,24}{S + 38} \leq 0,30$$

$$I = \frac{15,24}{3,28 + 38} \leq 0,30$$

$$0,369 \leq 0,30$$

Utilizando el 30 % de la carga viva para evaluar el momento por impacto

$$MI = 0,3 * 362,2 \text{ kg} - \text{m} = 108,66 \text{ kg} - \text{m}$$

## Momento último

Para el cálculo del momento último se siguen las especificaciones AASTHO 1.2.22, la ecuación que integra los momentos de carga muerta, carga viva e impacto para dar el momento último es:

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 1,3 \left( \text{Mcm} + \frac{5}{3} (\text{Mcv} + \text{MI}) \right) \\ \text{Mu} &= 1,3 \left( 1\,204 + \frac{5}{3} (362,2 + 108,66) \right) \\ \text{Mu} &= 2\,585,4 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

## Cálculo del refuerzo

Es necesario para disminuir las tensiones o deformaciones máximas del elemento estructural, para ello se utilizará el valor de peralte efectivo para conocer el área de acero mínimo requerido.

- Acero transversal cama inferior

Para calcular el área de acero ( $A_s$ ) se aplica la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} A_s &= \left( bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{\text{Mu} * b}{0,003825 * f'_c}} \right) * \left( \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right) \\ A_s &= \left( 100 * 14,5 - \sqrt{(100 * 14,5)^2 - \frac{2\,585,4 * 100}{0,003825 * 281}} \right) * \left( \frac{0,85 * 281}{4\,200} \right) \\ A_s &= 4,86 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Área de acero mínimo:

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{smin}$ ) se aplica la siguiente ecuación:

$$A_{s \min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4\ 200} * (100) * (14,5)$$

$$A_{s \min} = 4,87 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{s \min}$ : por lo tanto se utilizará el acero mínimo.

Utilizando varillas núm. 4 ( $A = 1,27\text{cm}^2$ ), se tiene:

$$\frac{4,87 \text{ cm}^2}{1,27 \text{ cm}^2} = 3,83 = 4 \text{ varillas}$$

- Espaciamiento:

$$\frac{100 \text{ cm}}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armado transversal cama inferior: varillas núm. 4 @ 0,25 m

- Acero transversal cama superior

Según AASHTO 3.24.1.2 este refuerzo corresponde al acero por temperatura.

$$A_{s \text{ temp}} = 0,002 * b * t$$

$$As_{temp} = 0,002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas núm. 4 ( $As = 1,27 \text{ cm}^2$ ) se tiene:

$$\frac{4,00 \text{ cm}^2}{1,27 \text{ cm}^2} = 3,15 \text{ varillas}$$

- Espaciamiento:

$$\frac{100}{3,15} = 31,74 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Armado transversal cama superior: varillas núm. 4 @ 0,30 m

- Acero longitudinal para cama superior e inferior (paralelo al tránsito):

Según AASHTO 3.24.10.2 el refuerzo debe ser como máximo el 67 % del refuerzo transversal.

$$As_{long} = \frac{2,20}{\sqrt{S}} \leq 0,67 \qquad \frac{2,20}{\sqrt{3,28}} \leq 0,67$$

$$1,21 \leq 0,67$$

Se utilizará el 67 % del refuerzo transversal, que en este caso es el área de acero mínima.

$$FL \text{ As} = 4,87 \text{ cm}^2 * 0,67 = 3,26 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas núm. 4 ( $A_s = 1,27 \text{ cm}^2$ ), se tiene:

$$\frac{3,26 \text{ cm}^2}{1,27 \text{ cm}^2} = 2,57 \text{ varillas}$$

- Espaciamiento:

$$\frac{100}{2,57} = 38,91 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

Armado longitudinal cama superior: varillas núm. 4 @ 0,35 m

#### **2.3.1.2.4. Diseño de vigas**

Las vigas son los elementos estructurales más importantes de la superestructura, ya que estas transmiten las cargas externas transversales hacia los apoyos, tanto carga muerta como carga viva, que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

Además, las vigas de concreto para superestructuras de puentes, pueden ser vigas reforzadas para luces cortas y preesforzadas para luces grandes, la cantidad de vigas que se diseñarán dependerá del ancho de rodadura del puente, en este proyecto en particular, se diseñarán dos vigas por ser el puente de un solo carril.

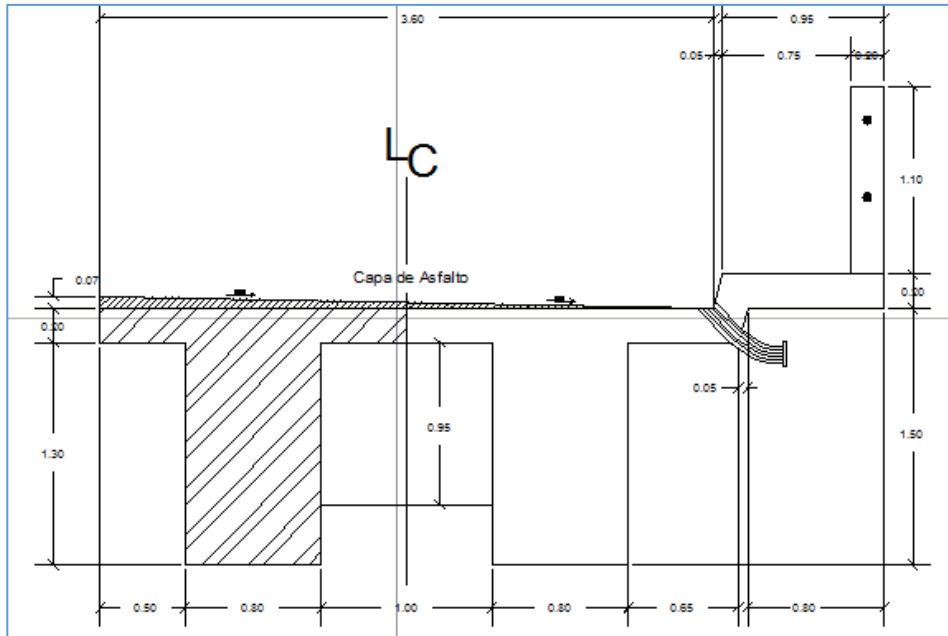
Las vigas serán diseñadas de concreto reforzado debido a que la luz del puente es menor a los 25 metros que es la luz máxima permitida según las Normas AASHTO.

## Predimensionamiento

- $H_{vp} = \frac{L}{16} = \frac{23 \text{ m}}{16} = 1,44 \text{ m} = 1,50 \text{ m}$
- $B_{vp} = \frac{1}{2} H_{vp} = \frac{1}{2} (1,50 \text{ m}) = 0,75 \text{ m} = 0,80 \text{ m}$
- Diseño viga interior

La viga interior se encuentra ubicada en el lado interno del carril del puente, colindando con el puente ya existente que brindará el otro carril que lo complementará.

Figura 10. **Sección superestructura para diseño de viga interior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

## Integración de cargas



El primer paso a realizar para determinar el corte y los momentos debidos a carga muerta es la integración de cargas muertas, en la integración de estas cargas se toman en cuenta el peso de la losa, carpeta de rodadura, y viga como cargas distribuidas y el peso de los diafragmas como una carga puntual, adicionalmente a estas cargas se agregará la carga peatonal debido a que es una carga distribuida y es más fácil con motivos de cálculo agregarla con el resto de las cargas distribuidas.

- (DC):
  - Losa =  $(1,80\text{m}) (0,2\text{m}) (2\ 400\ \text{kg/m}^3) = 864,4\ \text{kg/m}$
  - Diafragmas: estos se tomarán como cargas puntuales en la viga
    - Interior =  $(1,80\text{m}) (0,95\text{m}) (0,6\text{m}) (2\ 400\ \text{kg/m}^3) = 2\ 462,4\ \text{kg}$
    - Exteriores =  $(1,80\text{m}) (0,55\text{m}) (0,4\text{m}) (2\ 400\ \text{kg/m}^3) = 950,4\ \text{kg}$
  - Viga =  $(1,30\text{m}) (0,80\ \text{m}) (2\ 400\ \text{kg/m}^3) = 2\ 496\ \text{kg/m}$
- (DW):
  - Carpeta de rodadura (espesor prom = 7,2 cm)

$$(0,072\text{m}) (1,80\text{m}) (2\ 400\ \text{kg/m}^3) = 311\ \text{kg/m}$$

(PL): peatonal, carga viva distribuida, analizada aquí con las cargas muertas para trabajar con las demás cargas distribuidas.

$$PL = 366,98\ \text{kg/m}^2$$

$$PL = (366,98\ \text{kg/m}^2) (1,80\text{m}) = 661\ \text{kg/m}$$

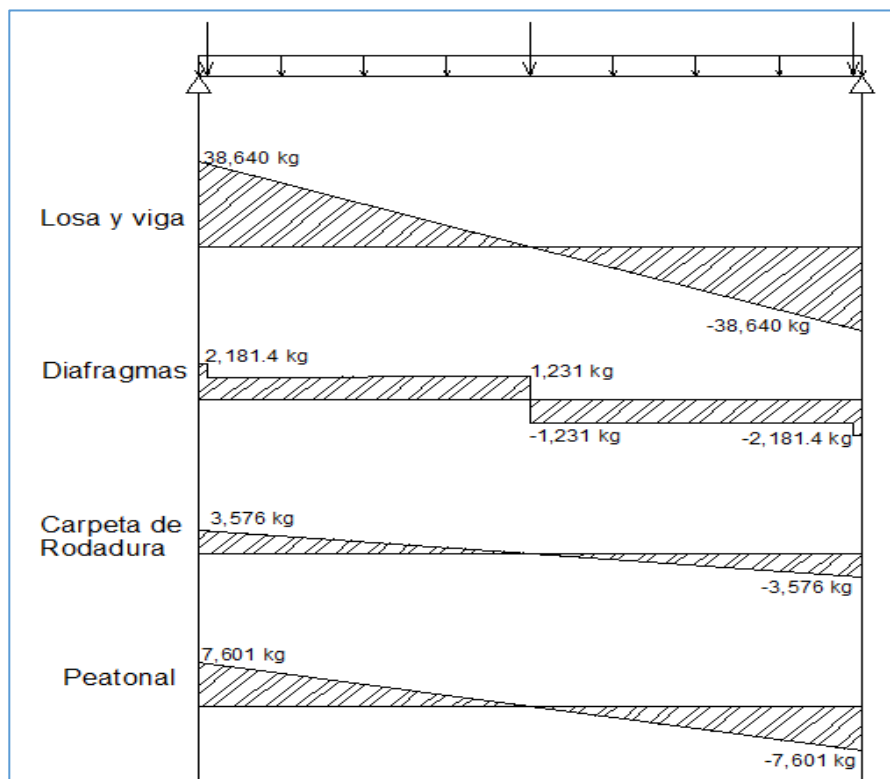
Diagrama de corte:

Fórmula corte directo:

$$CD = \frac{W L}{2}$$

- Losa y viga =  $\frac{(3\,360 \text{ kg/m})(23\text{m})}{2} = 38\,640 \text{ kg}$
- Carpeta rodadura =  $\frac{(311 \text{ kg/m})(23\text{m})}{2} = 3\,576,5 \text{ kg}$
- Peatonal =  $\frac{(661 \text{ kg/m})(23\text{m})}{2} = 7\,601,5 \text{ kg}$

Figura 11. Diagrama de corte para viga interior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Diagrama de momentos:

Fórmula momento flexionante:

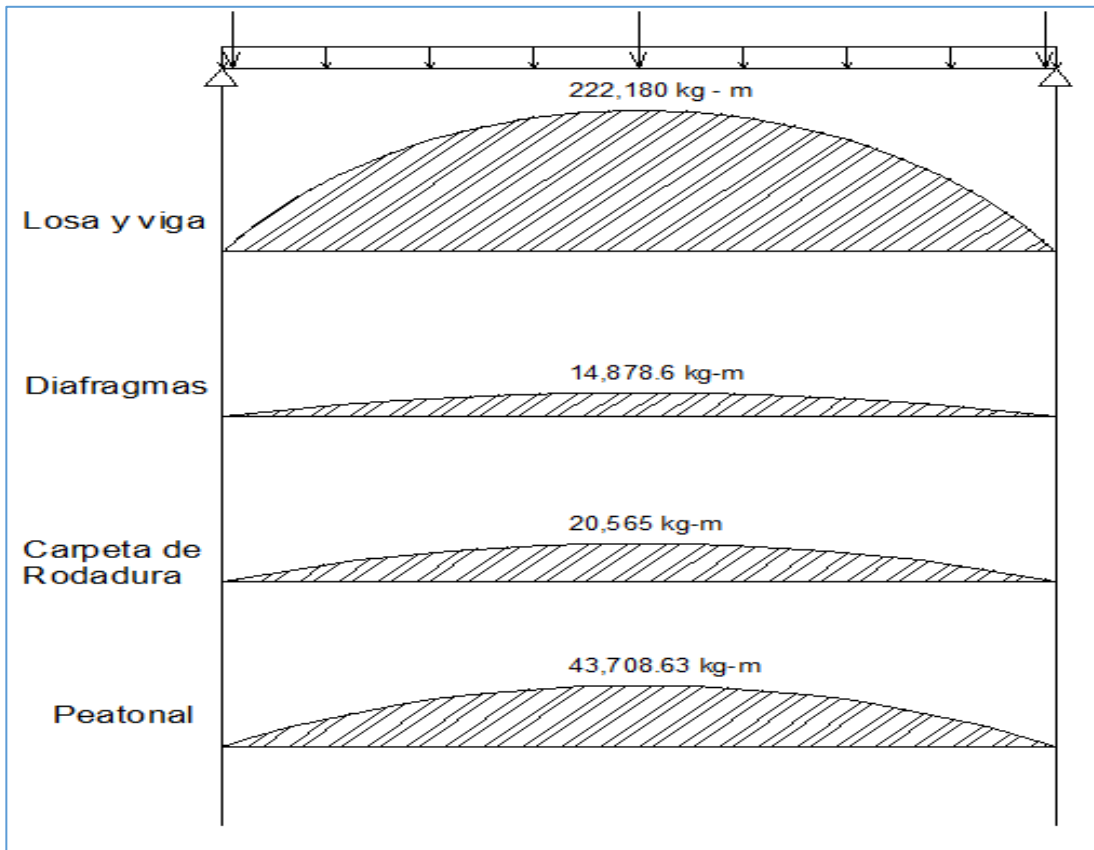
$$M = \frac{WL^2}{8}$$

$$\text{Losa y viga} = \frac{(3\,360 \text{ kg/m})(23\text{m})^2}{8} = 222\,180 \text{ kg-m}$$

$$\text{Carpeta rodadura} = \frac{(311 \text{ kg/m})(23\text{m})^2}{8} = 20\,565 \text{ kg-m}$$

$$\text{Peatonal} = \frac{(661 \text{ kg/m})(23\text{m})^2}{8} = 43\,708,63 \text{ kg-m}$$

Figura 12. Diagrama de momentos para viga interior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

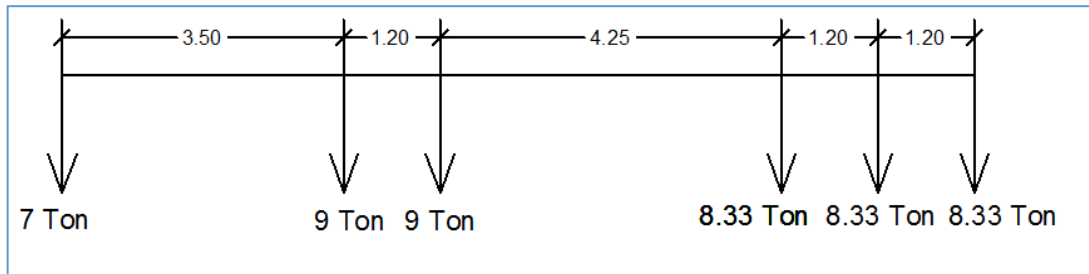
### Carga viva puente vehicular

Según especificaciones AASTHO, el momento máximo por sobrecarga se presenta cuando el camión se encuentra ubicado a lo largo del puente en el lugar crítico.

El punto crítico ocurre cuando la carga más cercana al centro de gravedad del camión, se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como su centro de gravedad de otro apoyo.

Para tipo de carga T3S3

Figura 13. **Distribución de carga para camión tipo T3S3**



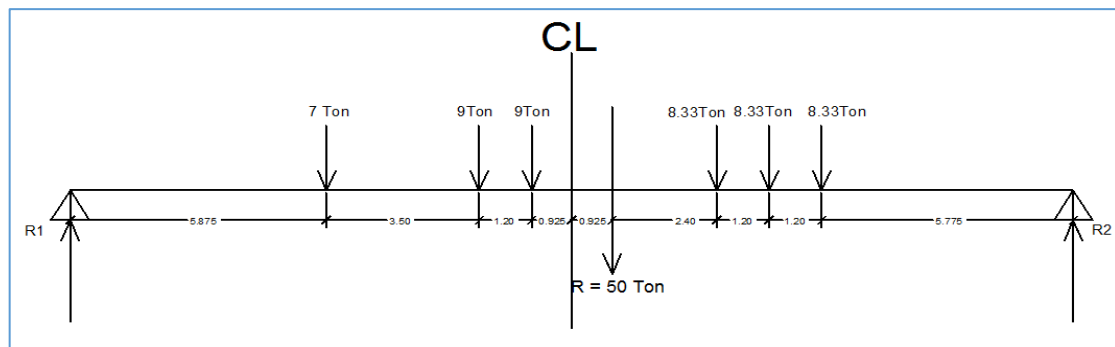
Fuente: elaboración propia.

$$50T(x) = 8,33(1,2) + (8,33)(2,4m) + (9)(6,65) + 9(7,85) + 7(11,35)$$

$$50x = 239,938$$

$$X = \frac{239,938 \text{ ton-m}}{50 \text{ ton}} = 4,80 \text{ m}$$

Figura 14. **Diagrama de reacciones en vigas debido a carga viva**



Fuente: elaboración propia.

Encontrando reacciones:

$$\epsilon MB = 0$$

$$(50 \text{ ton})(10,575 \text{ m}) - RA (23 \text{ m}) = 0$$

$$RA = \frac{(50 \text{ ton})(10,575 \text{ m})}{23 \text{ m}} = 22,98 \text{ ton}$$

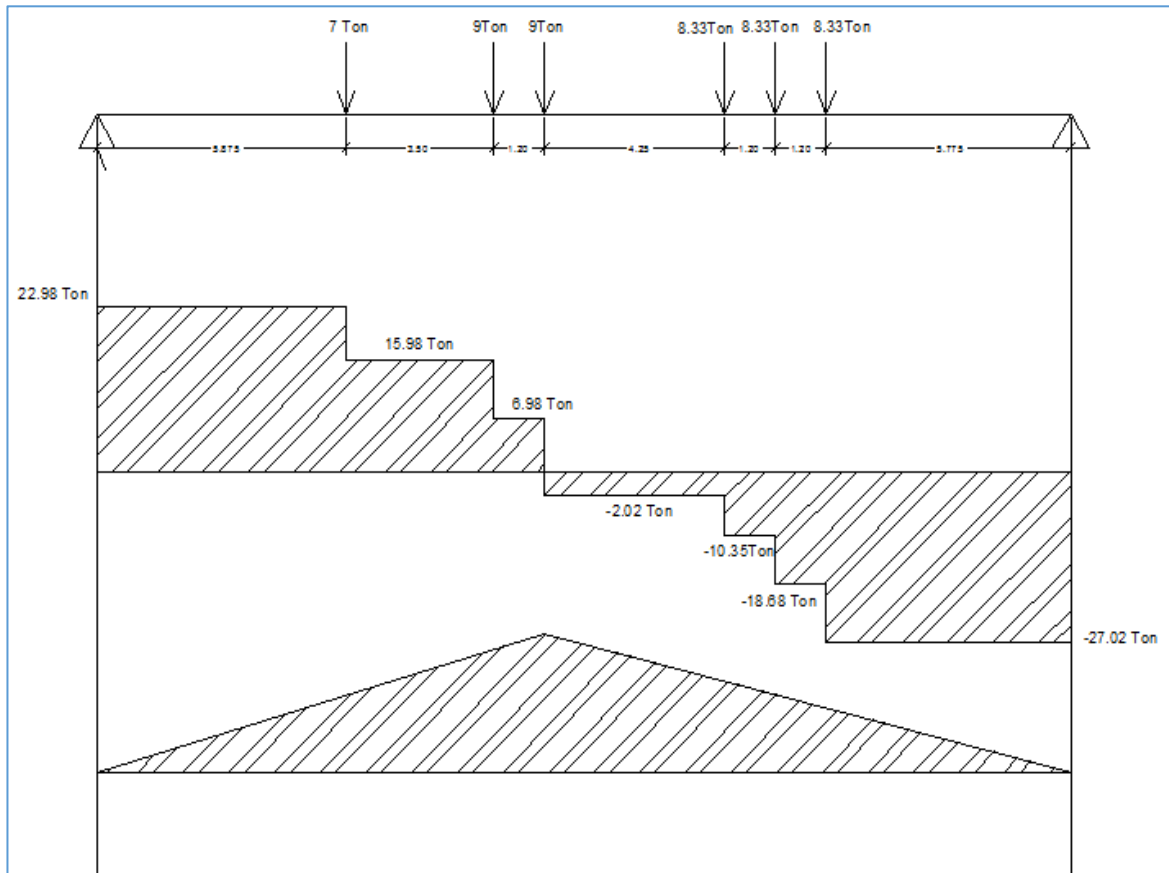
$$\epsilon Fy = 0$$

$$RA + RB - R = 0$$

$$RB = 50 \text{ ton} - 22,98 \text{ ton}$$

$$RB = 27,02 \text{ ton}$$

Figura 15. Diagrama de corte y momento para viga interior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$M \text{ máx} = (22,98 \text{ ton})(5,875 \text{ m}) + (15,98 \text{ ton})(3,50 \text{ m}) + (6,98 \text{ ton})(1,2 \text{ m})$$

$$M \text{ máx} = 135 \text{ ton} - \text{m} + 55,93 \text{ ton} - \text{m} + 8,376 \text{ ton} - \text{m}$$

M máx = 199,3 ton – m

- Se considera una carga de impacto según AASHTO LRFD de 33 %

$$M \text{ máx} = 1,33 * 199,3 \text{ T – m} = 265 \text{ ton – m}$$

Momento último:

En las vigas se utilizará posteriormente, para realizar el cálculo de refuerzo longitudinal y transversal; el cálculo de momento máximo se puede calcular por medio de la tabla VI.

Tabla VI. **Cálculo de momento último viga interior**

<b>Momento (kg-m)</b>	<b>Tipo</b>	<b>Factor</b>	<b>Total</b>
237 058,6	DC	1,25	296 323,25
20 565	DW	1,50	30 847,50
43 708,63	PL	1,75	76 490,10
265 000	V+I	1,75	463 750,00
<b>MOMENTO ÚLTIMO</b>			<b>867 410,85</b>

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la forma de trabajo:

La viga puede trabajar dependiendo hasta donde llegue su área de compresión debido a las cargas que soportará, si el área de compresión se encuentra por debajo del espesor t de la losa, trabaja como una viga T, sin

embargo, si se encuentra por arriba del espesor t, su forma de trabajo es como una viga rectangular, a continuación se comprueba lo anteriormente descrito, para la viga interior:

Suponer  $c = t$

$$a = 0,85 c$$

$$a = 17 \text{ cm}$$

$$d = 143 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,9 f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{867\,410,85 \text{ kg-m}}{0,9 (4\,200) (143 - \frac{17}{2})} = 170,61 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{170,61 \text{ cm}^2}{180 \text{ cm} * 143 \text{ cm}} = 0,006628$$

$$c = \frac{1,18 (0,006628) (4\,200)(143)}{0,85 (350)} = 15,78 \text{ cm}$$

$c < t$  por lo tanto, La viga trabaja como una viga de sección rectangular

Diseño de viga rectangular:

- Cálculo de  $\rho$  balanceado:

$$\rho b = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * 0,85 * \frac{6\,090}{f_y + 6\,090}$$

$$\rho b = 0,85 * \frac{350}{4\,200} * 0,85 * \frac{6\,090}{4\,200 + 6\,090} = 0,0356 = 3,56 \%$$

- Cálculo del área de acero:



Se realiza para determinar la cantidad de acero que se puede utilizar en la viga tanto en forma longitudinal como transversal. Para el refuerzo en el centro de la viga se tiene:

$$M_u = 867\,410,85 \text{ kg-m}$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$d = 143 \text{ cm}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \text{ (5 000 PSI)}$$

$$F_y \text{ (G60)} = 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (grado 60)}$$

Para calcular el área de acero ( $A_s$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

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

$$A_s = \left( (80)(143) - \sqrt{(80 * 143)^2 - \frac{(867\,410) * (80)}{0,003825 * 350}} \right) \left( \frac{0,85 * 350}{4\,200} \right)$$

$$A_s = 180,59 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del área de acero máximo:

$$A_s \text{ máx} = 0,75 * \rho_b * b * d$$

$$A_s \text{ máx} = 0,75 * 0,0356 * 80 * 143$$

$$A_s \text{ máx} = 305,45 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del área de acero mínimo:

$$A_s \text{ min} = \left( \frac{14,1}{f_y} \right) b * d$$

$$A_s \text{ min} = \left( \frac{14,1}{4 \cdot 200} \right) (80)(143) = 38,40 \text{ cm}^2$$

As mín. < As < As máx. Utilizando As calculado

- Refuerzo a compresión (cama superior de la viga): se debe utilizar el 33 % del acero o el As min, el mayor de ambos.

$$0,33 * 180,59 \text{ cm}^2 = 59,59 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 38,40 \text{ cm}^2$$

59,59 cm<sup>2</sup> es equivalente a 6 varillas núm. 10 + 2 varillas núm. 9 G 60

- Refuerzo adicional: correspondiente al acero por temperatura.

$$A_s \text{ temp} = 0,002 b * d$$

$$A_s \text{ temp} = 0,002 (80) (143) = 22,88 \text{ cm}^2$$

11,44 cm<sup>2</sup> de cada lado es equivalente a 3 varillas núm. 7 G 60 corridas.

- Refuerzo cama inferior (refuerzo calculado en apoyos):

El mayor de los siguientes casos:

$$A_s \text{ min} = 38,40 \text{ cm}^2$$

$$50 \% A_s = 0,5 * 180,59 \text{ cm}^2 = 90,30 \text{ cm}^2 \text{ ¡Utilizado!}$$

Utilizando 50 % del As equivalente a 8 varillas núm. 12 G 60 corridas en cama inferior = 91,2 cm<sup>2</sup>.

- Refuerzo cama inferior (en L/2 medidos del centro hacia los apoyos):  
AS por cubrir faltante = 180,59 cm<sup>2</sup> – 91,2 cm<sup>2</sup> = 89,39 cm<sup>2</sup>.

Utilizando 8 varillas núm. 12 G 60, con longitud de L/2 + longitud de desarrollo como bastones.

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

$$d = 143 \text{ cm}$$

$$15\phi b = 15 * 3,81 \text{ cm} = 57,15 \text{ cm}$$

$$L / 20 = 2\,300 \text{ cm} / 20 = 115 \text{ cm}$$

Se toma la mayor de las anteriores, siendo el valor de 1,43 m.

- Chequeo: una sección no sobre reforzada debe cumplir con  $c/d < 0,42$

$$a = \frac{(180,59)(4\,200)}{0,85 (350)(180)} = 14,16 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{14,16 \text{ cm}}{0,85} = 16,66 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{16,66}{143} = 0,1165 < 0,42 \text{ por lo tanto, sí cumple}$$

Cálculo de corte máximo:

- Cargas muertas:

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

$$VCM_{DC} = \frac{wL}{2} + \frac{P}{2} = 38\,640 \text{ kg} + 2\,181,4 \text{ kg} = 40\,821 \text{ kg}$$

$$VCM_{DW} = \frac{wL}{2} = 3,576 \text{ kg}$$

$$VCM \text{ total} = 44,397 \text{ kg}$$

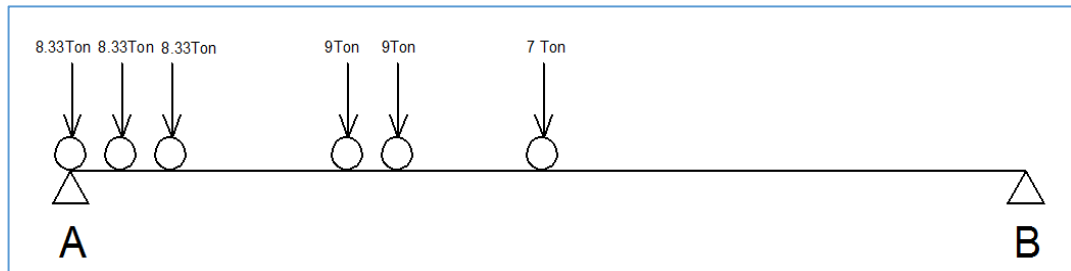
- Cargas vivas:

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

$$VCV_{PL} = \frac{wL}{2} = 7,601 \text{ kg}$$

VCV vehicular:

Figura 16. Diagrama para determinar R1 con carga viva T3S3



Fuente: elaboración propia.

$$VCV_{vehicular} = R1$$

$$\sum MB = 0$$

$$-RA (23 \text{ m}) + 8,33(23 \text{ m}) + 8,33 (21,8 \text{ m}) + 8,33 (20,6 \text{ m}) + 9 (16,35 \text{ m}) + 9 (15,15 \text{ m}) + 7 (11,65 \text{ m}) = 0$$

$$RA = 39,55791 \text{ ton} = 39\ 557,9 \text{ kg}$$

- Corte por impacto: 26 % carga viva vehicular

$$VCV_{vehicular} + I = 49\ 842,96 \text{ kg}$$

Corte último:

Tabla V. **Cálculo de corte último para viga interior**

Corte ( kg)	Tipo	Factor	Total
40 821	DC	1,25	51 026,25
3 576	DW	1,50	5 364
7 601	PL	1,75	13 301,75
39 557,91	V+I	1,75	69 226,34
<b>CORTE ÚLTIMO</b>			<b>138 918,34</b>

Fuente: elaboración propia.

- Corte que soporta el concreto:

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * (A_{concreto})$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{350} * (80 * 143) = 96 417,27 \text{ kg}$$

$V_u > V_{cr}$  por lo tanto se necesita refuerzo.

- Espaciamiento de estribos: utilizando varillas núm. 4 ( $A_v = 1,27\text{cm}^2$ )

$$V_s = 138 918,34 \text{ kg} - 96 417,27 \text{ kg} = 42 501,07 \text{ kg}$$

Sí:

$$\phi * 1,1 * (b * d) * \sqrt{350} < V_s < 2,1 * (b * d) * \sqrt{350} ; \text{ entonces } S_{\text{máx}} = d/4$$

$$(0,9) * 1,1 * (80 * 143) * \sqrt{350} < 42 501,07\text{kg} < 2,1 * (80 * 143) * \sqrt{350}$$

$$211 882,57 \text{ kg} < 42 501,07 \text{ kg} < 449 447,88 \text{ kg} ; \text{ ¡No cumple!}$$

Sí:

$$V_s < \phi(1,1) (b * d) * \sqrt{350} ; \text{ Entonces } S_{\text{máx}} = d/2$$

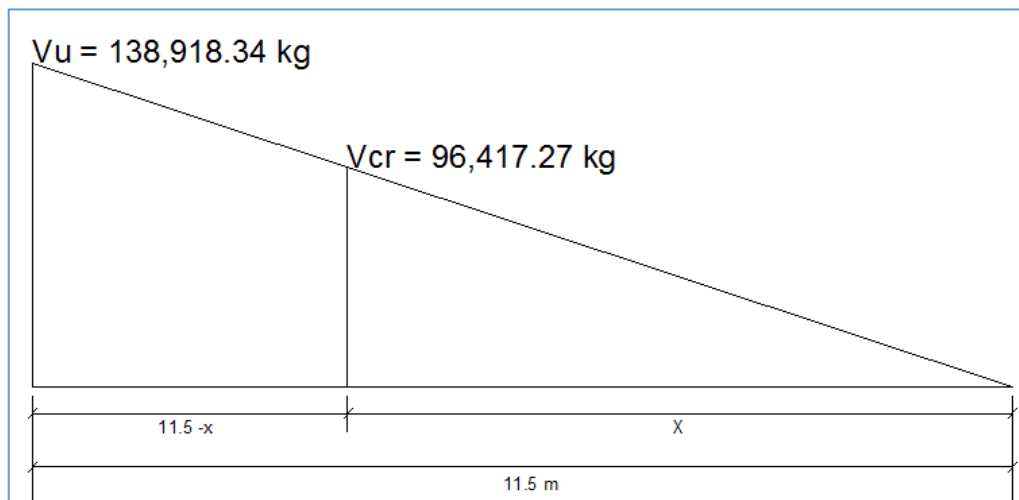
$$42 501,07 \text{ kg} < 211 882,57 \text{ kg} ; \text{ ¡Sí cumple!}$$

Por lo tanto:

$$S \text{ máx.} = \frac{143 \text{ cm}}{2} = 71,5 \text{ cm}; \quad \text{por criterio se usará 35 cm de espaciamiento.}$$

Diagrama de corte de diseño:

Figura 17. Diagrama de corte en viga interior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$\frac{138\,918,34 \text{ kg}}{96\,417,27 \text{ kg}} = \frac{11,5 \text{ m}}{x}$$

$$X = 7,98 \text{ m};$$

- Confinamiento =  $11,5 \text{ m} - 7,98 \text{ m} = 3,52 \text{ m}$  = se aproxima a 3,60 metros

$$S = \frac{2 \cdot A_v \cdot F_y \cdot d}{V_n - V_c}$$

$$S = \frac{2*(1,2667)*(4\ 200)*(143\text{cm})}{163\ 433,34-96\ 417,27} = 22,70\ \text{cm};$$

Por criterio se tomará 20 cm

Chequeo por deflexión:

Se debe chequear que la deformación máxima de la viga no sobre pase la deformación máxima permisible debido a las cargas a las cuales se somete. Sí en dado caso la deformación de la viga ( $\delta_v$ ) llegara a ser mayor a la deformación máxima permisible ( $\delta_{\text{máx}}$ ), se debe de tomar una contra flecha hacia arriba la cual brindará la estabilidad y evitará que la deformación en la viga sobrepase lo permisible.

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{\text{Luz del puente}}{800} = \frac{2\ 300\ \text{cm}}{800} = 0,88\ \text{cm}$$

$$\delta_v = \frac{5 * q_{\text{dist}} * L^4}{384 * E * \text{Inercia}} = \frac{5 * 4 * 23^4}{384 * 2\ 531,000 * 0,225} = 0,02559\ \text{m} = 2,56\ \text{cm}$$

Donde:

L = luz del puente

E = módulo de elasticidad del concreto (2 531 000)

$$q_{\text{dist}} = \frac{8 * M_{cv} + IM}{L^2} = \frac{8 * (265)}{23^2} = 4,00$$

$$\text{Inercia} = \frac{1}{12} b * h^3 = \frac{1}{12} * (0,8) * (1,5)^3 = 0,225\ \text{m}^4$$



$$2,56 \text{ cm} < 2,88 \text{ cm}$$

$\delta_v < \delta \text{ máx}$  por tanto; la deflexión del puente no excede lo permitido y no hay necesidad de utilizar una contra flecha en el mismo.

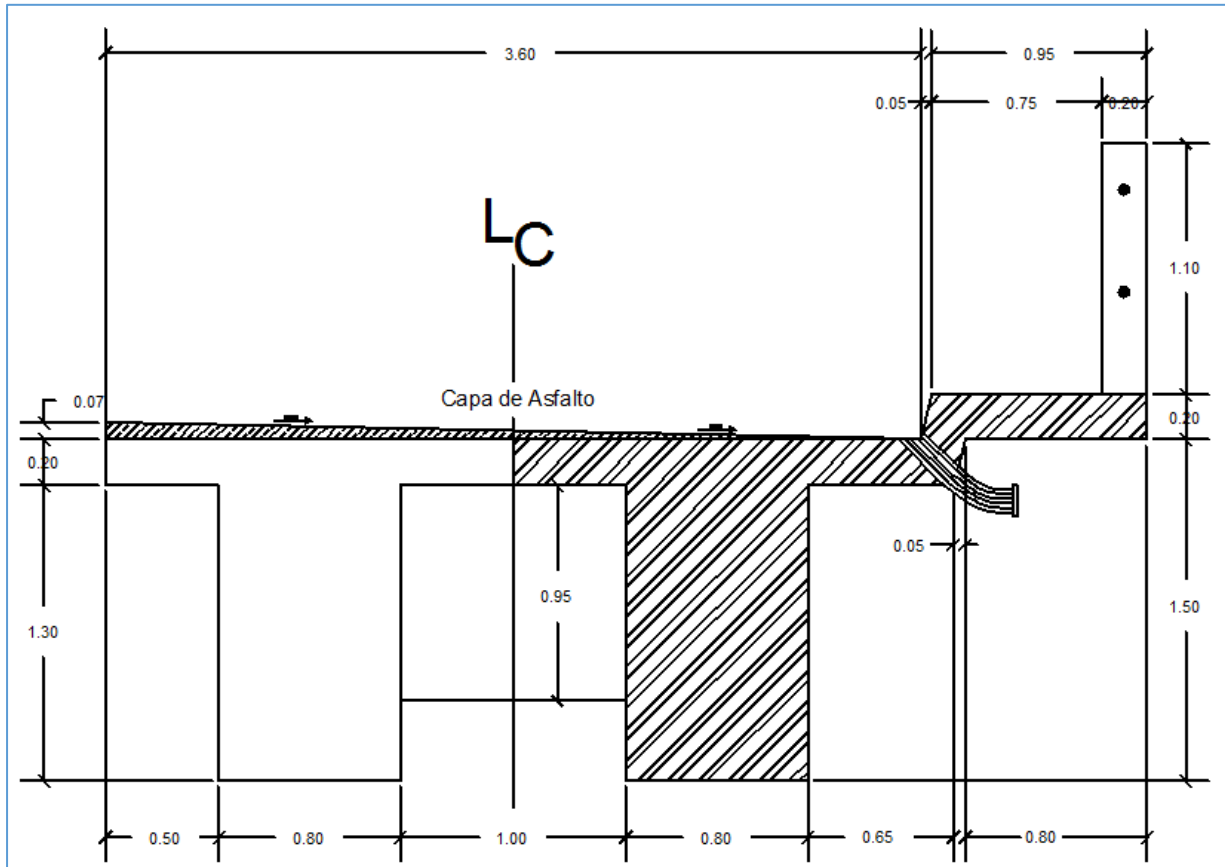
- Diseño viga exterior

La viga exterior, como su nombre lo indica se encontrará en la parte externa del puente, por lo tanto, debe soportar un área adicional llamada banqueta, donde se encuentra la baranda de protección y proporciona un área para que circulen los peatones.

Integración de cargas:

El primer paso a realizar al igual que en la viga interior, para determinar el corte y los momentos debidos a carga muerta, es la integración de cargas muertas, en estas cargas se tomarán en cuenta las mismas cargas que para la viga interior, adicionando la carga distribuida peatonal y la baranda y banqueta.

Figura 18. Sección superestructura para diseño de viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

(DC):

$$\text{Losa} = (2,80\text{m}) (0,2\text{m}) (2\,400\text{ kg/m}^3) = 1\,344\text{ kg/m}$$

Diafragmas:

$$\text{Interior} = (1,80\text{m}) (0,95\text{m}) (0,6\text{m}) (2\,400\text{ kg/m}^3) = 2\,462,4\text{ kg}$$

$$\text{Exteriores} = (1,80\text{m}) (0,55\text{m}) (0,4\text{m}) (2\,400\text{ kg/m}^3) = 950,4\text{ kg}$$

$$\text{Viga} = (1,30\text{m}) (0,80\text{ m}) (2\,400\text{ kg/m}^3) = 2\,496\text{ kg/m}$$

$$\text{Baranda} = 40\text{ kg/m (poste +tubo Hg)}$$

(DW):

$$(0,072\text{m}) (1,80\text{m}) (2\,400\text{ kg/m}^3) = 311\text{ kg/m}$$

(PL): peatonal, carga viva distribuida, analizada aquí con las cargas muertas para trabajar con las demás cargas distribuidas.

$$PL = 366,98\text{ kg/m}^2$$

$$PL = (366,98\text{ kg/m}^2) (2,80\text{m}) = 1\,028\text{ kg/m}$$

Diagrama de corte:

Fórmula corte directo:

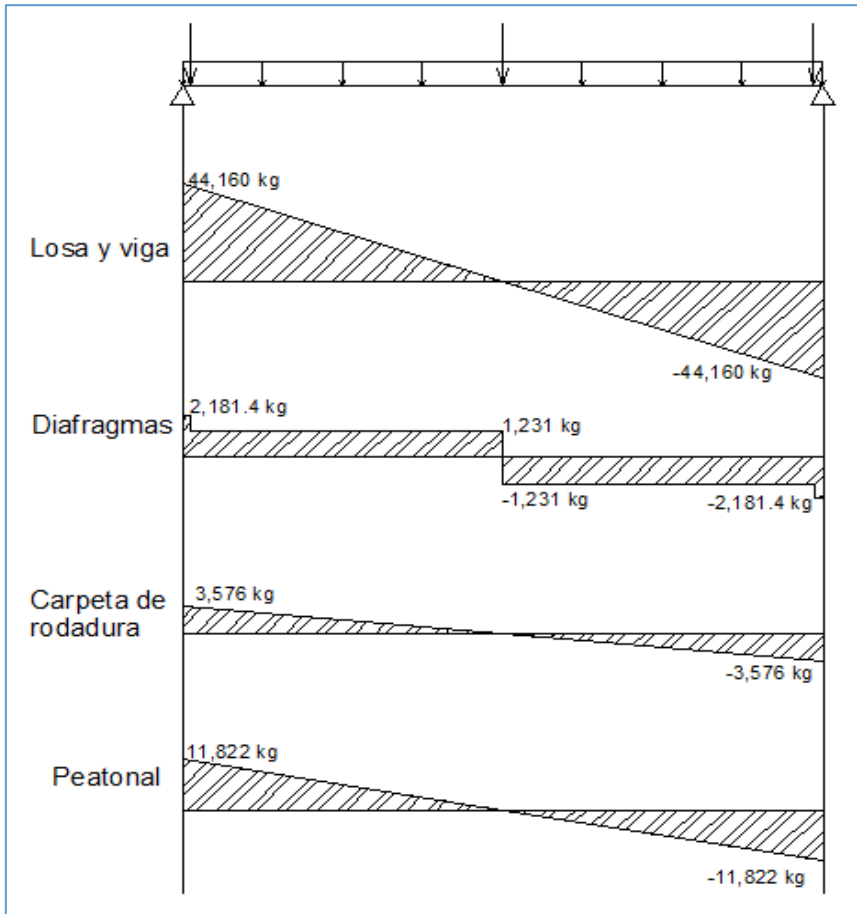
$$CD = \frac{WL}{2}$$

$$\text{Losa, viga y baranda} = \frac{(3\,880\text{ kg/m})(23\text{m})}{2} = 44\,160\text{ kg}$$

$$\text{Carpeta rodadura} = \frac{(311\text{ kg/m})(23\text{m})}{2} = 3\,576,5\text{ kg}$$

$$\text{Peatonal} = \frac{(1\,028\text{ kg/m})(23\text{m})}{2} = 11\,822\text{ kg}$$

Figura 19. Diagrama de corte para viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Diagrama de momentos:

Fórmula de momento flexionante:

$$M = \frac{w L^2}{8}$$

DC:

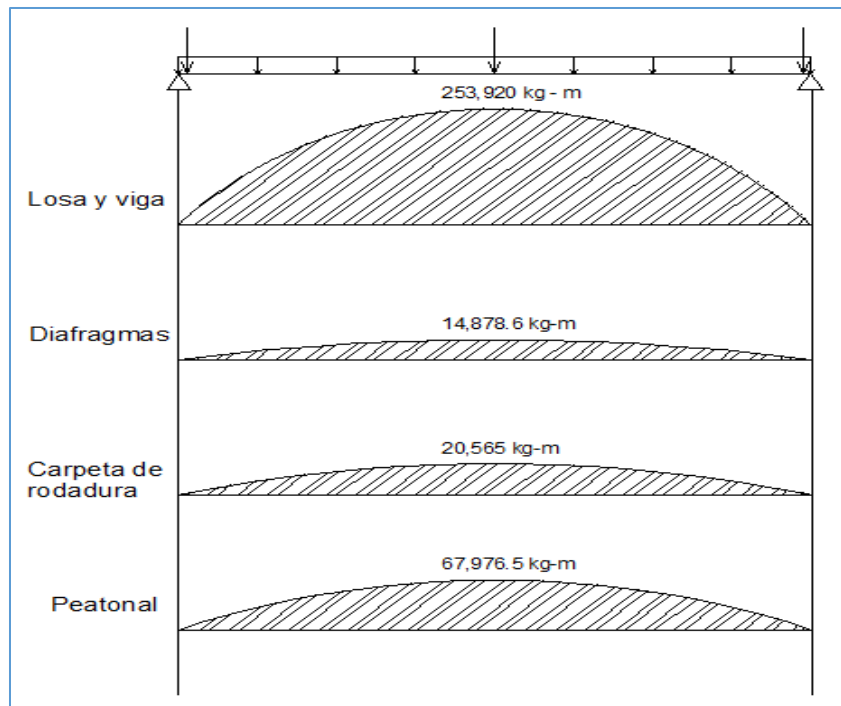
$$\text{Losa, viga y baranda} = \frac{(3\,880 \text{ kg/m})(23\text{m})^2}{8} = 253\,920 \text{ kg-m}$$

Diafragmas: son de iguales dimensiones y peso que en la viga interior, por lo cual, no hay necesidad de volver a calcularlos.

DW: por el cálculo de la viga interior se sabe que : DW = 20 565 kg – m

$$\text{Peatonal} = \frac{(1\,028 \text{ kg/m})(23\text{m})^2}{8} = 67\,976,5 \text{ kg-m}$$

Figura 20. **Diagrama de momentos viga exterior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### Carga viva puente vehicular

El momento de la sobrecarga vehicular e impacto será la misma que para la viga interior, por lo cual no hay necesidad de volver a calcularlo.

$$M \text{ máx CV + I} = 1,33 * 199,3 \text{ T - m} = 265 \text{ ton - m}$$

### Momento último

En las vigas se utilizará posteriormente, para realizar el cálculo de refuerzo longitudinal y transversal. El momento máximo se puede calcular por medio de la tabla VI:

Tabla VI. **Cálculo de momento último viga exterior**

<b>Momento (kg-m)</b>	<b>Tipo</b>	<b>Factor</b>	<b>Total</b>
268,798,6	DC	1,25	335 998,00
20 565	DW	1,50	30 847,50
67 976,5	PL	1,75	118 958,87
265 000	V+IM	1,75	463 750,00
<b>MOMENTO ÚLTIMO</b>			<b>922 554,37</b>

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la forma de trabajo:

Al igual que en la viga interior, hay que chequear la forma de trabajo para la viga exterior, para determinar si se debe diseñar como una viga T o como una viga rectangular, dependiendo hasta donde llegue su área de compresión, como se explicó anteriormente en la viga interior.

Suponer  $c = t$

$a = 0,85 c$

$a = 17 \text{ cm}$

$d = 143 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0,9 f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{922\,554,37 \text{ kg-m}}{0,9 (4\,200) (143 - \frac{17}{2})} = 181,45 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{181,45 \text{ cm}^2}{180 \text{ cm} * 143 \text{ cm}} = 0,00704$$

$$c = \frac{1,18 (0,007049) (4\,200)(143)}{0,85 (350)} = 16,79 \text{ cm}$$

$c < t$  por lo tanto, La viga trabaja como una viga de sección rectangular.

Diseño de viga rectangular:

- $\rho_b = 0,0356$ ; se conoce debido a que ya se calculó en la viga interior
- Cálculo del área de acero:

Este cálculo se realiza para determinar la cantidad de acero que se puede utilizar en la viga tanto en forma longitudinal como transversal, para el refuerzo en el centro de la viga se tiene:

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

$$A_s = \left( (80)(143) - \sqrt{(80 * 143)^2 - \frac{(922\ 554,37) * (80)}{0,003825 * 350}} \right) \left( \frac{0,85 * 350}{4\ 200} \right)$$

$$A_s = 193,86 \text{ cm}^2$$

- El acero máximo ya fue calculado en la viga interior, por lo cual se sabe que:

$$A_s \text{ máx} = 305,45 \text{ cm}^2$$

- El acero mínimo ya fue calculado en la viga interior, por lo cual se sabe que:

$$A_s \text{ min} = 38,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} < A_s < A_s \text{ máx} \quad \text{Utilizar } A_s \text{ calculado}$$

- Refuerzo a compresión (cama superior de la viga): se debe utilizar el 33 % del acero o el  $A_s \text{ min}$ , el mayor de ambos

$$0,33 * 193,86 \text{ cm}^2 = 63,97 \text{ cm}^2 \quad \text{Utilizado}$$



$$A_s \text{ mín} = 38,40 \text{ cm}^2$$

69,97 cm<sup>2</sup> es equivalente a 9 varillas núm. 10 G 60 corridas.

- Refuerzo adicional: correspondiente al acero por temperatura

$$A_s \text{ temp} = 0,002 b * d$$

$$A_s \text{ temp} = 0,002 (80) (143) = 22,88 \text{ cm}^2$$

11,44 cm<sup>2</sup> de cada lado es equivalente a 3 varillas núm. 7 G 60 corridas

- Refuerzo cama inferior (refuerzo calculado en apoyos):  
El mayor de los siguientes casos:

$$A_s \text{ min} = 38,40 \text{ cm}^2$$

$$50 \% A_s = 0,5 * 193,86 \text{ cm}^2 = 96,93 \text{ cm}^2 \quad \text{¡Utilizado!}$$

Utilizando 50 % del  $A_s$  equivalente a 8 varillas núm. 12 G 60 y 1 varilla núm. 9 G 60, corridas en cama inferior = 97,62 cm<sup>2</sup>.

- Refuerzo cama inferior (en L/2 medidos del centro hacia los apoyos):

$$A_s \text{ por cubrir faltante} = 193,86 \text{ cm}^2 - 97,62 \text{ cm}^2 = 96,24 \text{ cm}^2$$

Utilizando 8 varillas núm. 12 G 60, con longitud de L/2 + longitud de desarrollo como bastones.

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

$$d = 143 \text{ cm}$$

$$15\phi b = 15 * 3,81 \text{ cm} = 57,15 \text{ cm}$$

$$L / 20 = 2300 \text{ cm} / 20 = 115 \text{ cm}$$

Se toma la mayor de las anteriores, siendo el valor de 1,43 m.

- Chequeo: una sección no sobrerreforzada debe cumplir con  $c/d < 0,42$

$$a = \frac{(190,86)(4200)}{0,85(350)(180)} = 14,97 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{14,97 \text{ cm}}{0,85} = 17,61 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{17,61}{143} = 0,1232 < 0,42 \quad \text{por lo tanto,} \quad \text{Sí cumple}$$

Cálculo de corte máximo:

- Cargas muertas:

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

$$VCM_{DC} = \frac{wL}{2} + \frac{P}{2} = 44,160 \text{ kg} + 2\,181,4 \text{ kg} = 46\,341,6 \text{ kg}$$

$$VCM_{DW} = \frac{wL}{2} = 3,576 \text{ kg}$$

$$VCM \text{ total} = 49\,918,56 \text{ kg}$$

- Cargas vivas:

$$VCV_{PL} = \frac{wL}{2} = 11\,822 \text{ kg}$$

- La carga viva vehicular y la de impacto, ya fueron calculadas en la viga interior, por lo cual ya se conoce y no hay necesidad de volver a calcularlas.

$$VCV_{vehicular} + I = 49\,842,96 \text{ kg}$$

Corte último:

Tabla VII. **Cálculo de corte último viga exterior**

<b>Corte ( kg)</b>	<b>Tipo</b>	<b>Factor</b>	<b>Total</b>
46 341,6	DC	1,25	57 927,00
3,576	DW	1,50	5 365,44
11,822	PL	1,75	20 688,50
49 842,96	V+I	1,75	87 225,18
<b>Corte último</b>			<b>171 206,12</b>

Fuente: elaboración propia.

- Corte que soporta el concreto:

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * (A_{concreto})$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{350} * (80 * 143) = 96 417,27 \text{ kg}$$

$V_u > V_{cr}$  por lo tanto, se necesita refuerzo.

- Espaciamiento de estribos: utilizando varillas núm. 4 ( $A_v = 1,2667\text{cm}^2$ )

$$V_s = 171 206,12 \text{ kg} - 96 417,27 \text{ kg} = 74 788,85 \text{ kg}$$

Sí:

$$\phi * 1,1 * (b * d) * \sqrt{350} < V_s < 2,1 * (b * d) * \sqrt{350}; \text{ entonces } S_{\text{máx}} = d/4$$

$$(0,9) * 1,1 * (80 * 143) * \sqrt{350} < 74 788,85 \text{ kg} < 2,1 * (80 * 143) * \sqrt{350}$$

$211\ 882,57\text{ kg} < 74\ 788,85\text{ kg} < 449\ 447,88\text{ kg}$  ; ¡No cumple!

Sí:

$V_s < \phi(1,1)(b * d) * \sqrt{350}$  ; Entonces  $S\text{ máx} = d/2$

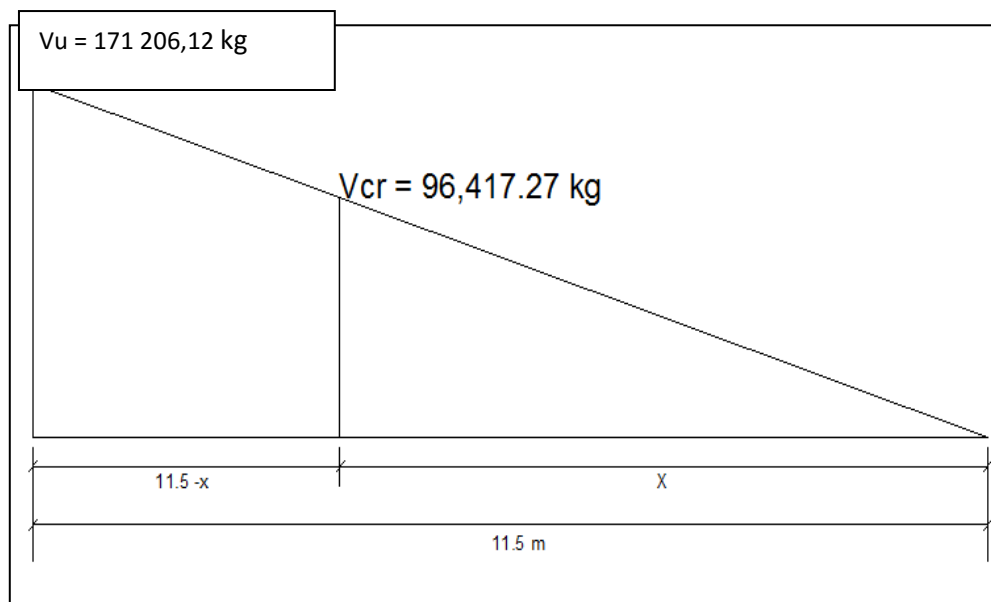
$74\ 788,85\text{ kg} < 211\ 882,57\text{ kg}$  ; ¡Sí cumple!

Por lo tanto:

$S\text{ máx} = \frac{143\text{ cm}}{2} = 71,5\text{ cm}$ ; por criterio se usará 35 cm de espaciamiento.

Diagrama de corte de diseño

Figura 21. Diagrama de corte en viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$\frac{171\,206,12\text{ kg}}{96\,417,27\text{ kg}} = \frac{11,5\text{ m}}{x}$$

$$X = 6,50\text{ m};$$

- Confinamiento =  $11,5\text{ m} - 6,50\text{ m} = 5,00\text{ m}$

$$S = \frac{2 \cdot A_v \cdot F_y \cdot d}{V_n - V_c}$$

$$S = \frac{2 \cdot (1,2667) \cdot (4\,200) \cdot (143\text{ cm})}{201\,418,96 - 96\,417,27} = 13,23\text{ cm}; \text{ por criterio se tomará } 10\text{ cm}$$

Chequeo por deflexión:

Se debe chequear que la deformación máxima de la viga no sobrepase la deformación máxima permisible, debido a las cargas a las cuales se somete, si en dado caso la deformación de la viga ( $\delta_v$ ) llegara a ser mayor a la deformación máxima permisible ( $\delta_{\text{máx}}$ ), se debe tomar una contraflecha hacia arriba, la cual brindará la estabilidad y evitará que la deformación en la viga sobrepase lo permisible.

$$\delta_{\text{máx}} = 2,88\text{ cm}$$

La misma que en la viga interior debido a que es la misma luz (L).

$$\delta_v = 0,02559\text{ m} = 2,56\text{ cm}$$

La misma que en la viga interior debido a que ambas son idénticas de sección y se someten a la misma carga viva.

$$2,56\text{ cm} < 2,88\text{ cm}$$

$\delta_v < \delta_{\text{máx}}$  por tanto; la deflexión del puente no excede lo permitido al igual que la viga interior, por lo que, tampoco hay necesidad de utilizar una contraflecha en el mismo.

#### **2.3.1.2.5. Diseño de diafragma**

Los diafragmas son vigas secundarias que sirven para transmitir cargas de la losa a las vigas principales y rigidizar el sistema ante cargas laterales. Se deben utilizar en los extremos.

Para luces mayores de 12 metros se recomiendan intermedios, en el punto de máximo momento, según AASHTO 8.1.2. Define los peraltes mínimos para diafragmas, tanto internos como externos de la siguiente manera:

- Los diafragmas exteriores serán como mínimo de 1/2 de la altura de la viga principal, pero no menor de 50 centímetros.
- Los diafragmas interiores serán de 3/4 de la altura de la viga principal.

Según especificaciones AASHTO, el refuerzo será equivalente al acero mínimo requerido por la sección y el ancho mínimo de los diafragmas será de 30 cm.

- Diseño diafragmas externos

La altura del diafragma externo se aconseja que sea de 1/2 de la altura de las vigas y un ancho usual que sea igual o mayor a 30 centímetros.

- Según predimensionamiento:

$$H = 0,75 \text{ m} = 75 \text{ cm}$$

$$B = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$d = 0,75 - 0,05 = 0,70 = 70 \text{ cm}$$

- Para calcular el área de acero mínimo ( $A_s \text{ mín}$ ), que es el requerido por los diafragmas según la AASHTO se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s \text{ mín} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4200} * 40 * 70 = 9,4 \text{ cm}^2$$

- Utilizando 5 varillas núm.5 (para cada cama):

$$A_s = 5 * (1,98\text{cm}^2) = 9,9 \text{ cm}^2$$

- Acero adicional por altura:

Por seguridad se recomienda usar 5,29 cm<sup>2</sup> por metro de altura del diafragma

$$A_s \text{ ad} = 5,29 \text{ cm}^2 * 0,75\text{m} = 3,97 \text{ cm}^2$$

- Utilizando 4 varillas núm. 4 :

$$A_s = 4 * (1,27\text{cm}^2) = 5,08 \text{ cm}^2$$

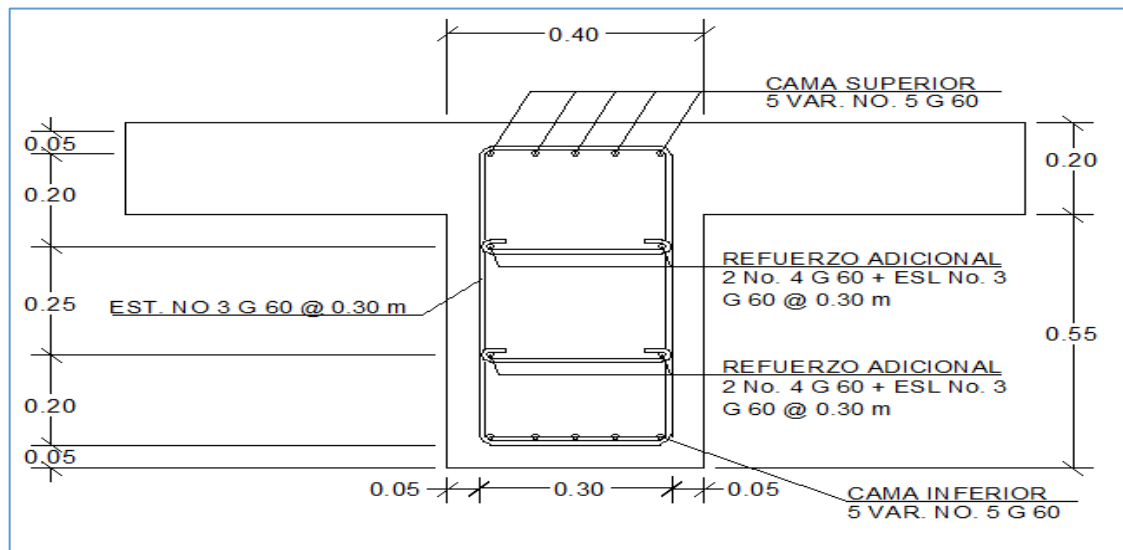
- Espaciamiento de estribos:



$$S = d/2 = 70\text{cm} / 2 = 35 \text{ cm}$$

Se utilizarán para el refuerzo a corte estribos núm. 3 @ 0,30 m

Figura 22. **Diseño de armado para diafragmas externos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2013.

- Diseño diafragma interno

La altura del diafragma interior se aconseja que sea de 3/4 de la altura de las vigas y un ancho usual de 30 centímetros.

- Según predimensionamiento:  
 $H = 1,15 \text{ m} = 115 \text{ cm}$   
 $B = 0,60 \text{ m} = 60 \text{ cm}$   
 $d = 1,15 - 0,05 = 1,10 \text{ m} = 110 \text{ cm}$

- Para calcular el área de acero mínimo ( $A_s$  mín), que es el requerido por los diafragmas según la AASHTO se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s \text{ mín} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4200} * 60 * 110 = 22,16 \text{ cm}^2$$

- Utilizando 4 varillas núm. 8 + 1 varilla núm. 6 (para cada cama):

$$A_s = 4 * (5,07\text{cm}^2) + 1 * (2,85\text{cm}^2) = 23,13 \text{ cm}^2$$

- Acero adicional por altura:

Por seguridad se recomienda usar 5,29  $\text{cm}^2$  por metro de altura del diafragma.

$$A_s \text{ ad} = 5,29 \text{ cm}^2 * 1,155\text{m} = 6,08 \text{ cm}^2$$

- Utilizando 2 varillas núm. 7 (3,88  $\text{cm}^2$ ):

$$A_s = 2 * (3,88 \text{ cm}^2) = 7,76 \text{ cm}^2$$

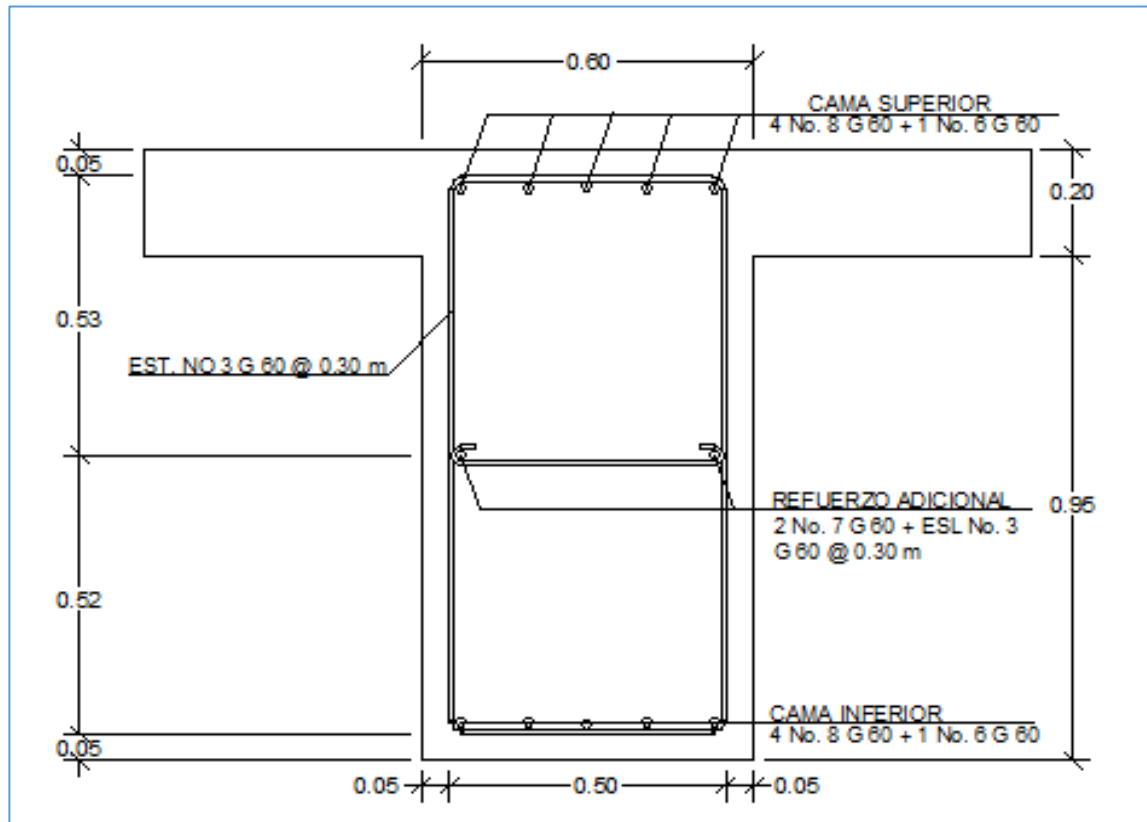
- Espaciamiento de estribos:

$$S = d/2 = 110 \text{ cm} / 2 = 55 \text{ cm}$$

Por seguridad se determinó usar 30 cm de espaciamiento

Se utilizará para refuerzo a corte estribos núm. 3 @ 0,30 m.

Figura 23. **Diseño de armado para diafragma interno**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2013.

### 2.3.1.3. **Dispositivos básicos de protección**

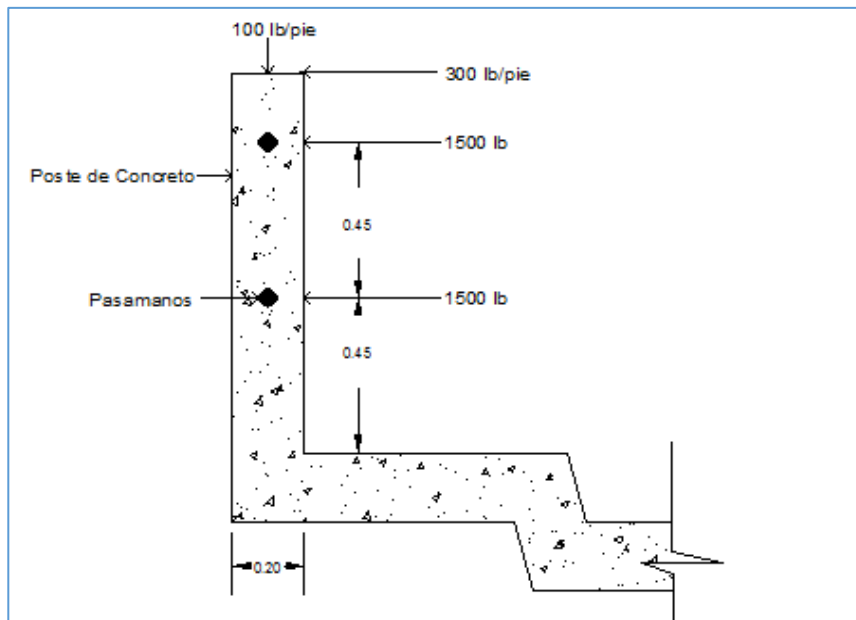
Son los elementos estructurales y no estructurales que prolongan la vida útil de un puente y que son necesarios, ya que la falta de ellos provocaría problemas en la operación como posibles percances para los usuarios.

### 2.3.1.3.1. Diseño de barandales y acera

Los pasamanos de puentes están formados por unidades longitudinales que funcionan para la protección de los peatones y además cuentan con postes de concreto armado (según la especificación AASHTO), se diseñan para soportar una carga P/4 de la carga estandarizada de la AASHTO.

La altura promedio que deben poseer los postes de los pasamanos es de 42 pulgadas (1,07 m). Además de la carga del camión estandarizado, la AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb/pie y una carga horizontal de 300 lb/pie, que son producto de los peatones que circulan por la acera. Los pasamanos serán de tubería de hierro galvanizado, los postes serán de concreto.

Figura 24. Sección de banqueta y baranda



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2013.

Pasamanos:

Los miembros longitudinales se diseñarán como vigas continuas, con carga, se utilizarán tubos galvanizados de Ø 2" estándar.

- Carga de diseño = 150 lb/pie por cada pasamanos
- Longitud entre postes = 2,00 m = 6,888 pies
- Se propone tubo galvanizado Ø = 2 pulgadas

$$\text{Ø}_{\text{ext}} = 2,375 \text{ pulg}; \quad \text{Ø}_{\text{int}} = 2,067 \text{ pulg}; \quad I = 0,665 \text{ pulg}^4$$

$$C = \frac{\text{Ø}_{\text{ext}}}{2} = \frac{2,375 \text{ pulg}}{2} = 1,2 \text{ pulg}$$

Módulo de sección:

$$S = \frac{\text{Inercia}}{C} = \frac{0,665 \text{ pulg}^4}{1,2 \text{ pulg}} = 0,5541 \text{ pulg}^3$$

Análisis de resistencia de tubo:

$$Mu = S * f$$

Donde:

$$f = 20\,000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$Mu = 0,5541 \text{ pulg}^3 * 20\,000 \text{ lb/pulg}^2 = 11\,082 \text{ lb-pulg}$$

$$Mu = 923,5 \text{ lb - ft}$$

Por ser tramos continuos se utiliza la siguiente ecuación de momentos y se despeja:

$$Mu = \frac{wL^2}{10}$$

$$L = \sqrt{\frac{10 * Mu}{w}} = \sqrt{\frac{10 * (923,5)}{150 + 3,65}} = 7,75 \text{ pies}$$

$$7,75 \text{ pies (1 m / 3,28 pies)} = 2,36 \text{ metros}$$

El espacio entre postes será:

$$2,00 \text{ metros} < 2,36 \text{ metros} \quad \text{por lo tanto: chequear}$$

$$\text{Distancia entre tubos} = 2,00 \text{ m}$$

Diseño de postes:

Se seguirá el procedimiento del ACI – 318 05 para el diseño de columnas a flexo compresión, calculando primero su esbeltez, para clasificar la columna.

Al revisar esbeltez de la columna:

$K = 2$  (condición de apoyo libre en un extremo)

$L$  (altura del poste) = 1,10 m

$R_a = 0,3 h = (0,3) (0,20\text{m}) = 0,06$

Chequear:

$$\frac{KL}{R} > 22$$

$$\frac{(2) * (1,10 \text{ m})}{(0,06)} > 22$$

$36,67 > 22$  Es una columna esbelta, trabaja a flexión

Integración de cargas:

- Carga muerta:

Estas cargas son el peso propio de los elementos del barandal y algunas cargas estáticas que son especificadas por la AASHTO.

$$W_{cm} = 1,3 W_{cm} = (1,30) * (2\,400) * (0,20) * (0,15) * (1,10) = 102,96 \text{ kg}$$

$$W_{\text{tubos}} = (1,3) * (3,65) * (6,888) * (2 \text{ tubos}) = 29,71 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vertical}} = (100 \text{ lb/pie}) (0,656 \text{ pie}) = 65,6 \text{ lb} = 29,82 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = 102,96 + 29,71 + 29,82 = 162,49 \text{ kg}$$

- Carga viva:

Esta carga es especificada por la AASHTO como una carga horizontal que es generada por los peatones que circulan en la acera.

$$W_{cv} = (300 \text{ lb/pie}) * (3,6 \text{ pie}) = 1\,080 \text{ lb} = 490,24 \text{ kg}$$

Momento total:

Es el momento total al cual debe someterse la columna de concreto debido a las cargas anteriormente especificadas.

$$M_{\text{total}} = (490,24) (0,45) + (162,49) (0,10) + (681,81) (0,45) + (681,81) (0,9)$$

$$M_{\text{total}} = 1\,155,38 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo de refuerzo para los postes:

Diseño a flexión:

- Peralte efectivo: se propone varilla núm. 3

$$d = t - \text{recubrimiento} = 20 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm}$$

$$d = 17,50 \text{ cm}$$

Datos:

$$F'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$Mu = 1\ 155,38 \text{ kg-m}$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$Pb = 0,0494 = 4,94 \%$$

- Cálculo del acero máximo:

El acero máximo ( $A_s \text{ máx}$ ), se calcula con la siguiente ecuación, teniendo el  $R_o$  balanceado ya calculado anteriormente:

$$A_s \text{ máx.} = 0,75 * p_b * b * d$$

$$A_s \text{ máx.} = 0,75 * 0,0494 * 15 * 17,5$$

$$A_s \text{ máx.} = 9,725 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del acero para poste:



El acero necesario para la sección más crítica del poste de concreto debido a los momentos generados por las cargas, se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_s = ((15 * 17,5) - \sqrt{(15 * 17,5)^2 - \frac{1\ 155,38 * 15}{0,003825 * 281}}) * \frac{0,85 * 281}{2\ 810}$$

$$A_s = 2,78 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del acero mínimo:

El acero mínimo ( $A_s$  mín) para la sección se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_s \text{ mín} = \left(\frac{14,1}{2\ 810}\right) (15) (17,50) = 1,32 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ mín} < A_s < A_s \text{ máx}$ ; por lo tanto se usa  $A_s$

Se propone refuerzo transversal de 4 varillas núm. 3 G 40,  $A_s = 2,84 \text{ cm}^2$

Diseño a corte:

Estribos con varillas núm. 2

- Verificación de cortante último y cortante que soporta el concreto:

$$V_u = 3\ 000 \text{ lb} + 1\ 080 \text{ lb} = 4\ 080 \text{ lb} = 1\ 854,50 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * 15 * 17,50 = 1\ 982,33 \text{ kg}$$

$$1\ 854,50 \text{ kg} < 1\ 982,33 \text{ kg}$$

$$V_u < V_{cr}$$

El valor del corte que soporta el concreto es mayor al corte último, por lo cual se puede proponer un refuerzo a corte mínimo.

Espaciamiento entre estribos: (el menor de los siguientes criterios)

$$S = 48 \varnothing \text{ varilla estribo} = 48 (0,635 \text{ cm}) = 30,48 \text{ cm}$$

$$S = 16 \varnothing \text{ varilla long.} = 16 (0,9525 \text{ cm}) = 15,24 \text{ cm}$$

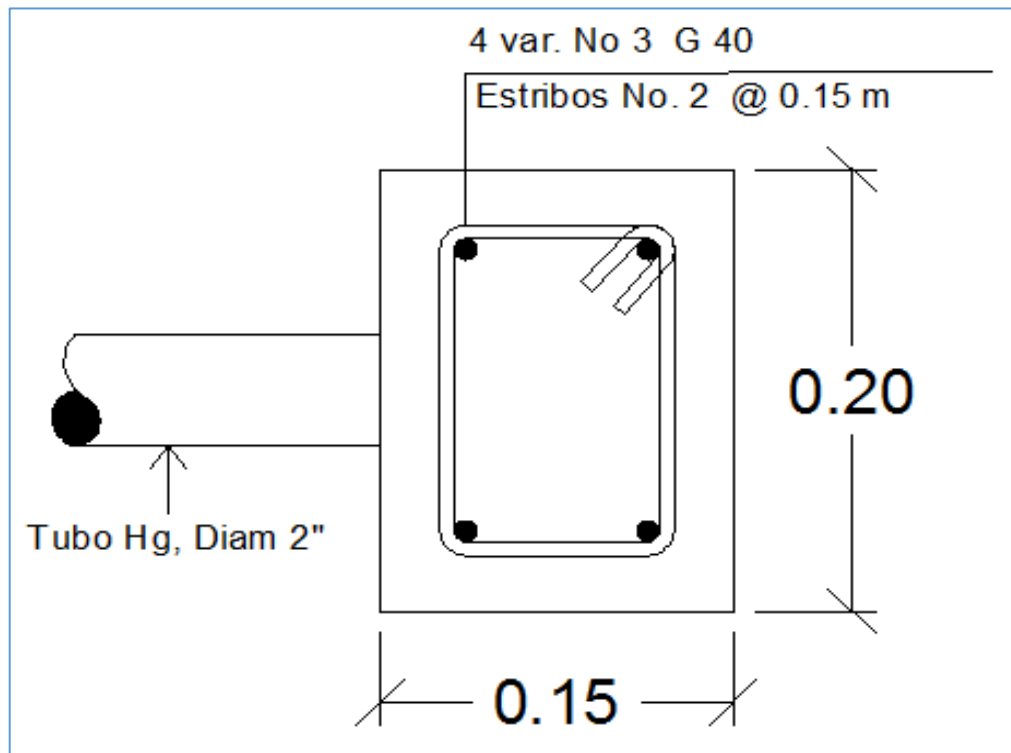
$$S = \text{lado menor} = 15 \text{ cm}$$

Se utilizará un espaciado de 15 cm entre cada estribo.

Detalle del refuerzo para postes:

4 varillas núm.3 G 40, estribos núm. 2 @ 0,15 m

Figura 25. **Sección de poste de concreto**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2013.

#### **2.3.1.4. Subestructura**

La subestructura consiste de todos los elementos requeridos para soportar la superestructura y la carretera del paso elevado.

Requiere mayores consideraciones por estar expuesta a varios tipos de carga como: de la superestructura, de agua, de relleno y del suelo de cimentación con sus respectivos tipos de falla como vuelco, deslizamiento y presión portante, la subestructura estará compuesta por los elementos siguientes:

- Cortina
- Viga de apoyo
- Neopreno
- Estribo
- Cimentación (pilotes)

#### 2.3.1.4.1. Diseño de cortina

Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal, se considera empotrado a la viga de apoyo, el alto depende de la altura de la viga principal del puente.

- Predimensionamiento:

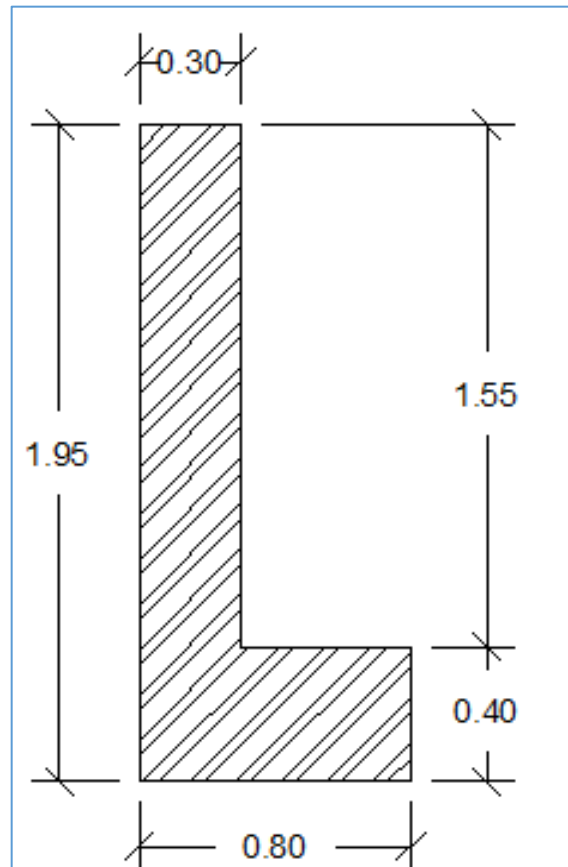
La cortina se diseñará a flexión y corte. Sobre esta actúan fuerzas de empuje de tierra (E), fuerza de sismo (S) y fuerza longitudinal (FL). La cortina debe diseñarse para tener un equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de 480 kilogramos por metro cúbico, según especificaciones AASTHO 1.1.19.

Espesor = 30 cm (mínimo permitido según AASTHO)

Altura = H viga exterior principal + capa asfáltica

Altura = 1,50 m + 0,05 m = 1,55 m

Figura 26. **Dimensionamiento de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2013.

- Sobrecarga

$$\text{Sob} = 480 \text{ kg/m}^3 * 0,61 \text{ m} = 292,80 \text{ kg/m}^2$$

- Presión al pie de la cortina

$$\text{S} = 480 \text{ kg/m}^3 * 1,55\text{m} = 744 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de empuje del suelo:

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

$$E_{sob} = 292,80 \text{ kg/m}^2 * 1,55 \text{ m} = 453,84 \text{ kg/m}$$

$$E_s = 744 \text{ kg/m}^2 * (1,55/ 2) = 576,60 \text{ kg/m}$$

$$E = 453,84 + 576,60 = 1 030,44 \text{ kg/m}$$

- Momento por el empuje del suelo:

$$ME_{sob} = 453,84 \text{ kg/m} * (1,55\text{m} /2) = 351,73 \text{ kg-m /m}$$

$$ME_s = 576,60 \text{ kg/m} * (1,55\text{m} /3) = 297,91 \text{ kg-m/m}$$

- Fuerza longitudinal o fuerza de frenado (AASHTO 1.2.13):

Esta será producida por las llantas del camión en el terraplén o aproche, la cual es transmitida a la cortina de la siguiente manera:

$$FL = 0,05 \left( \frac{P}{2H} \right)$$

$$FL = 0,05 \left( \frac{7,300 \text{ kg}}{2(1.55\text{m})} \right) = 117,74 \text{ kg/m}$$

$$\text{Por ser dos llantas: } 2 * (117,74 \text{ kg/m}) = 235,4 \text{ kg/m}$$

- Momento por fuerza longitudinal:

$$M_{FL} = FL * d = 235,48 \text{ Kg/m} * (1,55\text{m} + 1,83)$$

$$M_{FL} = 795,92 \text{ kg - m /m}$$

- Fuerza de sismo:

Se considera el 12 % del peso de la cortina y se aplica en su centro.

$$W \text{ cortina} = 1,55\text{m} * 0,30 * 1 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 1\,116 \text{ kg}$$

$$S = F \text{ sismo} = 0,12 * 1,116 \text{ kg} = 133,92 \text{ kg}$$

- Momento de sismo:

$$M \text{ sismo} = 133,92 \text{ kg} * (1,55\text{m} / 2) = 103,79 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de momentos por grupos ( AASHTO 3.22.1):

Según la AASHTO 3.22.1, cuando existe sismo se deberá comparar las ecuaciones del grupo III y grupo VII, para aplicar la más crítica.

$$\text{Grupo III} = 1,3 (\text{ME sob} + \text{ME s} + M_{FL})$$

$$\text{Grupo III} = 1,3 (351,73 + 297,91 + 795,92) = 1\,879,23 \text{ kg} - \text{m} / \text{m}$$

$$\text{Grupo IV} = 1,3 (\text{ME sob} + \text{ME s} + M \text{ sismo})$$

$$\text{Grupo IV} = 1,3 (351,73 + 297,91 + 103,79) = 979,46 \text{ kg} - \text{m} / \text{m}$$

Para el momento de diseño se elige el mayor de los grupos de carga anteriores que proporciona la AASHTO, por lo cual el momento de diseño será:

$$\text{Momento de diseño} = 1\,879,23 \text{ kg} - \text{m} / \text{m}$$

Cálculo de refuerzo

- Utilizando varillas núm. 4 G 60

$$d = 30 - 8 - (1,27 / 2) = 21,36 \text{ cm} = 21,50 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero con la siguiente ecuación:

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

$$A_s = \left( (100 * 21,50) - \sqrt{(100 * 21,50)^2 - \frac{(1\ 879,23) * 100}{0,003825 * 281}} \right) \left( \frac{0,85 * 281}{4\ 200} \right)$$

$$A_s = 2,33 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del área de acero mínimo ( $A_s \text{ mín}$ ) con la siguiente ecuación :

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \left( \frac{14,1}{4\ 200} \right) * (100 * 21,50) = 7,22 \text{ cm}^2$$

Nota: se utilizará el área de acero mínimo debido a que el área de acero calculado es menor al acero mínimo.

Cantidad de varillas a utilizar por un metro lineal, utilizando varillas núm.

4 G 60:

$$\frac{7,22 \text{ cm}^2}{1,27 \text{ cm}^2} = 5,68 \text{ varillas}$$

- Espaciamiento entre varillas:



$$\frac{100 \text{ cm}}{5,68} = 17,6 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

Revisión para cortante

Según la AASTHO 3.22.1, cuando existe sismo se debe comparar las ecuaciones del grupo III y grupo VII, para aplicar la más crítica.

- Grupos según AASHTO:
  - Grupo III = 1,3 (E + FL)  
Grupo III = 1,3 (1 030,44 + 235,48) = 1 645,70 kg
  - Grupo IV = 1,3 (E + S)  
Grupo IV = 1,3 (1 030,44 + 133,92) = 1 513,69 kg

El cortante máximo será el determinado en el grupo III, siendo el valor del mismo el siguiente:

$$\text{Cortante máximo} = 1 645,70 \text{ kg}$$

- Corte que resiste el concreto:

$$V_{CR} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * (A \text{ concreto})$$

$$V_{CR} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * (100 * 21,50) = 16 236,27 \text{ kg}$$

$$V_{CR} > \text{cortante máximo}$$

Por lo tanto; el concreto absorbe todo el cortante, por lo que el refuerzo a cortante será el mínimo.

$$S = \frac{d}{2} = \frac{21,50}{2} = 10,75 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

Estribos núm. 3 G. 60 @ 10 cm

### 2.3.1.4.2. Diseño de viga de apoyo

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

- Predimensionamiento:

Este irá apoyada a todo lo largo del estribo, se recomienda colocar para el armado acero mínimo. La viga de apoyo deberá tener una altura igual o mayor que 0,40 metros. Se chequeará por aplastamiento y se deberá colocar refuerzo por corte, refuerzo mínimo y espaciamiento máximo.

- Base mínima = 2 cm por cada metro de luz libre del puente  
Base mínima = (0,02m) (23 m) = 46 cm = 50 cm
  - Base total = base mínima + base cortina  
Base total = 0,50 m + 0,30 m = 0,80 m
  - H mínima = 40 cm = 0,40 m
- Se refuerza con el área de acero mínimo  $A_s$  mín, con la siguiente ecuación:

$$A_s \text{ mín} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$AS \text{ mín} = \frac{14,1}{4 \cdot 200} * (80\text{cm}) (35\text{cm})$$

$$AS \text{ mín} = 9,40 \text{ cm}^2$$

- Utilizando varillas núm. 5 G 60 ( $A_v = 1,98 \text{ cm}^2$ ) se tiene:

$$\frac{9,40 \text{ cm}^2}{1,98 \text{ cm}^2} = 4,74 \text{ varillas}$$

Por lo tanto; se aproxima a 5 varillas núm. 5 G 60, en ambas camas de la viga de apoyo.

#### Cortante

- Integración de carga muerta:
  - $W \text{ losa} = (2 \text{ 400 kg/m}^3) (0,20 \text{ m}) (2,80 \text{ m}) (11,5 \text{ m}) = 15 \text{ 546 kg}$
  - $W \text{ viga} = (2 \text{ 400 kg/m}^3) (1,30 \text{ m}) (0,80 \text{ m}) (11,5 \text{ m}) = 28 \text{ 704 kg}$
  - $W \text{ pasamanos} = (58 \text{ 4 kg/m}) (11 \text{ 5 m}) = 671 \text{ 6 kg}$
  - $W \text{ poste} = (116 \text{ 8 kg/m}) (11 \text{ 5 m}) = 1 \text{ 343, kg}$

$$W \text{ TOTAL} = 46 \text{ 174,8 kg}$$

- Carga viva:

$$W \text{ carga viva} = 7 \text{ 272, Kg}$$

$$W \text{ total} = 46 \text{ 174,8 kg} + 7 \text{ 279,3 kg} = 53 \text{ 454,1 kg}$$

$$V_a = 53 \text{ 454,1 kg}$$

- Espaciamiento entre estribos:

- Corte que resiste el concreto:

$$V_c = 0,53 * 0,85 * \sqrt{281} * (0,80\text{m})(0,40\text{m})$$

$$V_c = 24\ 165,60\ \text{kg}$$

- Espaciamiento: con varillas núm. 4 (  $A_v = 1,27\ \text{cm}^2$  )

$$S = \frac{0,85 * A_v * 2 * f_y * d}{(v_a - v_c)}$$

$$S = \frac{0,85 * (1,27) * 2 * (4\ 200) * (35)}{(53\ 454,1 - 24\ 165,60)}$$

$$S = 10,83\ \text{cm} = 10\ \text{cm}$$

Estribos núm. 4 G60 @ 0m10 m

#### **2.3.1.4.3. Diseño de neopreno**

La AASHTO, en su capítulo 14 establece las condiciones de apoyo para un puente en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros de 50 pies, no es necesario hacer consideraciones por deflexión, mientras que para claros mayores o iguales a 50 pies deberán proveerse apoyos especiales que toleren mayores niveles de rotación, los puentes con claros menores de 50 pies, también pueden apoyarse en dispositivos móviles, consistentes en placas de acero con superficies tersas que tampoco toman en cuenta la deflexión.

De acuerdo con el tipo de material del que están hechos, los apoyos pueden clasificarse en metálicos y elastómeros. El uso de apoyos metálicos, generalmente se limita a puentes con superestructura a base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálicas.

#### Apoyos elastoméricos

Es un mecanismo constituido parcial o totalmente de elastómeros, pueden ser sencillos (que tienen una sola placa de elastómero), laminados (son varias capas de elastómero restringidas entre sus caras mediante láminas de acero integralmente sujetas o con refuerzo de fábrica) en adición a cualquier refuerzo interno.

#### Propiedades de los materiales

Dependen de sus elementos constituyentes. Una de las propiedades más importantes del elastómero es su módulo de cortante, el cual puede definirse como la fuerza por pulgada cuadrada del cojinete (área de contacto) necesaria para deformar una cantidad igual a su espesor.

Cuando sea especificado o se conozca el módulo de cortante del elastómero del que está hecho cada uno de los apoyos, este valor deberá ser utilizado para el diseño, de lo contrario los valores usados serán aquellos del rango aplicable según la tabla VIII.

Tabla VIII. **Propiedades de diferentes durezas elastoméricas**

<b>Handness (Shore 'A')</b>	<b>50</b>	<b>60</b>	<b>70</b>
Shear modulus at 73°F (psi) Creep deflection at 25 yrs	95 - 130	130 - 200	200 - 300
Instantaneous deflection	25%	35%	45%

Fuente: *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)* capítulo.14.

Características de los apoyos de neopreno:

- Los apoyos de neopreno pueden soportar esfuerzos de compresión hasta de 70 kilogramos por centímetro cuadrado.
- La durabilidad del neopreno es superior a la del hule natural. Su vida útil es de 40 años.
- Las deformaciones verticales de apoyos de neopreno no deben exceder el 15 por ciento del espesor inicial del mismo. Deformaciones mayores del 25 por ciento aceleran el proceso de deterioro del neopreno y afectan su vida útil.

- Los parámetros que definen el comportamiento de los apoyos de neopreno son la dureza y el módulo de elasticidad a corte G.
- Una norma práctica indica que el área del apoyo elastomérico debe tener unas dimensiones tales, que el esfuerzo producido sobre él por la acción de la carga muerta más la carga viva, sea como máximo del orden de 60 kilogramos por centímetro cuadrado.

Para el cálculo se empleará el método A de la sección 14.7.6 de las Normas AASTHO.

Variación máxima de temperatura:

- Deformación unitaria del concreto:

El puente se encuentra localizado en una región con una variación máxima de temperatura  $\Delta = 15$  grados centígrados. El coeficiente de dilatación térmica del concreto es igual a  $11 * 10^{-6}$  mm/mm/°C para el concreto de densidad normal. Por consiguiente, la deformación unitaria del concreto debida a la diferencia de temperatura es:

$$\epsilon_{\text{temp}} = (11 * 10^{-6}) (15) = 0,000165$$

- Deformación debida a la retracción del fraguado:

En ausencia de datos experimentales es posible suponer que la deformación unitaria del concreto, debida a la retracción del fraguado, equivale

al 10 por ciento de la deformación máxima utilizable ( $\epsilon_{\text{concreto}} = 0,003$ ) del material sometido a compresión. En estas condiciones, entonces:

$$\epsilon_{\text{ret.fraguado}} = (0,10) (0,003) = 3 * 10^{-4}$$

- Movimiento horizontal máximo del apoyo:

$$\Delta S = L (\epsilon_{\text{temp}} + \epsilon_{\text{ret.fraguado}})$$

$$\Delta S = 23 (0,000165 + 0,0003) = 10,70 \text{ mm}$$

Las Normas AASTHO-tabla A.3.4.1-1, recomiendan aumentar este desplazamiento en un 20 por ciento, con el fin de tener en cuenta otras causas de deformación de la viga tales como flujo plástico.

$$\Delta S_{\text{total}} = 1,2 * 10,70 \text{ mm} = 12,84 \text{ mm}$$

- Variación de la altura del apoyo elastomérico:

H<sub>rt</sub> = espesor del elastómero del apoyo

$$h_{rt} > 2 \Delta S_{\text{total}}$$

$$h_{rt} > 2 (12,84 \text{ mm}) = 25,68 \text{ mm}$$

- Se propone un apoyo elastomérico de 107 mm de espesor total con 6 capas de acero de 1 mm de espesor cada una.
- Evaluación del factor de forma S del apoyo:



El factor de forma viene dado por la siguiente ecuación, válida para apoyos rectangulares sin orificios, según AASTHO 14.7.5.1-1.

$$S = \frac{L W}{2 h r i (L+W)}$$

- Propuesta de apoyo: 5 capas interiores de 17 mm cada una, separadas por placas de acero de 1 mm. Las capas exteriores tendrán una altura de 8 mm.

$$W = 700 \text{ mm}$$

$$S = \frac{700 L}{2 (17)(L+700)} = \frac{700 L}{34L+23,800} \quad (\text{Ecuación})$$

- Evaluación del esfuerzo a compresión:

El esfuerzo promedio a compresión en cualquier capa del elastómero debe cumplir la siguiente ecuación, según AASHTO 14.7.6.

$$\sigma_{c,TL} = \frac{GS}{B}$$

$$\sigma_{c,TL} \leq 70 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ para neopreno reforzado con acero}$$

$$\sigma_{c,TL} \leq 56 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ para neopreno simple o reforzado con acero}$$

B = factor de modificación que tiene un valor para capas internas de apoyos reforzados, 1,4 para capas cubiertas y 0.8 para apoyos simples.

Se supone un apoyo elastomérico de dureza 60 en la escala de dureza Shore. Según la tabla 14.7.5.2-1 de AASTHO, en la cual se indican los valores

del módulo cortante. Estos valores varían entre 9,10 kg/cm<sup>2</sup> y 14,00 kg/cm<sup>2</sup>. En este caso se tomará  $G = 10,00 \text{ kg/cm}^2$ .

Se supone además que:  $B = 1$

$G = 10 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{(\sigma_{c,TL})(B)}{G}$$

$$S = \frac{(70)(1)}{10} = 7$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$7 = \frac{700 L}{34L + 23\,800}$$

$L = 360,0 \text{ mm}$ ; por criterio se aproxima a  $L = 400 \text{ mm}$

- Dimensiones propuestas:

$W = 700 \text{ mm}$

$L = 400 \text{ mm}$

$h_{rt} = 107 \text{ mm}$

- Diseño propuesto del apoyo elastomérico:

- 2 capas exteriores de 8 mm

- 5 capas interiores de 17 mm

- 6 láminas de refuerzo en acero:  $6 * (1\text{mm}) = 6 \text{ mm}$

- Grosor total =  $(2 * 8 \text{ mm}) + (5 * 17 \text{ mm}) + (6 \text{ mm}) = 107 \text{ mm}$

- Esfuerzo efectivo a compresión sobre el apoyo elastomérico:

$$\sigma = \frac{P \text{ servicio}}{\text{Área}} = \frac{89\,476,47 \text{ kg}}{(70 \times 40 \text{ cm})} = 31,95 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2; \text{ ¡Sí cumple!}$$

$$P \text{ servicio} = 49\,918,56 \text{ kg} + 39\,557,91 \text{ kg} = 89\,476,4 \text{ kg}$$

- Evaluación de la deflexión instantánea de compresión:

$$\Delta c = \sum \varepsilon c_i * h_{ri}$$

Los valores de  $\varepsilon$  pueden obtenerse de ayudas de diseño basadas en ensayos, tales como las que se presentan en las figuras 14.6.5.3.3-1 de las Normas AASTHO.

$$\varepsilon = 0,038 \text{ para } 31,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Factor de forma} = 7$$

$$\text{Dureza de } 60 \text{ SHORE}$$

$$\Delta c = (5)(0,038)(17) + (2)(0,038)(8) = 3,838 \text{ mm}$$

- Evaluación de la rotación del apoyo elastomérico:

Las deformaciones rotacionales alrededor de cada eje, deben tomarse como la rotación máxima posible entre las caras superior e inferior del apoyo, causado por la falta inicial de paralelismo y la rotación del apoyo de la viga.

Estas deben limitarse a lo siguiente, según AASTHO 14.6.7.

$$\theta_{TIX} = \frac{2 \Delta C}{L} = \frac{2 (3\,838)}{400} = 0,01919 \text{ rad}$$

$$\theta_{TIY} = \frac{2 \Delta C}{W} = \frac{2 (4\,484)}{700} = 0,0128 \text{ rad}$$

- Se utilizará el mayor de ambos valores, el cual es 0,01919 radianes
- Rotación del apoyo debida a la carga muerta más la carga viva:

$$I = 9,10 * 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$E = 2 * 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 23 \text{ m}$$

- Cargas :

$$CM = 4,34 \text{ ton}$$

$$CV = 3.46 \text{ ton}$$

$$\text{Carga total} = 6,8 \text{ ton}$$

Por consiguiente, la rotación de la viga para la acción simultánea de la carga muerta más la carga viva es:

$$\theta = \frac{q L^3}{24 EI}$$

$$\theta = \frac{(6,8 \text{ ton}) (23)^3}{24 (2 * 10^6)(9,10 * 10^{-2})}$$

$$\theta = 0,0189 \text{ rad} < 0,01919 \text{ rad}; \text{ ¡ Sí cumple!}$$

- Verificación de estabilidad:

Para asegurar la estabilidad, el espesor total del apoyo no debe exceder el mayor valor de:

$$L/3 = \frac{400 \text{ mm}}{3} = 133,33 \text{ mm}$$

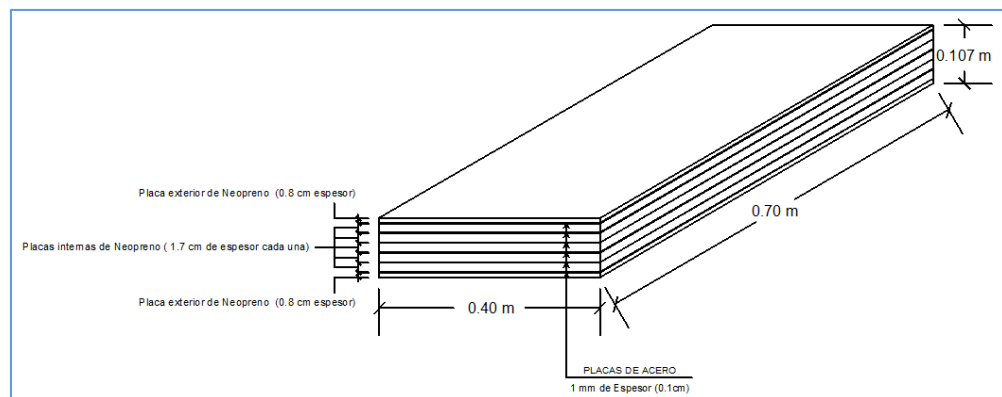
107 mm < 133,33 mm; ¡Sí cumple!

$$W/3 = \frac{700 \text{ mm}}{3} = 233,33 \text{ mm}$$

107 mm < 233,33 mm; ¡Sí cumple!

- Dimensionamiento final de neopreno:

Figura 27. **Apoyo de neopreno**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2013.

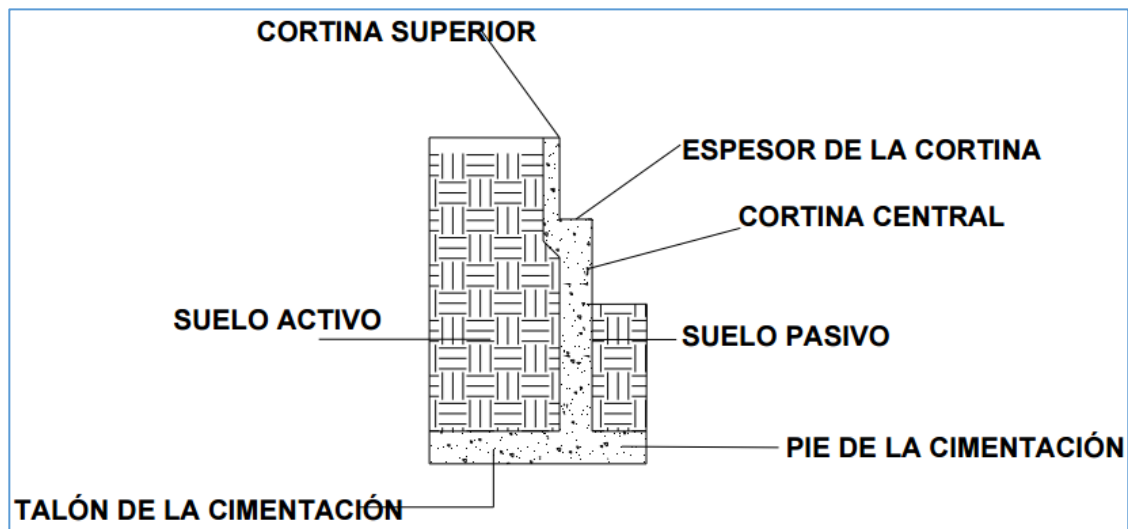
#### 2.3.1.4.4. **Diseño de estribos**

El estribo es un elemento cuya función es transmitir las cargas de la superestructura hacia el suelo. También tiene por función contener la carga del relleno circundante.

Los estribos de entrada y salida que se utilizarán para el diseño del puente son del tipo muro en voladizo fundido en sitio. Cada estribo estará

constituido por un muro frontal, el cual será el encargado de soportar la carga del sistema de superestructura.

Figura 28. Partes del estribo en voladizo



Fuente: elaboración propia.

### Integración de cargas

Para el diseño estructural de un estribo es necesario tomar en consideración algunas cargas, como:

- Carga muerta
- Carga viva
- Carga de impacto
- Carga de sismo
- Empuje de tierra

### Carga muerta que soporta el estribo

La carga muerta que soporta el estribo es la proveniente de la superestructura; por lo que se obtiene:

$W$  súperestructura =  $W$  vigas +  $W$  banqueteta +  $W$  barandal +  $W$  diafragmas +  $W$  losa +  $W$  carpeta de rodadura

$$W \text{ vigas} = (1,30\text{m}) (0,80\text{m}) (11,5\text{m}) (2\,400 \text{ kg/m}^3) * 2 = 57\,408 \text{ kg}$$

$$W \text{ barandal} = 40 \text{ kg/m (poste + tubo Hg)} * (11,5 \text{ m}) = 460 \text{ kg}$$

$$W \text{ diafragmas} = 0,60 * 0,95 * 2\,400 * 2,6 + 2 * (0,4 * 0,55 * 2\,400 * 2,6) = 6\,302,4 \text{ kg}$$

$$W \text{ losa y banqueteta} = 0,20\text{m} * 4,6 \text{ m} * 11,5 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 25\,392 \text{ kg}$$

$$W \text{ carpeta de rodadura} = 0,05 \text{ m} * 3,6 \text{ m} * 11,5\text{m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 4\,968 \text{ kg}$$

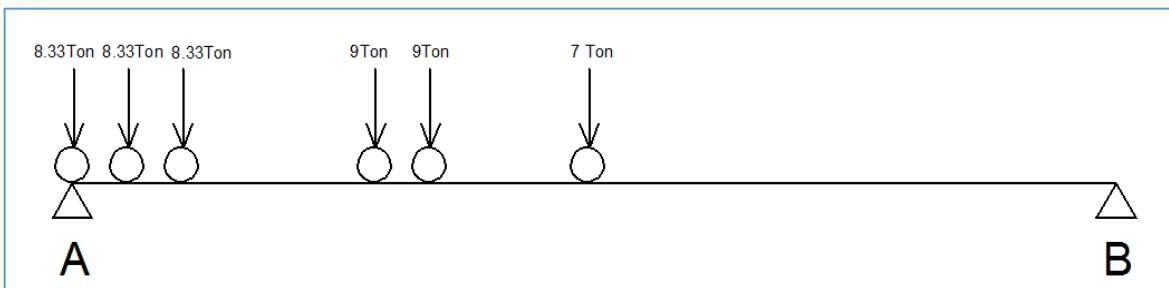
$$W \text{ súper-estructura para cada apoyo} = 94\,530,4 \text{ kg}$$

Reacción en apoyo por carga muerta =  $W$  superestructura para cada apoyo

$$\text{Reacción en apoyo por carga muerta} = 94\,530,4 \text{ kg}$$

### Carga viva que soporta el estribo

Figura 29. Diagrama para determinar RA con carga viva T3S3



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$VCV_{\text{vehicular}} = RA$$

$$\Sigma MB = 0$$

$$-RA (23m) + 8,33(23m) + 8,33 (21,8m) + 8,33(20,6m) + 9 (16,35m) + 9 (15,15m) + 7 (11,65m) = 0$$

$$RA = 39,55791 \text{ ton} = 39\,557,9 \text{ kg}$$

- Corte por impacto: 26 % carga viva vehicular

$$CV_{\text{vehicular}} + I = 49\,842,96 \text{ kg}$$

Carga total que soporta el apoyo ocasionada por la carga muerta y la carga viva de la superestructura, la cual corresponde a:

$$R \text{ total} = CM + CV \text{ vehicular} + I$$

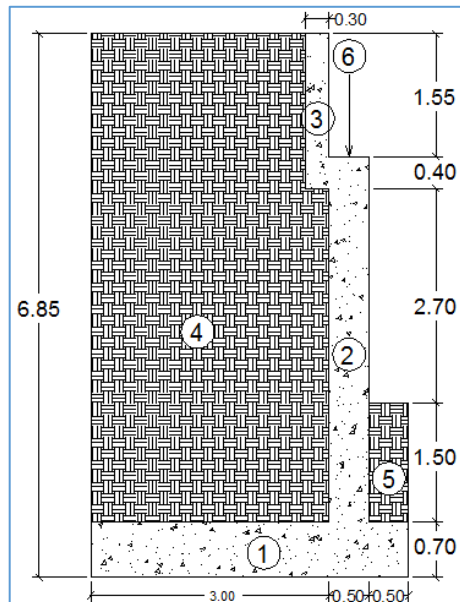
$$R \text{ total} = 94\,530,4 \text{ kg} + 49\,842,96 \text{ kg} = 144\,373,36 \text{ kg}$$

Dimensionamiento del estribo

Para el dimensionamiento del estribo es necesario calcular el peso total y el momento respecto del punto A de acuerdo con la distribución geométrica de la siguiente figura 30.



Figura 30. Dimensionamiento de estribos en voladizo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2013.

Estribo lado derecho (vista en dirección a la corriente):

- Propiedades del suelo :

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,30 \text{ T/m}^3$$

$$\phi = 34,77^\circ$$

- Los coeficientes de empuje activo y pasivo son:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} = \frac{1 - \text{sen} 34,77}{1 + \text{sen} 34,77} = 0,27$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin 34,77}{1 - \sin 34,77} = 3,65$$

La AASTHO, en el artículo 1.2.19 especifica una sobrecarga que corresponda a una altura de tierra adicional, a la del diseño, de 0,61 mts.

$$\begin{aligned} \text{Sob} &= (K_a) * (\gamma_{\text{suelo}}) * (ht) \\ \text{Sob} &= (0,27) * (1,30 \text{ t/m}^3) (0,61 \text{ m}) \\ \text{Sob} &= 0,214 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

- Cálculo de las cargas totales de los diagramas de presión:

$$P_{\text{pasiva}} = \frac{(K_p) * (\gamma_{\text{suelo}}) * (h^2)}{2} = \frac{(3,65) * (1,30 \text{ T/m}^3) * (4,2 \text{ m})^2}{2} = 41,85 \text{ T/m}$$

$$P_{\text{activa}} = \frac{(K_a) * (\gamma_{\text{suelo}}) * (H^2)}{2} = \frac{(0,27) * (1,30 \text{ T/m}^3) * (6,85 \text{ m})^2}{2} = 8,23 \text{ T/m}$$

$$P_{\text{sobrecarga}} = (S_c) * (H) = 0,27 * (0,214 \text{ ton/m}^2) * (6,85 \text{ m}) = 0,396 \text{ ton/m}$$

- Los momentos al pie del muro serán:

$$M_{\text{pasivo}} = (P_{\text{pasiva}}) * (h/3) = (41,85) * (4,2 / 3) = 58,59 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{\text{activo}} = (P_{\text{activa}}) * (H/3) = (8,23) * (6,85 / 3) = 18,79 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{\text{sobrecarga}} = (P_{\text{sobrecarga}}) * (H/2) = (0,396) * (6,85 / 2) = 1,36 \text{ ton} - \text{m}$$

Tabla IX. **Peso y momento total estribo lado derecho**

Figura	Área (m2)	ton/ m3	Peso (Ton)	Brazo (m)	Momento (T - m)
1	2,80	2,40	6,72	2,00	13,44
2	2,30	2,40	5,52	0,75	4,14
3	0,59	2,40	1,41	1,15	1,62
4	17,86	1,30	23,22	2,50	58,04
5	0,75	1,30	0,975	0,25	0,24
6			144,37	0,75	108,28
			<b>182,21</b>		<b>185,76</b>

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2013.

- Resumen

$M_t = 185,76 \text{ ton} - \text{m}$        $M_{pas} = 58,59 \text{ ton} - \text{m}$        $M_{ac} = 18,79 \text{ ton} - \text{m}$   
 $W_t = 182,21 \text{ ton}$        $P_{pas} = 41,85 \text{ ton/m}$        $P_{ac} = 8,23 \text{ ton/m}$   
 $M_{sob} = 1,36 \text{ ton} - \text{m}$        $P_{sob} = 0,396 \text{ ton/m}$

- Revisión de estabilidad contra volteo

$$FV = \frac{\sum M_t}{\sum M_a} = \frac{M_t + M_{pas}}{M_{ac} + M_{sob}} > 2$$

$$\frac{185,76 + 58,59}{18,79 + 1,36} = 12,1 > 2 \quad \text{Sí cumple!}$$

- Revisión de estabilidad contra deslizamiento

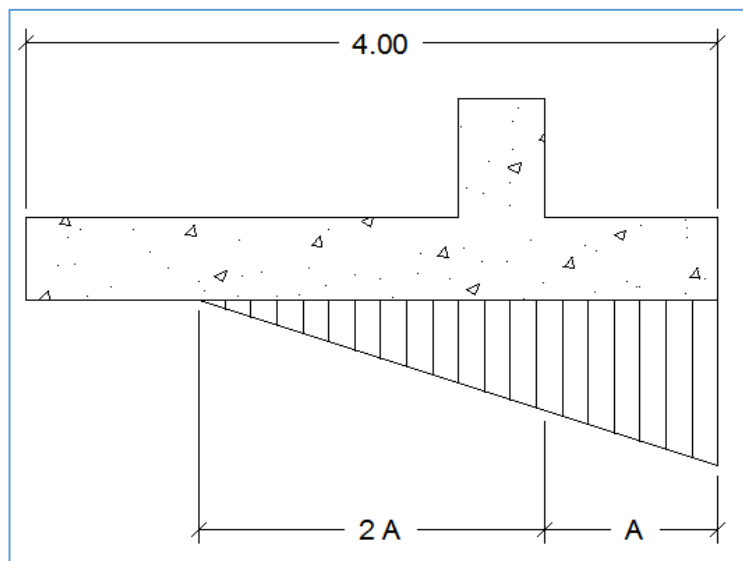
$$F_{des} = \frac{P_{pas} + \phi * (Wt)}{P_{ac} + P_{sob}} > 1,5$$

$$\frac{41,85 + 0,4 (182,21)}{8,23 + 0,396} = 13,3 > 1,5 \quad \text{Sí cumple!}$$

- Chequeo de presión máxima bajo la base del muro

El esfuerzo admisible o capacidad de carga admisible de la cimentación es de  $V_S = 52\,900 \text{ kg / m}^2$ .

Figura 31. **Distancia de actuación de cargas verticales sobre la zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2013.

La presión máxima se da en el punto del pie, en la base del muro.

$$A = \frac{\Sigma M}{\Sigma W} = \frac{M_{pas} + M_t - M_{ac} - M_{sob}}{W_t}$$

$$A = \frac{58,59 + 185,76 - 18,79 - 1,36}{182,21} = 1,23$$

$$3A = 3,69 < 4,00 = L$$

Como 3A es menor que la base del estribo, las presiones en el terreno serán:

$$q_{\text{máx.}} = \frac{W}{\frac{3}{2} * (A * L)} = \frac{(2) * (182,21)}{(3) * (1,23 * 4)} = 24,69 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{máx.}} = 24,69 \text{ ton/m}^2 < VS = 52,9 \text{ ton/m}^2 \quad \text{¡Sí cumple!}$$

Por lo tanto, el suelo es capaz de soportar la carga que ejerce el estribo entonces no es indispensable una cimentación profunda, se deben de aplicar pilotes a este estribo únicamente por encontrarse a la par de un puente.

Estribo lado izquierdo (vista en dirección a la corriente):

- Propiedades del suelo :

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,33 \text{ T/m}^3$$

$$\emptyset = 30,33^\circ$$

- Los coeficientes de empuje activo y pasivo son:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30,33}{1 + \sin 30,33} = 0,33$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin 30,33}{1 - \sin 30,33} = 3,04$$

La AASTHO, en el artículo 1.2.19 especifica una sobrecarga que corresponda a una altura de tierra adicional, a la del diseño, de 0,61 mts.

$$\text{Sob} = (K_a) * (\gamma_{\text{suelo}}) * (ht)$$

$$\text{Sob} = (0,33) * (1,33 \text{ T/m}^3) (0,61 \text{ m})$$

$$\text{Sob} = 0,267 \text{ ton/m}^2$$

- Cálculo de las cargas totales de los diagramas de presión:

$$P \text{ pasiva} = \frac{(K_p) * (\gamma_{\text{suelo}}) * (h^2)}{2} = \frac{(3,04) * (1,33 \text{ T/m}^3) * (4,2 \text{ m})^2}{2} = 35,66 \text{ T/m}$$

$$P \text{ activa} = \frac{(K_a) * (\gamma_{\text{suelo}}) * (H^2)}{2} = \frac{(0,33) * (1,33 \text{ T/m}^3) * (6,85 \text{ m})^2}{2} = 10,29 \text{ T/m}$$

$$P \text{ sobrecarga} = (\text{Sob}) * (H) = 0,33 * (0,267 \text{ ton/m}^2) * (6,85 \text{ m}) = 0,604 \text{ ton/m}$$

- Los momentos al pie del muro serán:

$$M \text{ pasivo} = (P \text{ pasiva}) * (h/3) = (35,66) * (4,2 / 3) = 49,92 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M \text{ activo} = (P \text{ activa}) * (H/3) = (10,29) * (6,85 / 3) = 23,49 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M \text{ sobrecarga} = (P \text{ sobrecarga}) * (H/2) = (0,604) * (6,85 / 2) = 2,06 \text{ ton} - \text{m}$$

Tabla X. **Peso y momento total estribo lado izquierdo**

Figura	Área (m2)	ton/ m3	Peso (Ton)	Brazo (m)	Momento (T - m)
1	2,80	2,40	6,72	2,00	13,44
2	2,30	2,40	5,52	0,75	4,14
3	0,59	2,40	1,41	1,15	1,62
4	17,86	1,33	23,75	2,5	59,38
5	0,75	1,33	1,00	0,25	0,25
6			144,37	0,75	108,28
			<b>182,77</b>		<b>187,11</b>

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2013.

- Resumen

$$\begin{aligned}
 M_t &= 187,11 \text{ ton} - \text{m} & M_{\text{pas}} &= 49,92 \text{ ton} - \text{m} & M_{\text{ac}} &= 23,49 \text{ ton} - \text{m} \\
 W_t &= 182,77 \text{ ton} & P_{\text{pas}} &= 35,66 \text{ ton/m} & P_{\text{ac}} &= 10,29 \text{ ton/m} \\
 M_{\text{sob}} &= 2,06 \text{ ton} - \text{m} & P_{\text{sob}} &= 0,604 \text{ ton/m} & &
 \end{aligned}$$

- Revisión de estabilidad contra volteo

$$FV = \frac{\Sigma M_t}{\Sigma M_a} = \frac{M_t + M_{\text{pas}}}{M_{\text{ac}} + M_{\text{sob}}} > 1,5$$

$$\frac{187,11 + 49,92}{23,49 + 2,06} = 9,28 > 1,5 \quad \text{¡Sí cumple!}$$

- Revisión de estabilidad contra deslizamiento

$$F_{des} = \frac{P_{pas} + \phi * (Wt)}{P_{ac} + P_{sob}} > 1,5$$

$$\frac{35,66 + 0,4 (182,77)}{10,29 + 0,604} = 9,98 > 1,5 \quad \text{¡Sí cumple!}$$

- Chequeo de presión máxima bajo la base del muro

El esfuerzo admisible o capacidad de carga admisible de la cimentación es de  $VS = 8,410 \text{ kg/m}^2$ .

La presión máxima se da en el punto del pie, en la base del muro.

$$A = \frac{\Sigma M}{\Sigma W} = \frac{M_{pas} + M_t - M_{ac} - M_{sob}}{W_t}$$

$$A = \frac{49,92 + 187,11 - 23,49 - 2,06}{182,77} = 1,16$$

$$3A = 3,49 < 4,00 = L$$

Como  $3A$  es menor que la base del estribo, las presiones en el terreno serán:

$$q_{\text{máx.}} = \frac{W}{\frac{3}{2} * (A * L)} = \frac{(2) * (182,77)}{(3) * (1,16 * 4)} = 26,26 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{máx.}} = 26,26 \text{ ton/m}^2 > VS = 8,41 \text{ ton/m}^2 \quad \text{¡No cumple!}$$



Por lo tanto; el suelo no es capaz de soportar la carga que ejerce el estribo siendo entonces necesario la utilización de un sistema de cimentación profunda, para este caso se utilizará un grupo de pilotes, que serán diseñados.

Diseño estructural de los elementos del estribo:

Se tomarán los datos del estribo que soporta la mayor carga de diseño y se aplicará el mismo diseño estructural para ambos estribos, esto con fines de mayor seguridad estructural y facilidad constructiva.

- Diseño del pie de la zapata

Para el diseño de este elemento se encuentra la fuerza actuante en el rostro del pie "F"; también se calcula la fuerza actuante del talón q diseño.

$$\frac{F}{2,99} = \frac{q \text{ máx}}{3,49} \quad F = \frac{26,26 \cdot 2,99}{3,49} = 22,50 \text{ ton / m}^2$$

$$\frac{q \text{ diseño}}{2,49} = \frac{q \text{ máx}}{3,49} \quad q \text{ diseño} = \frac{26,26 \cdot 2,49}{3,49} = 18,74 \text{ ton / m}^2$$

Fuerzas que actúan en el pie de la zapata:

$$W_{s+c} + sob = W_{\text{suelo}} + W_{\text{cimiento}} + Sob$$

$$W_{s+c} + sob = 0,70 \cdot (0,50) \cdot (2,4) + 1,50 \cdot (0,50) \cdot (1,33) + 0,604$$

$$W_{s+c} + sob = 2,44 \text{ ton/m}$$

$$W''_{ss} = (F \cdot L)$$

$$W'_{s} = 22,50 \text{ ton/m}^2 \cdot (0,50 \text{ m}) = 11,25 \text{ ton/m}$$

$$W''_{ss} = (q \text{ máxima} - F) \cdot (L/2)$$

$$W''_{ss} = (26,26 - 22,50) * (0,50/2) = 0,94 \text{ ton/m}$$

Encontrando el cortante último

$$V_u \text{ rostro} = 1,7 * (W'_{s} + W''_{ss} - W_{s+c+sob})$$

$$V_u \text{ rostro} = 1,7 * (11,25 + 0,94 - 2,44) = 16,57 \text{ ton/m}$$

Corte que resiste el concreto

$$V_{cr} = 0,85 * (0,53) * \sqrt{f'c} * (b) * (d)$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 60$$

$$V_{cr} = 39,17 \text{ ton/m}$$

El corte resistido por el concreto es mayor al corte último, por lo que se demuestra que sí resiste el corte actuante.

Chequeo por flexión

$$M_u \text{ rostro} = 1,7 [W'_{s} * ((L \text{ pie})/2) + W''_{ss} * (2/3) (L \text{ pie}) - W_{s+c+sob} * ((L \text{ pie})/2)]$$

$$M_u \text{ rostro} = 1,7 [ (11,25 * (0,50/2)) + (0,94 * (2/3) * 0,50) - (2,44 * (0,50/2))] ]$$

$$M_u \text{ rostro} = 4,40 \text{ ton} - \text{m} = 4,404.02 \text{ kg} - \text{m}$$

Diseño del refuerzo para pie de zapata por flexión

Datos:

$$M_u = 4\,404,42 \text{ kg} - \text{m}$$

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

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

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

$$fy = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Área de acero calculada:

$$As = \left( bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu * b}{0,003825 * f'c}} \right) \left( \frac{0,85 * f'c}{fy} \right)$$

$$As = \left( (100)(60) - \sqrt{(100 * 60)^2 - \frac{(4\,404,42) * 100}{0,003825 * 210}} \right) \left( \frac{0,85 * 210}{4\,200} \right)$$

$$As = 2,91 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima:

$$As \text{ min} = \left( \frac{14,1}{fy} \right) b * d$$

$$As \text{ min} = \left( \frac{14,1}{4\,200} \right) 100 * 60$$

As mín. = 20,14 cm<sup>2</sup>; se colocará As mín.

- Se usará el área de acero mínimo, y se propone varilla núm. 8; por lo que se utilizará para refuerzo longitudinal:

Varillas núm. 8 G 60 @ 0.25 m

El resto del refuerzo, se tomará por temperatura, asumiendo varilla núm. 6:

$$As \text{ temp} = 0,002 * b * d$$

$$As \text{ temp} = 0,002 * 100 \text{ cm} * 60 \text{ cm}$$

$$As \text{ temp} = 12 \text{ cm}^2$$

- Se propone reforzar la parte transversal del pie de la siguiente manera:

Varillas núm. 6 G60 @ 0,20 m

- Diseño del talón

Fuerzas que actúan en el talón de la zapata:

$$W_{s+c+sc} = W_{\text{suelo}} + W_{\text{cimiento}} + S_c$$

$$W_{s+c+sc} = (3,00) \cdot (0,70) \cdot (2,4) + 3,00 \cdot (6,15) \cdot (1,33) + 0,604$$

$$W_{s+c+sc} = 30,18 \text{ ton/m}$$

$$W''_{ss} = (q_{\text{diseño}}) \cdot (L'/2)$$

$$W'_{ss} = 18,74 \text{ ton/m}^2 \cdot (2,49 / 2) = 23,33 \text{ ton/m}$$

Cortante último

$$V_u \text{ rostro} = 1,7 (W_{s+c+sc} - W''_{ss})$$

$$V_u \text{ rostro} = 1,7 (30,18 - 23,33) = 11,65 \text{ ton/m}$$

Corte que resiste el concreto

$$V_{cr} = 0,85 \cdot (0,53) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (b) \cdot (d)$$

$$V_{cr} = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 60$$

$$V_{cr} = 39,17 \text{ ton/m}$$

El corte resistido por el concreto es mayor al corte último, por lo que se demuestra que sí resiste el corte actuante.

Chequeo por flexión

$$Mu \text{ rostro} = 1,7 [W_s + c + s_c \times (L_{\text{talón}}/2) - W'' \text{ ss } (1/3) \times L']$$

$$Mu \text{ rostro} = 1,7 [30,18 \times (3,00/2) - 23,33(1/3) \times (2,49)]$$

$$Mu \text{ rostro} = 44,04 \text{ ton} - \text{m}$$

Diseño del refuerzo para talón de zapata por flexión

Datos:

$$Mu = 44\,040 \text{ kg} - \text{m}$$

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

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

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

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Área de acero calculada:

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

$$A_s = \left( (100)(60) - \sqrt{(100 * 60)^2 - \frac{(44\,040) * 100}{0,003825 * 210}} \right) \left( \frac{0,85 * 210}{4\,200} \right)$$

$A_s = 20,22 \text{ cm}^2$  se utilizará el  $A_s$  debido a que es mayor al  $A_s$  mín.

Área de acero mínima:

$$A_s \text{ min} = \left( \frac{14,1}{f_y} \right) b * d$$

$$A_s \text{ min} = \left( \frac{14,1}{4 200} \right) 100 * 60$$

$$A_s \text{ mín.} = 20,14 \text{ cm}^2$$

- Se usará el área de acero calculada, y se propone varilla núm. 8; por lo que se utilizará para refuerzo longitudinal:

Varillas núm. 8 G 60 @ 0,25 m

El resto del refuerzo se tomará por temperatura, asumiendo varilla núm. 6:

$$A_s \text{ temp} = 0,002 * b * d$$

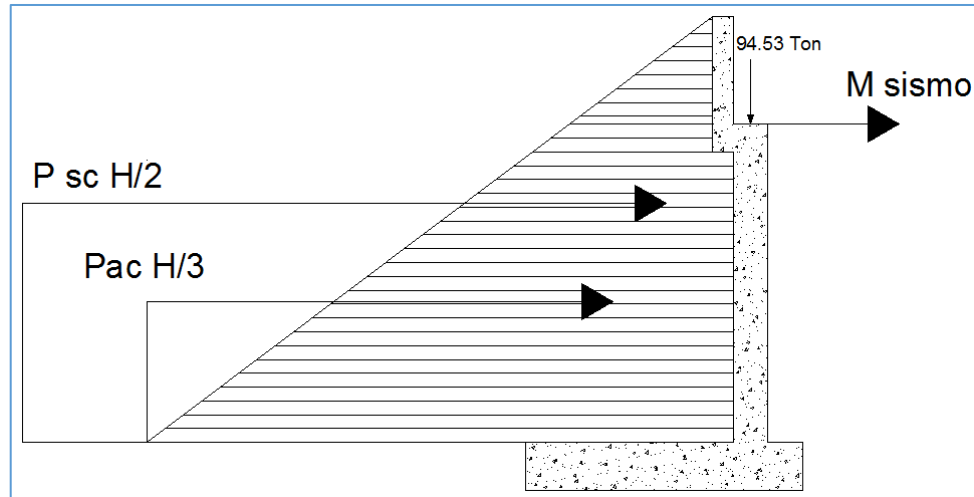
$$A_s \text{ temp} = 0,002 * 100 \text{ cm} * 60 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ temp} = 12 \text{ cm}^2$$

- Se propone reforzar la parte transversal del pie de la siguiente manera:

Varillas núm. 6 G60 @ 0,20 m

Figura 32. Diagrama de fuerzas que actúan en la cortina central del estribo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2013.

Diseño de la cortina central

Cálculo de las cargas totales de los diagramas de presión:

$$P' \text{ activa} = \frac{(K_a) * (\gamma_{suelo}) * (H^2)}{2} = \frac{(0,33) * (1,33) * (6,15^2)}{2} = 8,33 \text{ ton/m}$$

$$P' \text{ sobrecarga} = K_a * (S_c) * (H) = 0,33 * (0,267) * (6,15) = 0,54 \text{ ton/m}$$

Chequeo por corte

Corte último

$$V_u \text{ rostro} = 1,7 * (P'_{ac} + P'_{sc})$$

$$V_u \text{ rostro} = 1,7 * (8,33 + 0,54) = 15,08 \text{ ton/m}$$

Corte que resiste el concreto

Asumiendo recubrimiento de 8 cm:

$$V_{cr} = 0,85 * (0,53) * \sqrt{f'c} * (b) * (d)$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 42$$

$$V_{cr} = 27\ 419,13 \text{ ton/m}$$

El corte resistido por el concreto es mayor al corte último; por lo que se demuestra que sí resiste el corte actuante.

Diseño a flexión

Carga de sismo

Esta carga no produce carga axial, sino que induce el momento; este momento depende del momento producido por la carga muerta del estribo y proviene de la superestructura, por lo que se estima un incremento en porcentaje, usando el mapa de macro zonificación sísmica de Guatemala del AGIES, se determina que el puente se encuentra ubicado en la zona 4.2 y el incremento debido a la aceleración de sismo para esta zona es de 15 %.

Como se mencionó anteriormente, el sismo sólo incrementa el momento producido por la carga muerta.

$$M_{\text{sismo}} = (\text{peso cortina} * \text{centroide} + \text{peso superestructura} * \text{centroide}) * F \%$$

$$W_{\text{cortina}} = 6,46 \text{ ton}$$

$$W_{\text{superest.}} = R_{cm} = 94\ 530,4 \text{ kg} = 94,53 \text{ ton}$$

$$M_{\text{sismo}} = (6,46 * (6,15/2) + 94,53 * (4,60)) * 0,15$$



M sismo = 68,21 ton – m

Encontrando el momento último incrementado por el sismo

Mu rostro = 1,7 (M ac + M sc + M sismo)

Mu rostro = 1,7 (8,33 \* (6,15 / 3) + 0,54 \* (6,15 / 2) + 68,21)

Mu rostro = 114,65 ton – m / m

Diseño del refuerzo para cortina central por flexión

Datos:

Mu= 114 650 kg - m

b = 100 cm

d = 42 cm

f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>

fy = 4 200 kg/cm<sup>2</sup>

Área de acero calculada:

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

$$A_s = \left( (100)(42) - \sqrt{(100 * 42)^2 - \frac{(114 650) * 100}{0,003825 * 210}} \right) \left( \frac{0,85 * 210}{4 200} \right)$$

$$A_s = 100,52 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima:

$$A_s \text{ min} = \left( \frac{14,1}{f_y} \right) b * d$$

$$A_s \text{ min} = \left( \frac{14,1}{4\ 200} \right) 100 * 42$$

$$A_s \text{ mín.} = 14,1 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

$$A_s \text{ máx} = 0,75 * \rho_b * b * d$$

$$A_s \text{ máx} = 0,75 * 0,02138 * 100 * 42$$

$$A_s \text{ máx} = 67,35 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_s \text{ máx}$ ; se colocará  $A_s \text{ máx}$  calculado

- Se usará el área de acero calculada, y se propone varilla No 10 ( $A_s = 7,94 \text{ cm}^2$ ); por lo que se utilizará para refuerzo longitudinal:

Varillas núm. 10 G 60 @ 0,10 m

El resto del refuerzo se tomará por temperatura, asumiendo varilla núm.

6:

$$A_s \text{ temp} = 0,002 * b * d$$

$$A_s \text{ temp} = 0,002 * 100 \text{ cm} * 42 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ temp} = 8,4 \text{ cm}^2$$

- Se propone reforzar la parte transversal del pie de la siguiente manera:

Varillas núm. 6 G60 @ 0.25 m

#### **2.3.1.4.5. Diseño de cimentaciones**

- Pilotes

Son elementos hechos de acero, concreto o madera, usados para construir cimentaciones profundas. En este caso en especial es necesario usar este tipo de cimentación, para garantizar la seguridad estructural del puente a pesar del costo.

En los trabajos de construcción se usan diferentes tipos de pilotes, dependiendo del tipo de carga que soportará, de las condiciones del subsuelo y de la localización del nivel freático.

Considerando que el tipo de suelo donde se ubicará el proyecto, tiene poca capacidad de carga y es poco cohesivo, se eligieron pilotes prefabricados de concreto reforzado. Estos se fabrican usando un refuerzo ordinario y su sección transversal es cuadrada u octagonal; se refuerza para que resista el momento flexionante desarrollado durante su manipulación, transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por la carga lateral. Los pilotes son fabricados a las longitudes deseadas y curados antes de transportarlos a los sitios de trabajo.

El mecanismo de los pilotes para transferir carga al suelo, será de dos maneras:

- Carga de punta: en este caso la capacidad última de resistencia de carga de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga del material (suelo) subyacente; estos son llamados pilotes de carga de punta, en la mayoría de estos casos, la longitud necesaria del pilote debe ser establecida de forma precisa; además, los pilotes se prolongan unos cuantos metros dentro del estrato duro.
- Carga por fricción: cuando no se tiene una capa de roca o material duro a una profundidad razonable para este tipo de condición en el subsuelo, los pilotes se hincan en el material más blando hasta alcanzar la resistencia especificada. Estos se denominan pilotes de fricción, porque la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción superficial, la longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote.

Las ecuaciones para estimar la capacidad última de carga de un pilote, se logra por una simple ecuación, como la suma de la carga tomada en la punta del pilote, más la resistencia total por fricción (fricción superficial) generada en la interfaz suelo-pilote.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

$Q_p$  = carga tomada en la punta del pilote.

$Q_s$  = carga tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote (causada por la resistencia cortante entre el suelo y el pilote).

Si  $Q_s$  es muy pequeña,  $Q_u \approx Q_p$

Sin embargo, si el valor de  $Q_p$  es relativamente pequeño,  $Q_u \approx Q_s$

Capacidad de carga de la punta ( $Q_p$ )

La capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, de acuerdo con las ecuaciones de Terzaghi, es:

$$q_u = 1,3 c N_c + q N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma; \text{ (para cimentaciones cuadradas superficiales)}$$

Similarmente, la ecuación general de capacidad de carga para cimentaciones superficiales (para carga vertical) está dada como:

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} + q N_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

Por lo tanto, la capacidad última de carga se expresa como:

$$q_u = c N_c^* + q N_q^* + \gamma B N_\gamma^*$$

Donde:

$N_c^*$ ,  $N_\gamma^*$  y  $N_q^*$  = factores de capacidad de carga que incluyen los factores necesarios de forma y profundidad.

Las cimentaciones con pilotes son profundas. Sin embargo, la resistencia última,  $q_p$  por área unitaria desarrollada en la punta del pilote se expresa por una ecuación similar, en forma a la descrita anteriormente, aunque los valores de  $N_c^*$ ,  $N_\gamma^*$  y  $N_q^*$  serán diferentes. La nomenclatura usada para el ancho de un pilote es  $D$ . Al sustituir  $D$  por  $B$  en la ecuación anterior resulta:

$$q_u = c N_c^* + q N_q^* + \gamma D N_\gamma^*$$

Dado que el ancho “D” de un pilote es relativamente pequeño, el término  $\gamma D N_\gamma^*$  se cancela del lado derecho de la ecuación sin introducir un serio error, por lo tanto la ecuación queda de la siguiente manera:

$$q_p = c N_c^* + q' N_q^*$$

El término  $q$  fue reemplazado por  $q'$  en la ecuación, para indicar un esfuerzo vertical efectivo. Por consiguiente, la carga de punta de pilotes es:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*)$$

Donde:

$A_p$  = área de la punta del pilote, [pies<sup>2</sup>]

$c$  = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

$q_p$  = resistencia unitaria de punta, [klb/pies<sup>2</sup>]

$q'$  = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote, [klb/pie<sup>2</sup>]

$N_c^*$ ,  $N_q^*$  = factores de capacidad de carga

Resistencia por fricción ( $Q_s$ )

La resistencia por fricción o superficial de un pilote se expresa como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Donde:

$p$  = perímetro de la sección del pilote, [pie]

$\Delta L$  = longitud incremental del pilote sobre la cual  $p$  y  $f$  se consideran constantes, [pie]

$f$  = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad  $z$ ; [klb/pies<sup>2</sup>]

Debe subrayarse que en el campo, para movilizar plenamente la resistencia de punta ( $Q_p$ ), el pilote debe desplazarse de 10 a 25 % del ancho (o diámetro) del pilote.

Existen numerosos estudios y métodos que tratan sobre la determinación de los valores de  $Q_p$  y  $Q_s$ , pero en este diseño solo se tomarán los proporcionados por Vesic (1977) y Janbu (1976); ya que son los que más se adaptan a las condiciones y características del proyecto.

Estimación de  $Q_p$  a través del método de vesic:

Vesic (1977) propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote, con base en la teoría de expansión de cavidades. Esta se basa en los parámetros de esfuerzo efectivo.

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + \sigma_o' N_{\sigma}^*)$$

Donde:

$\sigma_o'$  = esfuerzo (efectivo) normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote

$$\sigma_o' = [(1 + 2K_o) / 3] q'$$

$K_o$  = coeficiente de presión de tierra en reposo =  $1 - \text{sen } \phi$

$N_c^*$ ,  $N_q^*$  = factores de capacidad de carga (ver anexos 2)

Los valores de  $I_r$ , se logran en laboratorio, a través de pruebas de consolidación y triaxiales, correspondientes a los niveles apropiados de esfuerzo. Sin embargo, para uso preliminar se recomiendan los siguientes valores:

Tabla XI. **Valores de  $I_r$  recomendados para usos preliminares**

Tipo de suelo	$I_r$
Arena	70 – 150
Limos y arcillas (condición drenada)	50 – 100
Arcillas (condición no drenada)	100 – 200

Fuente: BRAJAN M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 93.

Estimación de  $Q_p$  a través del método de Janbu

Janbu (1976) propuso calcular  $Q_p$  con la expresión:

$$Q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)$$

Se puede apreciar que esta ecuación tiene la misma forma que la anterior (ecuación de Vesic). Los factores de capacidad de carga  $N_c^*$  y  $N_q^*$ , se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote. Las relaciones de capacidad de carga son entonces:

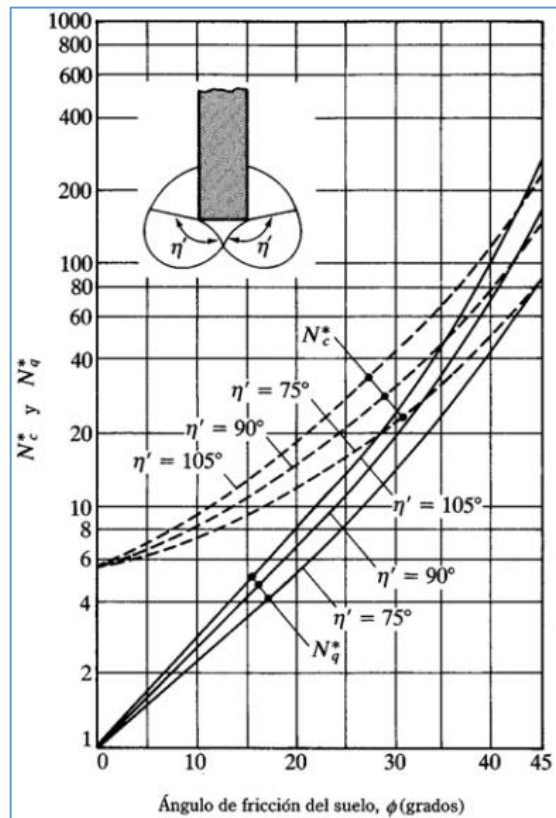


$$N_q^* = (\tan \phi + (1 + \tan \phi)^{1/2})^2 (e^{2\eta'} \tan \phi)$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi$$

La figura 27 muestra la variación de  $N_q^*$  y  $N_c^*$  con  $\phi$  y  $\eta'$ ; el ángulo  $\eta'$  varía aproximadamente  $70^\circ$  en arcillas blandas a  $105^\circ$  en suelos arenosos densos. Independientemente del procedimiento teórico usado para calcular  $Q_p$ , su magnitud no se obtiene sino hasta que el pilote ha penetrado, por lo menos entre 10 y 25 % de su ancho. Esta profundidad es crítica en el caso de la arena.

Figura 33. Factores de capacidad de apoyo de Janbu



Fuente: BRAJAN M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 93

Resistencia por fricción ( $Q_s$ )

En arena

Se señaló que la resistencia por fricción ( $Q_s$ ) se expresa como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

La resistencia unitaria por fricción  $f$ , es difícil de estimar. Al calcular  $f$  debe tenerse en cuenta varios factores importantes, como:

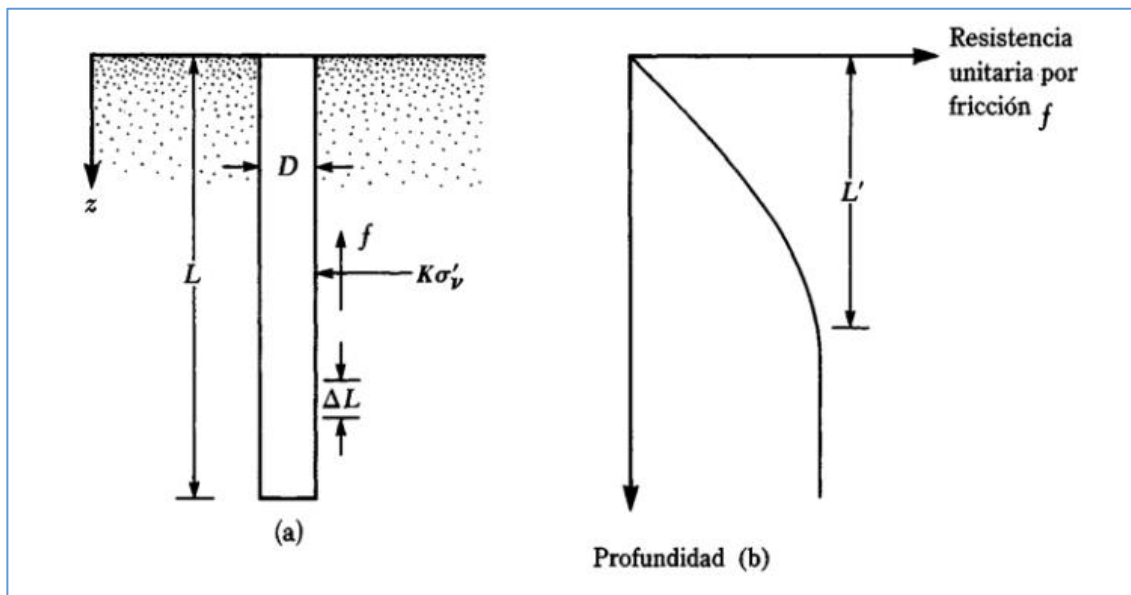
- La naturaleza de la instalación del pilote: para los hincados en arena, la vibración causada durante el hincado del pilote, ayuda a densificar el suelo a su alrededor. Es decir, que la zona de densificación o compactación de la arena, que rodea al pilote, es aproximadamente 2,5 veces el diámetro del pilote.
- Se ha observado que la naturaleza de la variación de la fricción unitaria  $f$ , en campo se comporta de la siguiente manera: crece con la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad de  $L'$  y permanece luego constante. La magnitud de la profundidad crítica  $L'$  es de entre 15 y 20 diámetros del pilote. Una estimación conservadora sería.

$$L' \approx 15D$$

- A profundidades similares: la fricción unitaria superficial en arena suelta es mayor para un pilote de alto desplazamiento que para un pilote de bajo desplazamiento.

- A profundidades similares: los pilotes perforados o hincados parcialmente con chorro de agua a gran presión, tendrán una fricción unitaria superficial menor que en el caso de pilotes hincados por impacto.

Figura 34. **Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena**



Fuente: BRAJAN M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 310.

Considerando los factores anteriores, se da una relación aproximada para  $f$  como sigue:

Para  $z = 0$  a  $L'$

$$f = K \sigma'_v \tan \delta$$

Y para  $z = L'$  a  $L$

$$f = f_z = L'$$

Donde:

$K$  = coeficiente efectivo de la tierra

$\sigma_v'$  = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración

$\delta$  = ángulo de fricción entresuelo y pilote

En realidad, la magnitud de  $K$  varía con la profundidad. Es aproximadamente el coeficiente  $K_p$ , de presión pasiva de Rankine en la parte superior del pilote y menor que el coeficiente,  $K_o$ , de la presión en reposos a una profundidad mayor.

Con base en los resultados disponibles actualmente, los siguientes valores promedio de  $K$  son recomendados para usarse en la siguiente ecuación.

Tabla XII. Valores promedio de  $K$

Tipo de pilote	$K$
Perforado	$\approx K_o = 1 - \text{sen } \emptyset$
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen } \emptyset$ a $1.4 K_o = 1.4 (1 - \text{sen } \emptyset)$
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen } \emptyset$ a $1.8 K_o = 1.8 (1 - \text{sen } \emptyset)$

Fuente: BRAJAN M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 425.

Los valores de  $\delta$ , dados por varios investigadores parecen estar en el rango de  $0,5 \emptyset$  a  $0,8 \emptyset$ .

En diversas referencias bibliográficas, dedicadas al estudio de suelos, explican que el rango de la gravedad específica de un suelo, está en función de las características del mismo.

Diseño de pilotes para estribo lado derecho del puente (vista en dirección a la corriente del río):

Cálculo de la capacidad de carga en la punta del pilote ( $Q_p$ ), con los dos métodos propuestos.

- Método de Vesic ( $Q_p$ ):

$$Q_p = A_p (cN_c + \sigma' N_{\sigma'}) \text{ en [klb];}$$

Datos:

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,30 \text{ T/m}^3 = 81 \text{ lb/pie}^3$$

$$C = 4,03 \text{ ton/m}^2 = 824,1 \text{ lb/pie}^2 = 0,824 \text{ klb/pie}^2$$

$$\phi = 34,77^\circ$$

$$D = 16 \text{ pulg} \approx 1,33 \text{ pies}$$

$$L = 7,62 \text{ m} = 25 \text{ pies}$$

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

$$q' = \frac{81 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^3} * 25 \text{ pies}}{1000} = 2,025 \text{ klb/pie}^2$$

Para los valores de  $\phi = 34,77^\circ$  e  $I_{rr} = 80$  los valores aproximados de  $N_{\sigma'}$  y  $N_c$  son aproximadamente (apéndice 2):

$$N\sigma^* = 75,17$$

$$Nc^* = 105,95$$

Cálculo del coeficiente de presión de tierra en reposo

$$K_o = 1 - \text{sen } \emptyset$$

$$K_o = 1 - \text{sen } 34,77^\circ$$

$$K_o = 0,4297$$

Sustituyendo en la ecuación la expresión:

$$\sigma\sigma' = [(1 + 2K_o) / 3] q'$$

Se obtiene la ecuación siguiente que brinda el valor de carga del pilote:

$$Q_p = A_p (cN_c^* + [(1 + 2K_o) / 3] q' N_{\sigma^*})$$

$$Q_p = (1,7 \text{ pie}^2) * ((0,824 \text{ klb/pie}^2 * 105,95) + (((1 + 2 * 0,4297) / 3) * 2,025 \text{ klb/pie}^2 * 75,17)$$

$$Q_p = 308,8 \text{ klb}$$

- Método de Janbu ( $Q_p$ ):

$$Q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \text{ en [klb];}$$

Datos:

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,30 \text{ T/m}^3 = 81 \text{ lb/pie}^3$$

$$C = 4,03 \text{ ton/m}^2 = 824,1 \text{ lb/pie}^2 = 0,824 \text{ klb/pie}^2$$

$$\emptyset = 34,77^\circ$$

$$D = 0,305 \text{ m} \approx 1,33 \text{ pie}$$

$$L = 7,62 \text{ m} = 25 \text{ pies}$$

$$\eta' = 90^\circ$$

$$q' = 2,025 \text{ klb/pie}^2$$

Para  $\emptyset = 34,77^\circ$  y  $\eta' = 90^\circ$ , los valores de  $N_q^* = 37$  y  $N_c^* = 45$  (ver figura 27)

$$Q_p = (1,7 \text{ pie}^2) * ((0,824 * 45) + (2,025 * 37))$$

$$Q_p = 190,40 \text{ klb}$$

- $Q_p$  Promedio de los dos métodos:

$$Q_p = \frac{(308,8 \text{ klb} + 190,40 \text{ klb})}{2} = 249,6 \text{ klb}$$

Cálculo de la resistencia por fricción del pilote ( $Q_s$ )

$$Q_s = [(f_{z=0} + f_{z=L'})/2] p L' + f_{z=L'} p (L - L')$$

Datos:

$$p = \text{perímetro del pilote} = 4 \times 1,33 \text{ pie} = 5,32 \text{ pie}$$

$$K = 1,4$$

$$\delta = 0,7\Phi$$

$$L' \approx 15D = 15(1,33 \text{ pie}) = 20 \text{ pies}$$

En  $z = 0$ ,  $\sigma_v' = 0$ , por lo que  $f = 0$ .

De nuevo en  $z = L' = 20$  pies,

$$\sigma_v' = \gamma L' = [(82,92 \text{ lb/pie}^3 * 20 \text{ pie})/1000] = 1,6584 \text{ klb/pie}^2$$

Por lo tanto,

$$f = K * \sigma_v' * \tan \delta = (1,4) (1,6584 \text{ klb/pie}^2) * [\tan (0,7 \times 34,77)] = 1,0502 \text{ klb/pie}^2$$

Entonces

$$Q_s = [(f_{z=0} + f_{z=L'})/2] p L' + f_{z=L'} p (L - L')$$

$$Q_s = [(0 + 1,0502/2](5,32)(20) + (1,0502 (5,32) (25 - 20))$$

$$Q_s = 47,98 + 71,97 = 83,8 \text{ klb.}$$

La ecuación para calcular la capacidad última de carga de un pilote, se estima de acuerdo con los resultados calculados de la resistencia por la punta del pilote y por la fricción:

$$\begin{aligned}Q_u &= Q_p + Q_s \\Q_u &= 249,6 \text{ klb} + 83,8 \text{ klb} \\Q_u &= 333,4 \text{ klb}\end{aligned}$$

Debe usarse un factor de seguridad razonable, para obtener la carga total admisible de cada pilote, o

$$Q_{adm} = Q_u / FS$$

Donde:

$Q_{adm}$  = capacidad admisible de carga para cada pilote

$FS$  = factor de seguridad

El factor de seguridad, generalmente usado, varía entre 2.5 y 4, dependiendo de las incertidumbres del cálculo de la carga última.

Para este caso se tomará un factor de seguridad ( $FS$ ) de 3, por presentar el suelo características especiales.

$$\text{Entonces; } Q_{adm} = 333,4 / 3 = 111,13 \text{ klb}$$

Para encontrar la cantidad necesaria de pilotes que soporten la carga del puente, se divide dicha carga entre la carga admisible del pilote. El resultado de este procedimiento se multiplica por el largo de la zapata (4,6 m).



La carga última para este caso es  $WU = 182,770 \text{ kg}$ , la capacidad admisible de carga para cada pilote es:

$$Q_{adm} = 111,13 \text{ klb} * (1 \text{ kg} / 2,205 \text{ lb}) * 1\,000 \approx 50\,399,09 \text{ kg}$$

Por lo tanto:

$$\text{Núm. de pilotes} = WU / Q_{adm} = 182\,210 \text{ kg} / 50\,399,09 \text{ kg}$$

$$\text{Núm. de pilotes} = 3,61 \text{ pilotes}$$

Por lo tanto, el número de pilotes necesarios para soportar la carga aplicada sobre cada zapata del estribo, será de;

$$\text{Total de pilotes} = 3,61 * 4,6 \text{ m (longitud del estribo)}$$

$$\text{Total de pilotes} = 16,60 \quad \text{por lo tanto;}$$

- Se utilizarán 18 pilotes de longitud 25 pies, sección (16 x 16 pulg)

Diseño de pilotes para estribo lado izquierdo del puente (vista en dirección a la corriente del río):

Cálculo de la capacidad de carga en la punta del pilote ( $Q_p$ ), con los dos métodos propuestos

- Método de Vesic ( $Q_p$ ):

$$Q_p = A_p (cN_c * + \sigma' N_{\sigma'}) \text{ en [klb];}$$

Datos:

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,33 \text{ T/m}^3 = 82,92 \text{ lb/pie}^3$$

$$C = 0,23 \text{ ton/m}^2 = 47,03 \text{ lb/pie}^2 = 0,04703 \text{ klb/pie}^2$$

$$\phi = 30,33^\circ$$

$$D = 16 \text{ pulg} = 1,33 \text{ pies}$$

$$L = 10,67 \text{ m} = 35 \text{ pies}$$

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote:

$$q' = \frac{82,92 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^3} * 35 \text{ pies}}{1000} = 2,90 \text{ klb/pie}^2$$

Para los valores de  $\phi = 30,33^\circ$  e  $I_{rr} = 80$  los valores aproximados de  $N\sigma^*$  y  $Nc^*$  son aproximadamente (ver anexos 2):

$$N\sigma^* = 46,21$$

$$Nc^* = 78,30$$

Cálculo del coeficiente de presión de tierra en reposo:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } 30,33^\circ$$

$$K_0 = 0,4950$$

Sustituyendo en la ecuación la expresión:

$$\sigma\sigma' = [(1 + 2K_0) / 3] q'$$

Se obtiene la ecuación siguiente que brinda el valor de carga del pilote:

$$Q_p = A_p (cN_c^* + [(1 + 2K_o) / 3] q' N_{q^*})$$

$$Q_p = (1,77) * ((0,04703 * 78,30) + (((1 + 2 * 0,495) / 3) * 2,90 * 46,21))$$

$$Q_p = 174,07 \text{ klb}$$

- Método de Janbu ( $Q_p$ ):

$$Q_p = A_p (cN_c^* + q'N_{q^*}) \text{ en [klb];}$$

Datos:

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,33 \text{ T/m}^3 = 82,92 \text{ lb/pie}^3$$

$$C = 0,23 \text{ Ton/m}^2 = 47,03 \text{ lb/pie}^2 = 0,04703 \text{ klb/pie}^2$$

$$\phi = 30,33^\circ$$

$$D = 16 \text{ pulg} \approx 1,33 \text{ pie}$$

$$L = 10,67 \text{ m} = 35 \text{ pies}$$

$$\eta' = 90^\circ$$

$$q' = 2,90 \text{ klb/pie}^2$$

Para  $\phi = 30,33^\circ$  y  $\eta' = 90^\circ$ , los valores de  $N_{q^*} = 19$  y  $N_{c^*} = 35$  (figura 22)

$$Q_p = (1,77 \text{ pie}^2) * ((0,04703 * 35) + (2,90 * 19))$$

$$Q_p = 100,44 \text{ klb}$$

- $Q_p$  promedio de los dos métodos:

$$Q_p = \frac{(174,07 \text{ klb} + 100,44 \text{ klb})}{2} = 137,255 \text{ klb}$$

Cálculo de la resistencia por fricción del pilote ( $Q_s$ )

$$Q_s = [(f_{z=0} + f_{z=L'})/2] pL' + f_{z=L'} p (L - L')$$

Datos:

$$p = \text{perímetro del pilote} = 4 \times 1,33 \text{ pie} = 5,32 \text{ pie}$$

$$K = 1,4$$

$$\delta = 0,7\Phi$$

$$L' \approx 15D = 15(1,33 \text{ pie}) = 20 \text{ pies}$$

En  $z = 0$ ,  $\sigma_v' = 0$ , por lo que  $a_f = 0$ .

De nuevo en  $z = L' = 20$  pies,

$$\sigma_v' = \gamma L' = [(82,92 \text{ lb/pie}^3 \times 20 \text{ pie}) / 1000] = 1,6584 \text{ klb/pie}^2$$

Por lo tanto:

$$f = K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta = (1,4) (1,6584 \text{ klb/pie}^2) \cdot [\tan (0,7 \times 30,33)] = 0,90019 \text{ klb/pie}^2$$

Entonces

$$Q_s = [(f_{z=0} + f_{z=L'}) / 2] \cdot p \cdot L' + f_{z=L'} \cdot p \cdot (L - L')$$

$$Q_s = [(0 + 0,90019) / 2] (5,32)(20) + (0,90019) (5,32) (35 - 20)$$

$$Q_s = 47,98 + 71,97 = 119,95 \text{ klb}$$

Capacidad última de carga de un pilote

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = 137,255 \text{ klb} + 119,95 \text{ klb}$$

$$Q_u = 257,20 \text{ klb}$$

Factor de seguridad

$$Q_{adm} = Q_u / FS.$$

Para este caso se tomará un factor de seguridad (FS) de 3, por presentar el suelo características especiales.

$$\text{Entonces; } Q_{adm} = 257,20 / 3 = 85,73 \text{ klb}$$

Cantidad necesaria de pilotes que soporten la carga del puente

La carga última es  $WU = 105\,905,02 \text{ kg}$ , la capacidad admisible de carga para cada pilote es:

$$Q_{adm} = 85,73 \text{ klb} * (1 \text{ kg} / 2,205 \text{ lb}) * 1\,000 \approx 38\,879,82 \text{ kg}$$

Por lo tanto:

$$\text{Núm. de pilotes} = WU / Q_{adm} = 182\,770 \text{ kg} / 38\,879,82 \text{ kg}$$

$$\text{Núm. de pilotes} = 4,7 \text{ pilotes}$$

Por lo tanto, el número de pilotes necesarios para soportar la carga aplicada sobre cada zapata del estribo, será de;

$$\text{Total de pilotes} = 4,7 * 4,6 \text{ m (longitud del estribo)}$$

$$\text{Total de pilotes} = 21,62 \text{ por lo tanto;}$$

Se utilizarán 22 pilotes de longitud 35 pies, sección (16 x 16 pulg)

Las anteriores cantidades de pilotes son necesarias para resistir la carga transmitida por la superestructura y la subestructura del puente para cada estribo.

Este procedimiento se realizó con el objetivo de encontrar la carga admisible de los pilotes, así como sus dimensiones necesarias y la cantidad necesaria de estos, para resistir las cargas transmitidas por el puente, con base en las características de los dos diferentes suelos que se analizaron mediante el respectivo estudio de suelos presentado anteriormente.

No se incluye el análisis estructural, ya que las empresas que los fabrican, los tienen estandarizados en cuanto a sección y características estructurales, la única variable es la longitud.

#### **2.4. Planos de la obra**

Se realizaron por medio del programa AutoCAD 2013. A continuación se especifican los planos correspondientes al proyecto del puente vehicular del caserío Río Frío, San Raymundo, departamento de Guatemala, siendo estos:

- Planta y perfil del puente vehicular
- Planta geométrica y secciones de superestructura
- Detalle de vigas
- Detalle de armado de losa
- Detalle de otros elementos de la sub y superestructura en general
- Detalle de pilotes, zapatas y estribos

#### **2.5. Presupuesto de la obra**

Consiste en estimar el precio de la obra, esta estimación requiere de conocimiento en precios de materiales, mano de obra, maquinaria y equipo, entre otros.

Para elaborar el presupuesto se aplicó el método de precios unitarios, los cuales se pueden observar en la parte de anexos del presente informe, tomando los costos indirectos con un valor de 40 por ciento del total del costo directo.

A continuación se presenta la tabla XIII del resumen con los renglones de trabajo correspondientes para el presupuesto del puente vehicular:

Tabla XIII. **Presupuesto puente vehicular del caserío Río Frío**

<b>REGLONES DE TRABAJO</b>						
<b>Proyecto: puente vehicular "Río Frío", municipio de San Raymundo, Guatemala</b>						
<b>REGLÓN</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>COSTO TOTAL</b>	<b>MONTO</b>
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1.1	Limpieza y destronque	448,93	m2	Q9,33	Q4 188,52	
1.2	Bodega provisional en la obra	1,00	global	Q14 000,00	Q14 000,00	
1.3	Trazo y estacado	359,72	m2	Q7,68	Q2 762,65	
1.4	Movilización de maquinaria y equipo	1,00	global	Q59 358,92	Q59 358,92	
						<b>Q80 310,09</b>
<b>2</b>	<b>SUBESTRUCTURA</b>					
2.1	Suministro de pilotes ( L = 25 pies)	18,00	unidad	Q4 156,43	Q74 815,74	
2.2	Suministro de pilotes (L = 35 pies)	22,00	unidad	Q5 819,00	Q128 018,00	

Continuación de la tabla XIII.

2.3	Hincado de pilotes ( L = 25 pies)	18,00	unidad	Q7 585,71	Q136 542,78	
2.4	Hincado de pilotes (L = 35 pies)	22,00	unidad	Q10 619,98	Q233 639,56	
2.5	Excavación estructural	252,08	m3	Q207,86	Q52 398,45	
2.6	Zapatas de concreto reforzado	36,80	m2	Q2 280,85	Q83 935,30	
2.7	Cortina central de estribo	9,20	ml	Q18 795,19	Q172 915,74	
2.8	Vigas de apoyo de concreto reforzado	9,20	ml	Q1 754,91	Q16 14,15	
2.9	Cortina de concreto reforzado	9,20	unidad	Q2 066,66	Q19 013,23	
2.10	Apoyos elastomérico (Neopreno)	1,00	Global	Q12 575,90	Q12 575,90	
2.11	Relleno estructural	226,32	m3	Q280,06	Q63 383,88	
						<b>Q993 383,72</b>
<b>3</b>	<b>SUPERESTRUCTURA</b>					
3.1	Vigas exterior de concreto reforzado	23,00	ml	Q7,478,83	Q172 013,01	
3.2	Viga interior de concreto reforzado	23,00	ml	Q7 408,10	Q170 386,33	
3.3	Diafragmas externos de concreto reforzado	3,60	ml	Q1 087,29	Q3 914,26	
3.4	Diafragmas internos de concreto reforzado	1,80	ml	Q1 695,32	Q3 051,58	
3.5	Losa de rodadura de concreto reforzado	82,80	m2	Q1 399,45	Q115 874,19	
3.6	Banqueta de concreto reforzado	23,00	m2	Q1 551,25	Q35 678,66	



Continuación de la tabla XIII.

3.7	Capa de rodadura (5000 PSI)	82,80	m2	Q125,06	Q10 354,80	
3.8	Barandal de protección	23,00	ml	Q331,41	Q7 622,44	
3.9	Drenaje	5,00	unidad	Q89,69	Q448,43	
						Q519 343,71
<b>4</b>	<b>TRABAJOS FINALES DE LA OBRA</b>					
4.1	Desmovilización de maquinaria y equipo	1,00	global	Q59 868,90	Q59 868,90	
4.2	Limpieza final y entrega	1,00	global	Q24 750,00	Q24 750,00	
						Q84 618,90
					<b>Costo del proyecto</b>	<b>Q1 677 656,42</b>
					<b>Costo por metro lineal</b>	<b>Q72 941,58</b>
<p style="text-align: center;"><b>El presupuesto asciende a un valor estimado de:</b></p> <p style="text-align: center;">Un millón seicientos setenta y siete mil, seicientos cincuenta y seis quetzales con cuarenta y dos centavos</p>						

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2013.

## 2.6. Cronograma de ejecución e inversión

El cronograma actúa para definir el tiempo en la cual se llevará a cabo la ejecución y control físico y financiero de la obra, como se observa en la tabla XIV.

Tabla XIV. Cronograma de inversión y ejecución del proyecto

No.	REGLÓN DE TRABAJO	PRECIO TOTAL	%	MESES					
				1	2	3	4	5	
	<b>PRELIMINARES</b>	<b>Q80 576,02</b>	<b>6,38 %</b>						
1	Limpieza y destronque	Q4 350,13	0,34 %	■					
2	Bodega provisional en la obra	Q14 000,00	1,11 %	■					
3	Trazo y estacado	Q2 866,97	0,23 %	■					
4	Movilización de maquinaria y equipo	Q59 358,92	4,70 %		■				
	<b>SUBESTRUCTURA</b>	<b>Q586 814,73</b>	<b>46,47 %</b>						
5	Suministro de pilotes ( L = 25 pies)	Q41 564,27	3,29 %		■				
6	Suministro de pilotes (L = 35 pies)	Q75 647,00	5,99 %		■				
7	Hincado de pilotes ( L = 25 pies)	Q75 857,10	6,01 %		■	■			
8	Hincado de pilotes (L = 35 pies)	Q138 059,74	10,93 %		■	■	■		
9	Excavación estructural	Q40 229,54	3,19 %		■	■			
10	Zapatas de concreto reforzado	Q50 709,22	4,02 %			■			
11	Estribos de concreto ciclópeo	Q85 904,43	6,80 %			■	■		
12	Vigas de apoyo de concreto reforzado	Q16 381,61	1,30 %				■		
13	Cortina de concreto reforzado	Q19 326,44	1,53 %				■		
14	Apoyos elastomérico (Neopreno)	Q12 575,90	1,00 %				■		
15	Relleno estructural	Q30 559,48	2,42 %				■		
	<b>SUPERESTRUCTURA</b>	<b>Q510 789,50</b>	<b>40,45 %</b>						
16	Vigas exterior de concreto reforzado	Q175 961,04	13,93 %				■	■	
17	Viga interior de concreto reforzado	Q164 483,12	13,03 %				■	■	
18	Diafragmas externos de concreto reforzado	Q3 737,77	0,30 %				■		





### **3. DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO, CASERÍO RÍO FRÍO, MUNICIPIO DE SAN RAYMUNDO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

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

El proyecto consiste en el diseño de un drenaje sanitario para el caserío Río Frío, caserío Los Borores, lotificación Las Joyas y las colonias Jerusalén, Monte Sinaí, El Mirador y Linda Vista. La necesidad se identificó debido a la gran contaminación que se tiene actualmente en el río del caserío Río Frío, debido a que todas las comunidades mencionadas anteriormente arrojan sus aguas residuales al cuerpo de agua anteriormente mencionado. Los habitantes y la Municipalidad de San Raymundo ven la necesidad de tener que construir un sistema de drenaje que capte todas las aguas residuales que actualmente contaminan este río y de esta forma evitar la propagación de malos olores y enfermedades que se puedan generar y afecten a las poblaciones que habitan en los alrededores de dicho río.

La red tiene una longitud de 548,45 metros, para los cuales se diseñaron 25 pozos de visita, los cuales serán diseñados según los reglamentos de construcción y velando que se cumplan todas las normas que garanticen el correcto funcionamiento del sistema, tomando en cuenta algunas especificaciones como alturas mínimas, cotas Invert, entre otros. La tubería a utilizar será PVC según la Norma ASTM D-1120 y los diámetros que se utilizarán son 4, 8 y 10 pulgadas.

Para las pendientes de las tuberías se tomó en cuenta la pendiente del terreno, sin embargo, por ser en el cauce de un río este proyecto, se tuvo que tomar en consideración la colocación de los pozos de visita en lugares donde no pudieran sufrir daños al momento de una crecida del río, para lo cual se tuvieron que modificar algunas pendientes teniendo el cuidado de no sobrepasar los valores máximos y mínimos de pendientes y velocidades que se especifican en los normativos.

El desfogue del sistema de drenaje se realizará en un lugar donde se tiene prevista la construcción de una planta de tratamiento para las aguas residuales.

### **3.2. Levantamiento topográfico**

El levantamiento topográfico se realizó utilizando una estación total marca SOKKIA, con la cual se hizo un levantamiento del cauce del río mediante una nube de puntos. Para dicho levantamiento fue necesaria la ayuda de 2 ayudantes que se encargaban de limpiar y chapear las áreas donde había demasiada maleza y un cadenero que era el encargado de colocar el Prisma y la plomada en los lugares donde era necesario obtener puntos.

Dicho levantamiento topográfico se realizó en un día completo de trabajo, debido a la precisión y fácil manejo de la estación total.

Los materiales y el equipo que se utilizaron fueron los siguientes:

- Estación total marca SOKKIA
- 2 plomadas
- 2 machetes

- 11 trompos
- Clavos
- 2 cilindros de concreto de 4 pulgadas de diámetro (para bancos de marca)
- 2 prismas

Para el levantamiento fueron necesarias 11 estaciones y 2 bancos de marca colocados al inicio y al final del levantamiento. Se identificaron los lugares donde se encontraban las salidas de aguas residuales y otros elementos complementarios que serían de influencia para el diseño del sistema de drenaje.

### **3.3. Diseño del sistema**

A continuación se describe detalladamente el diseño de sistema de drenaje sanitario en el caserío Rio Frío.

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

Existen 3 tipos básicos de alcantarillado; la selección o adopción de cada uno de estos sistemas dependerá de un estudio minucioso de factores funcionales y sobre todo el aspecto económico.

- Alcantarillado sanitario: recoge las aguas servidas domiciliarias, baños, cocinas, servicios y conexiones ilícitas; residuos comerciales como restaurantes y garages; aguas negras producidas por industrias, e infiltración.
- Alcantarillado pluvial: recoge únicamente las aguas de lluvia o que concurren al sistema.

- Alcantarillado combinado: evacua los dos caudales antes mencionados (sanitario y pluvial).

En el río Río Frío, actualmente se arrojan tanto las aguas residuales, como las pluviales, sin embargo, las que son necesarias de tratar son las residuales ya que son las que causan contaminación, por lo cual se decidió realizar un alcantarillado sanitario, del cual están excluidos los caudales de agua de lluvia, provenientes de las calles y otras superficies.

### **3.3.2. Período de diseño**

Es el período de vida útil del sistema. Pasado este período es necesario rehabilitarlo.

Los sistemas de alcantarillado serán proyectados para llenar adecuadamente su función durante un período de 20 a 30 años a partir de la fecha de construcción.

En el caso del proyecto del drenaje en el caserío Río Frío se proyecta un período de diseño a 20 años.

Dicho proyecto se llevará a cabo próximamente, ya que es de mayor importancia para la administración actual por la problemática que causa la contaminación del río, por lo cual, no es necesario agregar un año adicional de diseño y ejecución, ya que el tiempo estimado de ejecución según los contratistas de la Municipalidad es de 3 a 4 meses aproximadamente, lo cual no es un período significativo como para que afecte el período de diseño.



### 3.3.3. Población de diseño

Para estimar la población de diseño se utilizó el método geométrico, involucrando en forma directa a la población actual que tributará para el sistema de drenaje y la tasa de crecimiento del lugar.

Primeramente se debe conocer la población actual que tributará al sistema de drenaje, por lo cual se realizó un conteo de casas en los caseríos y colonias de interés obteniendo los siguientes resultados:

Tabla XV. **Cuantificación de habitantes por colonias y caseríos**

<b>Lugar</b>	<b>Núm. de casas</b>	<b>Núm. habitantes</b>
Colonia Jerusalem	120	840
Colonia Linda Vista	141	987
Lotificación Las Joyas	52	364
Colonia Monte Sinaí	56	392
Caserío Río Frío	84	588
Caserío Los Borores	71	497
Colonia El Mirador	71	497
<b>TOTAL</b>	<b>595</b>	<b>4 165</b>

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2013.

Para determinar el número de habitantes fue necesario determinar un número de habitantes promedio por casa, el cual se estableció según las características de la población que rondaba en 7 habitantes promedio por casa.

El municipio de San Raymundo tiene una tasa de crecimiento estimada de 2,7 %, según los últimos censos poblacionales realizados en el municipio.

La fórmula para calcular la población futura para el sistema de drenaje es:

$$Pf = po (1+r)^n$$

Donde:

Pf = población futura

Po = población inicial

r = incremento poblacional, porcentual

n = período de diseño

Para este diseño se tomaron los datos obtenidos:

Po = 4 165

r = 2,7 %

n = 20 años

$$Pf = 4,165 (1+0,027)^{20} = 7 096 \text{ habitantes totales del sistema}$$

#### **3.3.4. Dotación de agua potable**

Al tratarse de un lugar cercano a la cabecera municipal se categoriza como un lugar urbano, sin embargo, el municipio de San Raymundo posee una distribución de agua potable en las cuales para evitar el desperdicio de agua se distribuye 2 horas al día aproximadamente para que todas las personas puedan almacenar el agua que les será necesaria para el resto del día, sin embargo, en este municipio la cuota de agua es baja y por dicha razón muchas de las personas la desperdician, lo cual incrementa la dotación de agua por habitante.

Por las razones establecidas anteriormente, se decidió establecer una dotación de agua intermedia, la dotación que se estableció para este diseño fue de 150 litros por habitante al día.

### **3.3.5. Factor de retorno**

Este factor se determina mediante la consideración de que, del 100 % de agua potable que ingresa a un domicilio, un 10 o 20 % se utilizan en actividades en las cuales se consume, se evapora o se desvía a otros puntos, distinta al 80 o 90 % restante, que después de ser utilizada por las personas es desfogada al sistema de alcantarillado. Por ello, a este porcentaje que retorna se le denomina factor de retorno.

Para este estudio, se aplicó un factor de retorno de 90 %

### **3.3.6. Factor de flujo instantáneo**

Este factor es un indicador de la posibilidad que existe en un sistema de que los usuarios lo utilicen al mismo tiempo.

Se expresa por medio de la fórmula de Harmon, cuyo valor disminuye si la población aumenta, y aumenta si la población analizada disminuye. Este factor se calcula tanto para la población presente como para la población futura.

$$FH: (18 + \sqrt{P}) / (4 + \sqrt{P})$$

- Presente:

$$FH = [18 + (4,165/1\ 000)^{1/2}] / [4 + (4,165/1\ 000)^{1/2}]$$

$$FH = 3,32 \text{ (valor para todo el sistema)}$$

- Futuro:

$$FH = [18 + (7\ 096/1\ 000)^{1/2}] / [4 + (7\ 096/1\ 000)^{1/2}]$$

$$FH = 3,10 \text{ (valor para todo el sistema)}$$

### **3.3.7. Caudal sanitario**

Está compuesto por la integración de los diferentes caudales que se integran a un mismo sistema. En este caso, los caudales que tributan son los siguientes:

$$Q \text{ sanitario} = Q \text{ domiciliar} + Q \text{ infiltración} + Q \text{ Con. ilícitas} + Q \text{ industrial} + Q \text{ comercial}$$

#### **3.3.7.1. Caudal domiciliar**

Es la aportación de aguas servidas de uso doméstico que desembocarán a un sistema de alcantarillado, el cual es directamente proporcional a la dotación con que se provee a cada domicilio.

$$q \text{ dom.} = (\text{dotación} * \text{núm. de hab. futuro} * \text{factor de retorno}) / 86\ 400$$

$$q \text{ dom.} = (150 \text{ l./hab./día} * \text{hab. } 7\ 096 * 0,90) / 86\ 400$$

$$q \text{ dom.} = 11\ 0877 \text{ l. /seg}$$

#### **3.3.7.2. Caudal de infiltración**

En este caso el caudal por infiltración se considera, sin embargo, los valores del mismo serán bajos, ya que para el sistema de drenaje en el caserío Río Frío se utilizará tubería PVC Junta Rápida Norma ASTM D – 3034, debido a

que el sistema se elaborará en el cauce de un río por lo que es preferible tubería de PVC para este caso.

$$Q \text{ Inf.} = ((L \text{ tubo}/1\ 000)*16\ 000) / 86\ 400$$

$$Q \text{ Inf.} = ((548,45/1\ 000)*16\ 000 / 86\ 400$$

$$Q \text{ Inf.} = 0,101565$$

### **3.3.7.3. Caudal por conexiones ilícitas**

Este es un caudal producido por las viviendas que conectan las bajadas de agua pluvial al alcantarillado sanitario. Para considerar este tipo de caudal existente debido a la naturaleza de los datos que se obtuvieron del municipio de San Raymundo, se utilizó la siguiente fórmula para calcularlo:

$$Q.C.I = 0,4 * q \text{ dom}$$

Donde:

Q dom = caudal domiciliar calculado

Se utiliza el 0,4 en dicha fórmula debido a que se estima por las características de la población y lugar que hay una alto número de casas con conexiones ilícitas, por lo cual se decidió estimar un 40 % del caudal domiciliar estimado.

#### **3.3.7.4. Caudal comercial e industrial**

Para el caso del caserío Río Frío y los demás caseríos y colonias cercanas que contribuirán con caudal para este sistema de drenaje, no se tiene contemplado un caudal comercial debido a que en dichas comunidades no se cuenta con algún tipo de comercio como mercados, iglesias comunales, entre otros. Y no se prevé la construcción de algún tipo de comercio en los años próximos.

Respecto a caudal industrial, en las cercanías del caserío Río Frío se cuenta con una granja de cerdos que anteriormente desechaban sus aguas residuales en el río Río Frío, sin embargo, en la actualidad se logró llegar a un acuerdo en el cual la granja implementó un sistema sanitario para tratar sus desechos por medio de pilas de secado y dejar de contaminar al río.

#### **3.3.8. Factor de caudal medio**

Este es un factor que regula la aportación de caudal en la tubería. Se considera que es el caudal que aporta cada habitante, más la suma de todos los caudales, que son: doméstico, de infiltración, por conexiones ilícitas, comercial e industrial, entre la población total

Este factor debe estar entre los rangos de 0,002 a 0,005. Si da un valor menor se tomará 0,002, y si fuera mayor se tomará 0,005, considerando siempre que este factor no esté demasiado distante de los rangos máximo y mínimo establecidos, ya que podría quedar subdiseñado o sobre diseñado el sistema, según fuera el caso.

$$F_{qm} = Q_{\text{sanitario}} / \text{núm. de habitantes futuro}$$

Donde:

$$Q_{\text{sanitario}} = Q_{\text{doméstico}} + Q_{\text{infiltración}} + Q_{\text{conexiones ilícitas}}$$

$$Q_{\text{doméstico}} = 11,08776 \text{ l/seg}$$

$$Q_{\text{infiltración}} = 0,101565 \text{ l/seg}$$

$$Q_{\text{conexiones ilícitas}} = 4,435105 \text{ l/seg.}$$

$$Q_{\text{sanitario}} = 15,62443 \text{ l/seg}$$

$$F_{qm} = (15,62443 \text{ l/seg}) / (7\ 096 \text{ habitantes}) = 0,002201813$$

$$0,002 < 0,0022 < 0,005 \quad \text{Sí cumple.}$$

### 3.3.9. Caudal de diseño

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

El caudal de diseño de cada tramo será igual a multiplicar el factor de caudal medio, el factor de Harmon y el número de habitantes a servir.

En este caso se compara el diseño para población actual y futura con las siguientes expresiones y los cálculos respectivos.

- Actual:  
 $q_{\text{dis}} = (F_{qm}) (FH_{\text{actual}}) (\text{núm. de habitantes actual})$   
 $q_{\text{dis}} = (0,0022) (3,31) (4\ 193 \text{ habitantes}) = 30,60 \text{ L/s}$

- Futuro:  
 $q_{dis} = (F_{qm}) (FH \text{ futuro}) (\text{núm. de habitantes futuro})$   
 $q_{dis} = (0,0022) (3,10) (7 \text{ 144 habitantes}) = 48,72 \text{ L/s}$

### **3.3.10. Selección del tipo de tubería**

El tipo de tubería que se utilizará en el proyecto se selecciona con base en las condiciones del terreno donde se construirá y el tipo de construcción con el que se pretende llevar a cabo el sistema de drenajes, esto influye en distintos aspectos como: eficiencia, economía, durabilidad, factibilidad, facilidad de manejo y colocación.

En el caso del sistema de drenaje para el caserío Río Frío, se propuso utilizar tubería PVC, que se rige por las Normas ASTM D 3034.

A continuación se mostrarán algunas características físicas de la tubería para los diámetros que se pretenden utilizar para dicho proyecto:



Tabla XVI. Características de la tubería a utilizar

Diámetro nominal	SDR		Presión trabajo		Largo en metros	Diám. medio exterior		Espesor min. de pared		Diám. medio interior		Presión ruptura		Peso apróx P/tubo Kg
	mm	plg	lbs/plg <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>		mm	plg	mm	plg	mm	plg	Kg/cm <sup>2</sup>	lbs/plg <sup>2</sup>	
12	1/2	13.5	315	22.1	6	21.34	0.840	1.57	0.062	18.20	0.716	70.3	1000	0.874
18	3/4	17	250	17.6	6	26.67	1.050	1.57	0.062	23.53	0.926	56.2	800	1.111
25	1	17	250	17.6	6	33.40	1.315	1.96	0.077	29.48	1.161	56.2	800	1.744
31	1 1/4	17	250	17.6	6	42.16	1.660	2.49	0.098	37.18	1.464	56.2	800	2.793
38	1 1/2	17	250	17.6	6	48.26	1.900	2.84	0.112	42.58	1.676	56.2	800	3.646
50	2	17	250	17.6	6	60.33	2.375	3.56	0.140	53.21	2.095	56.2	800	5.707
62	2 1/2	17	250	17.6	6	73.03	2.875	4.29	0.169	64.45	2.537	56.2	800	8.340
75	3	17	250	17.6	6	88.90	3.500	5.23	0.206	78.44	3.088	56.2	800	12.361
100	4	17	250	17.6	6	114.30	4.500	6.73	0.265	100.84	3.970	56.2	800	20.453
150	6	17	250	17.6	6	168.28	6.625	9.91	0.390	148.46	5.845	56.2	800	44.344
200	8	17	250	17.6	6	219.08	8.625	12.9	0.508	193.28	7.609	56.2	800	75.159
250	10	17	250	17.6	6	273.05	10.750	16.05	0.632	240.95	9.480	56.2	800	118.323
300	12	17	250	17.6	6	323.85	12.750	19.05	0.750	285.75	11.25	56.2	800	166.564

Fuente: AMANCO. Manual de tuberías sanitarias. p. 35.

### 3.3.11. Diseño de secciones y pendientes

Las alcantarillas deben diseñarse de modo que la velocidad mínima de las aguas servidas no sea menor a 0,60 m/s y la máxima no sobrepase de 3,0 m/s.

Este rango de velocidad lo podrá mantener sí se diseña adecuadamente, tanto la pendiente como la sección de la tubería.

Es importante conocer que la alcantarilla trabaja como canal abierto, en el cual el agua circula por acción de la gravedad y sin ninguna presión. Es por ello que se utiliza la fórmula de Manning, para su diseño:

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

$$V = \frac{1}{n} * \left( D * \frac{0.0254}{4} \right)^{(2/3)} * S^{(1/2)} \quad (\text{sistema métrico})$$

$$Q = VA$$

Donde:

V = velocidad del flujo a sección llena (m/s)

R = radio hidráulico

S = pendiente de la gradiente hidráulica

n = coeficiente de rugosidad de Manning

Para tubería de PVC el diámetro mínimo a utilizar en los alcantarillados sanitarios será de 4 pulgadas, y una pendiente mínima de 0,5 %.

### **3.3.12. Velocidades máximas y mínimas**

La velocidad del flujo en la tubería de PVC no deberá ser menor a 0,60 m/s, esto para proporcionar una acción de autolimpieza en las tuberías, y una velocidad máxima de 5,0 m/s, a sección llena; pero debido a que los alcantarillados trabajan a secciones parcialmente llenas se recomienda mantenerse en un rango que no sobrepase los 3,0 m/s.

### **3.3.13. Cota invert**

Es la elevación del punto más bajo del interior de la tubería referida a un plano que puede ser el nivel del mar, que la elevación de un plano horizontal arbitrario.

Para el diseño de las cotas invert se deberá tomar en cuenta las siguientes normas:

- La diferencia de cotas invert entre las tuberías que entran y salen de un pozo de visita será como mínimo de 0,03 m.
- Cuando el diámetro interior de la tubería que entra a un pozo de visita, sea menor que el diámetro interior del que sale, la diferencia de cotas invert será como mínimo la diferencia de dichos diámetros.
- Cuando la diferencia de cotas invert entre la tubería que entra y la que sale en un pozo de visita sea mayor a 0,70 metros deberá diseñarse un accesorio especial que encauce el caudal con un mínimo de turbulencia.
- Cuando a un pozo de visita llega una tubería y salen dos tuberías, todas de igual diámetro, una de corrimiento y otra inicial, la tubería de

corrimiento debe colocarse, por lo menos, un diámetro debajo de la tubería de ramal inicial, y por lo menos 0,03 m., de la tubería de llegada.

- Cuando a un pozo de visita llegan dos o más tuberías todas de igual diámetro la tubería de salida debe de colocarse por lo menos a 0,03 m debajo de la tubería que llegue a mayor profundidad.
- Cuando a un pozo de visita llega una tubería y salen 3 ramales, dos iniciales y uno de corrimiento la tubería de corrimiento debe colocarse, como mínimo, un diámetro debajo de la tubería de ramal inicial de mayor profundidad y, por lo menos 0,03 m., debajo de la tubería de llegada.

#### **3.3.14. Diámetro de tuberías**

La tubería en alcantarillados no debe ser menor a 6 pulgadas en colectores principales y 4 pulgadas en ramales y conexiones domiciliarias, para tubería de PVC.

Para el diseño del diámetro del colector se deberá tomar en cuenta la población a servir, las velocidades máximas y mínimas, y el tirante máximo y mínimo los cuales son 0,10 y 0,80 diámetro respectivamente.

La tubería a utilizar en esta ampliación será de PVC tanto en el colector principal como para los ramales y conexiones domiciliarias, ambas que cumplan la Norma ASTM 3034.

### **3.3.15. Pozo de visita**

Son parte de las obras accesorias de un alcantarillado y son empleados como medios de inspección y limpieza.

Según las normas para construcción de alcantarillados se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- En toda intercepción de colectores
- Al inicio de todo colector
- En todo cambio de sección o diámetro y pendiente
- En todo cambio de dirección
- En tramos rectos, a distancias no mayores de 120 metros

Los pozos de visita por diseño serán colocados en lugares a las orillas del cauce del río que poseen una altura respecto al nivel del agua para evitar que estén expuestos al caudal en época de invierno.

En los lugares donde descargan los colectores de las diferentes colonias y caseríos hacia el río y la diferencia de cotas invert es mayor a 0,70 m, se colocarán pozos de visita con disipadores de energía, cuidando de que no se genere gran turbulencia.

Los pozos de visita en los cuales descargarán los colectores de las diferentes colonias y caseríos son: 1.1, 10.1, 17, 19 y 20.1.

### **3.3.16. Conexiones domiciliarias**

Tienen la finalidad de llevar las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla común o a un punto de desagüe.

La conexión doméstica se hace por medio de una caja de inspección construida de mampostería o con tubos de cemento colocados verticalmente, en la cual se une la tubería proveniente del drenaje de la edificación a servir con la tubería que desaguará en el colector principal.

La tubería entre la caja de inspección y el colector debe colocarse con una pendiente del 2 % como mínimo y serán de tubo PVC diámetro 4 pulgadas.

En el caso de este proyecto no se incluyeron conexiones domiciliarias debido a que el alcantarillado tiene la finalidad únicamente de transportar las aguas servidas de otros colectores que contaminan el río, hacia la planta de tratamiento que tiene la Municipalidad de San Raymundo planificado construir.

### **3.3.17. Profundidad de la tubería**

La profundidad mínima de coronamiento con respecto a la superficie del terreno será de 1,00 m. para el colector principal y de 0,80 m para conexiones domiciliarias.

En los casos donde la tubería del sistema de alcantarillado debe cruzar el cauce del río, se realizarán las siguientes propuestas para proteger la tubería de socavación en las épocas altas de lluvia:

- Profundizar la tubería por lo menos 1,40 metros a lo largo del cruce del cauce, a la altura de coronamiento.
- Colocar enrocado sobre la base del cauce 1,00 metro antes y después de la ubicación de la tubería a través de la quebrada para evitar que el agua erosione el terreno sobre la tubería.
- Incorporar medidas para reducir la erosión del fondo del cauce mediante barreras aguas arriba del cruce con la tubería.
- Limpieza y mantenimiento del enrocado y las barreras para disminuir la erosión, especialmente antes y después de la época de lluvias intensas.

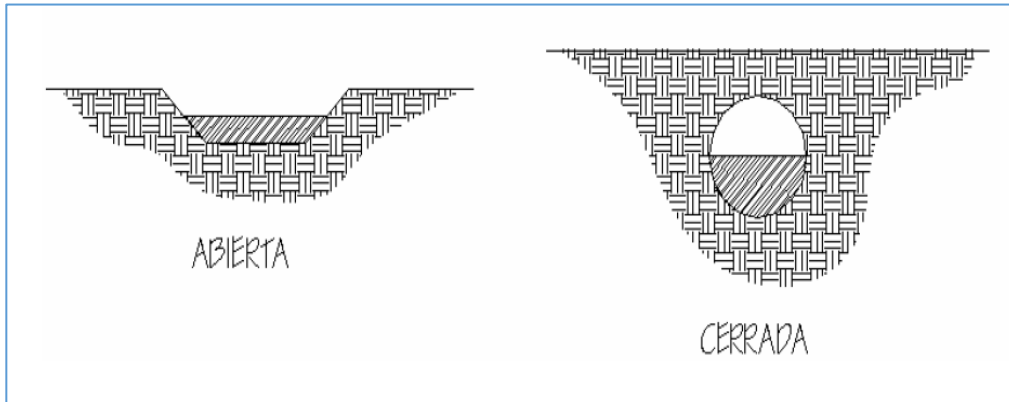
### **3.3.18. Principios hidráulicos**

Las alcantarillas basan su funcionamiento en transportar el agua de desecho en conductos libres, que están en contacto con el aire, a los cuales se les conoce como canales.

El flujo queda determinado por la pendiente del canal y la superficie del material del cual está construido.

La sección del canal, como se muestra en la figura 28, puede ser abierta o cerrada. En el caso de los sistemas de alcantarillado se emplean canales cerrados circulares, en donde la superficie del agua está sometida a la presión atmosférica y, eventualmente, a presiones producidas por los gases que se forma en el canal.

Figura 35. **Secciones de canal abierto y cerrado**



Fuente: CABRERA, Ricardo Antonio. *Apuntes de ingeniería sanitaria 2*.

### 3.3.18.1. Relaciones hidráulicas

Al realizar el cálculo de las tuberías que trabajan a sección parcialmente llena para poder agilizar de alguna manera los resultados de velocidad, área, caudal, perímetro mojado y radio hidráulico, se relacionaron los términos de la sección totalmente llena con los de la sección parcialmente llena. De los resultados obtenidos se construyeron las tablas, utilizando para eso la fórmula de Manning.

La utilización de las tablas se realizó determinando primero la relación ( $q/Q$ ). Dicho valor se busca en las tablas; si no se encuentra el valor exacto, se busca uno aproximado. En la columna de la izquierda se ubica la relación ( $v/V$ ), y obteniendo este valor se multiplica por el obtenido por la velocidad a sección llena y se logra saber así la velocidad a sección parcial. Sucesivamente se obtienen los demás valores de chequeo.



En la tabla XVII se muestran las relaciones hidráulicas para una alcantarilla de sección circular.

Tabla XVII. Relaciones hidráulicas para alcantarilla circular

d/D	a/A	v/V	q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0.0100	0.0017	0.0880	0.00015	0.1025	0.0540	0.4080	0.02202
0.0125	0.00237	0.1030	0.00024	0.1050	0.0558	0.4140	0.02312
0.0150	0.0031	0.1160	0.00036	0.1075	0.0578	0.4200	0.02429
0.0175	0.0039	0.1290	0.00050	0.1100	0.0599	0.4260	0.02550
0.0200	0.0048	0.1410	0.00067	0.1125	0.0619	0.4320	0.02672
0.0225	0.0057	0.1520	0.00087	0.1150	0.0639	0.4390	0.02804
0.0250	0.0067	0.1630	0.00108	0.1175	0.0659	0.4440	0.02926
0.0275	0.0077	0.1740	0.00134	0.1200	0.0680	0.4500	0.03059
0.0300	0.0087	0.1840	0.00161	0.1225	0.0701	0.4560	0.03194
0.0325	0.0099	0.1940	0.00191	0.1250	0.0721	0.4630	0.03340
0.0350	0.0110	0.2030	0.00223	0.1275	0.0743	0.4680	0.03475
0.0375	0.0122	0.2120	0.00258	0.1300	0.0764	0.4730	0.03614
0.0400	0.0134	0.2210	0.00223	0.1325	0.0786	0.4790	0.03763
0.0425	0.0147	0.2300	0.00338	0.1350	0.0807	0.4840	0.03906
0.0450	0.0160	0.2390	0.00382	0.1375	0.0829	0.4900	0.04062
0.0475	0.0173	0.2480	0.00430	0.1400	0.0851	0.4950	0.04212
0.0500	0.0187	0.2560	0.00479	0.1425	0.0873	0.5010	0.04375
0.0525	0.0201	0.2640	0.00531	0.1450	0.0895	0.5070	0.04570
0.0550	0.0215	0.2730	0.00588	0.1475	0.0913	0.5110	0.04665
0.0575	0.0230	0.2710	0.00646	0.1500	0.0941	0.5170	0.04863
0.0600	0.0245	0.2890	0.00708	0.1525	0.0964	0.5220	0.05031
0.0625	0.0260	0.2970	0.00773	0.1550	0.0986	0.5280	0.05208
0.0650	0.0276	0.3050	0.00841	0.1575	0.1010	0.5330	0.05381
0.0675	0.0292	0.3120	0.00910	0.1600	0.1033	0.5380	0.05556
0.0700	0.0308	0.3200	0.00985	0.1650	0.1080	0.5480	0.05916
0.0725	0.0323	0.3270	0.01057	0.1700	0.1136	0.5600	0.06359
0.0750	0.0341	0.3340	0.01138	0.1750	0.1175	0.5680	0.06677
0.0775	0.0358	0.3410	0.01219	0.1800	0.1224	0.5770	0.07063
0.0800	0.0375	0.3480	0.01304	0.1850	0.1273	0.5870	0.07474
0.0825	0.0392	0.3550	0.01392	0.1900	0.1323	0.6960	0.07885
0.0850	0.0410	0.3610	0.01479	0.1950	0.1373	0.6050	0.08304
0.0875	0.0428	0.3680	0.01574	0.2000	0.1424	0.6150	0.08756
0.0900	0.0446	0.3750	0.01672	0.2050	0.1475	0.6240	0.09104
0.0925	0.0464	0.3810	0.01792	0.2100	0.1527	0.6330	0.09663

Continuación de la tabla XVII.

d/D	a/A	v/V	q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0.2200	0.1631	0.6510	0.10619	0.5900	0.6140	1.0700	0.65488
0.2250	0.1684	0.6590	0.11098	0.6000	0.6265	1.0700	0.64157
0.2300	0.1436	0.6690	0.11611	0.6100	0.6389	1.0800	0.68876
0.2350	0.1791	0.6760	0.12109	0.6200	0.6513	1.0800	0.70537
0.2400	0.1846	0.6840	0.12623	0.6300	0.6636	1.0900	0.72269
0.2450	0.1900	0.6920	0.13148	0.6400	0.6759	1.0900	0.73947
0.2500	0.1955	0.7020	0.13726	0.6500	0.6877	1.1000	0.75510
0.2600	0.2066	0.7160	0.14793	0.6600	0.7005	1.1000	0.77339
0.2700	0.2178	0.7300	0.15902	0.6700	0.7122	1.1100	0.78913
0.3000	0.2523	0.7760	0.19580	0.7000	0.7477	1.1200	0.85376
0.3100	0.2640	0.7900	0.20858	0.7100	0.7596	1.1200	0.86791
0.3200	0.2459	0.8040	0.22180	0.7200	0.7708	1.1300	0.88384
0.3300	0.2879	0.8170	0.23516	0.7300	0.7822	1.1300	0.89734
0.3400	0.2998	0.8300	0.24882	0.7400	0.7934	1.1300	0.91230
0.3500	0.3123	0.8430	0.26327	0.7500	0.8045	1.1300	0.92634
0.3600	0.3241	0.8560	0.27744	0.7600	0.8154	1.1400	0.93942
0.3700	0.3364	0.8680	0.29197	0.7700	0.8262	1.1400	0.95321
0.3800	0.3483	0.8790	0.30649	0.7800	0.8369	1.3900	0.97015
0.3900	0.3611	0.8910	0.32172	0.7900	0.8510	1.1400	0.98906
0.4000	0.3435	0.9020	0.33693	0.8000	0.8676	1.1400	1.00045
0.4100	0.3860	0.9130	0.35246	0.8100	0.8778	1.1400	1.00045
0.4200	0.3986	0.9210	0.36709	0.8200	0.8776	1.1400	1.00965
0.4400	0.4238	0.9430	0.39963	0.8400	0.8967	1.1400	1.03100
0.4500	0.4365	0.9550	0.41681	0.8500	0.9059	1.1400	1.04740
0.4600	0.4491	0.9640	0.43296	0.8600	0.9149	1.1400	1.04740
0.4800	0.4745	0.9830	0.46647	0.8800	0.9320	1.1300	1.06030
0.4900	0.4874	0.9910	0.48303	0.8900	0.9401	1.1300	1.06550
0.5000	0.5000	1.0000	0.50000	0.9000	0.9480	1.1200	1.07010
0.5100	0.5126	1.0090	0.51719	0.9100	0.9554	1.1200	1.07420
0.5200	0.5255	1.0160	0.53870	0.9200	0.9625	1.1200	1.07490
0.5300	0.5382	1.0230	0.55060	0.9300	0.9692	1.1100	1.07410
0.5400	0.5509	1.0290	0.56685	0.9400	0.9755	1.1000	1.07935
0.5500	0.5636	1.0330	0.58215	0.9500	0.9813	1.0900	1.07140

Fuente: Manual Infom. p. 38.

### **3.3.19. Cálculos hidráulicos**

Para el diseño de sistemas de alcantarillado se debe considerar un aspecto importante, como lo es la pendiente del terreno, ya que de esta depende la pendiente que se diseñará para la tubería; asimismo, las cotas invert de entrada y salida, lo cual es básicamente lo que determina la profundidad de la localización de la tubería y la profundidad de los pozos de visita.

Los detalles se presentan en el diseño mostrado en la hoja de cálculo que se presenta en los planos del proyecto y se ejemplifican en el diseño de un tramo a continuación.

#### **3.3.19.1. Ejemplo del diseño de un tramo**

A continuación se describe el ejemplo de diseño del tramo comprendido entre el pozo de visita 9 a pozo de visita 10, tomando como base la hoja de cálculo empleada para el diseño del drenaje.

Las cotas del terreno se tomaron a partir de la topografía obtenida del lugar, las cotas correspondientes son:

$$PV - 9 = 1\ 548\ m$$

$$PV - 10 = 1\ 547,55\ m$$

La distancia horizontal entre ambos puntos es de 40,69 metros redondeada a una cantidad de 7 tubos.

Pendiente del terreno:

$$Pt = ((1548-1547,55) / 40,69) * 100$$

$$Pt = 3,108 \%$$

Cálculo de población:

El cálculo de la población se estima en un promedio de habitantes por casa; llegando a la estimación de 7 habitantes por casa, con base en la cultura y costumbres de la población del lugar.

Población a servir:

P actual = núm. de casas acumuladas \* núm. habitantes por casa

P actual = 315 casas \* 7 habitantes/casa = 2 205 hab.

P futura = P actual x  $(1 + (r/100))^n$

Donde:

r = tasa de crecimiento = 2,7 % según los censos del INE.

n = período de diseño = 20 años

P futura = 2 205 habitantes x  $(1 + (2,7/100))^{20} = 3 757$  hab.

Factor de Harmon (flujo instantáneo):

Actual:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

$$FH = \frac{18 + \sqrt{2\ 205}}{4 + \sqrt{2\ 205}} = 3,55$$

Futuro:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

$$FH = \frac{18 + \sqrt{3\ 757}}{4 + \sqrt{3\ 757}} = 3,36$$

Caudal domiciliar:

$$q \text{ dom} = (\text{dotación} * \text{pob. futura} * \text{factor de retorno}) / 86\ 400$$

$$q \text{ dom} = ((150 \text{ L/hab/día}) * (3\ 757 \text{ hab}) * (0,9)) / 86\ 400$$

$$q \text{ dom} = 5,86999 \text{ L/s}$$

Caudal conexiones ilícitas:

$$Q.C.I = 0,4 * Q. \text{ dom}$$

$$Q.C.I = 0,4 * (5,86999 \text{ L/s})$$

$$Q.C.I = 2,347997 \text{ L/s}$$

Caudal de infiltración:

$$q \text{ inf} = ((L \text{ tubo}/1000) * 16000) / 86400 + Q \text{ inf Pv 8 a Pv 9}$$
$$q \text{ inf} = (((14,48 \text{ m}/1000) * 16000) / 86400) + 0,042137$$
$$q \text{ inf} = 0,044819 \text{ L/s}$$

Caudal sanitario:

$$Q \text{ san} = Q \text{ domiciliar} + Q \text{ con. Ilícitas} + Q \text{ infiltración}$$
$$Q \text{ san} = 5,86999 \text{ L/s} + 2,347997 \text{ L/s} + 0,044819 \text{ L/s}$$
$$Q \text{ san} = 8,26281 \text{ L/s}$$

Factor de caudal medio:

$$F_{qm} = Q \text{ san total} / \text{pob. futura total}$$
$$F_{qm} = (15,62443 \text{ l/seg}) / (7096 \text{ habitantes}) = 0,002201813$$
$$0,002 < 0,0022 < 0,005 \quad \text{Sí cumple.}$$

Caudal máximo de diseño:

Actual:

$$Q \text{ máx diseño} = \text{hab. actual} * F_{qm} * FH \text{ actual}$$
$$Q \text{ máx diseño} = 2205 * 0,0022 * 3,55$$
$$Q \text{ máx diseño} = 17,24639 \text{ L/s}$$

Futuro:

$$Q \text{ máx diseño} = \text{hab. actual} * F_{qm} * FH \text{ actual}$$
$$Q \text{ máx diseño} = 3757 * 0,0022 * 3,36$$
$$Q \text{ máx diseño} = 27,7720395 \text{ L/s}$$

Diámetro y pendiente propuestas para el tramo

- Tubería PVC 10" de diámetro
- Pendiente del tubo : 1,31 %

Caudal a sección llena:

Determinado mediante tablas preestablecidas para coeficiente de Manning ( $n = 0,010$ ), tubería PVC.

$$Q = 91,7 \text{ L/s}$$

Velocidad a sección llena:

Determinada mediante tablas preestablecidas para coeficiente de Manning ( $n = 0,010$ ), tubería PVC.

$$V = 1,81 \text{ m/s}$$

- De lo anterior se obtiene la relación para el tiempo actual de:

$$q/Q = \text{caudal máx. de diseño/caudal a sección llena}$$

$$q/Q = 17,24639/91,7 = 0,1880740$$

Teniendo el valor  $q/Q$ , se encuentra por medio de relaciones hidráulicas los valores de:  $v/V$  y  $d/D$ .

Velocidad de diseño ( $v$ ):

$$\text{Velocidad de diseño } (v) = (v/V) * V$$

Donde:

$v$  = velocidad de diseño a sección parcialmente llena

$v/V$  = valor obtenido de relaciones hidráulicas

$V$  = velocidad a sección llena

$$V = (0,766)*1,81 = 1,3866718 \text{ m/s}$$

Cálculo de tirante (d):

El tirante de agua, para que no exista taponamiento en la tubería, ni se sobrepase la capacidad del tubo, debe cumplir con la siguiente condición:

$$0,10D < d < 0,75D$$

$$d/D = 0,293 \quad \text{¡Sí cumple!}$$

- Para tiempo futuro:

$$q/Q = \text{caudal máx. de diseño} / \text{caudal a sección llena}$$

$$q/Q = 27,77204 / 91,7 = 0,303$$

Teniendo el valor  $q/Q$ , se encuentra por medio de relaciones hidráulicas los valores de:  $v/V$  y  $d/D$ .

Velocidad de diseño ( $v$ ):

$$\text{Velocidad de diseño } (v) = (v/V) * V$$



Donde:

$v$  = velocidad de diseño a sección parcialmente llena

$v/V$  = valor obtenido de relaciones hidráulicas

$V$  = velocidad a sección llena

$$v = (0,876) * 1,81 = 1,58527583 \text{ m/s}$$

Cálculo de tirante (d):

El tirante de agua, para que no exista taponamiento en la tubería, ni se sobrepase la capacidad del tubo, debe cumplir con la siguiente condición:

$$0,10D < d < 0,75D$$

$$d/D = 0,377 \quad \text{¡Sí cumple!}$$

Cálculo de la cota invert:

$$CIE_1 = CIS_0 - (S * DH)/100$$

Donde:

$CIE_1$  = cota invert de entrada del pozo a estudiar

$CIS_0$  = cota invert de salida del pozo anterior

$S$  = pendiente de tubería

$DH$  = distancia horizontal

$$CIE_1 = 1\ 545,61 - (1,31 \% * 14,48)/100$$

$$CIE_1 = 1\ 545,42 \text{ m}$$

Altura de pozos:

Inicio = cota de terreno d inicio – cota de inversión de inicio

Inicio = 1 548 m – 1 545,61 m

Inicio = 2,39 m.

Final = cota de terreno de llegada – cota de inversión final

Final = 1 547,55 m – 1 545,42 m

Final = 2,13 m.

### **3.4. Planos**

Para este proyecto se elaboró un total de siete planos, como se describen a continuación:

- Planta general
- Densidad de vivienda
- Planta perfil colector principal 1
- Planta perfil colector principal 2
- Planta perfil ramales 1, 2, 3
- Detalle de pozos de visita típicos
- Detalle de dissipador de energía y zanjeo de tubería
- Tabla de cálculos hidráulicos para el sistema de alcantarillado río frío

### **3.5. Presupuesto del proyecto**

El método que se utilizó fue el de precios unitarios, los cuales se pueden observar en la parte de anexos del presente informe.

Dentro de los precios unitarios se toman en cuenta los costos de materiales, mano de obra y maquinaria y equipo, además sobre estos costos es necesario utilizar algunos factores que ayudarán a brindar el precio del proyecto y son de vital importancia para obtener un dato más exacto, entre estos factores se encuentran: ayudante, de prestaciones e indirectos, los primeros dos se calculan con base en el costo de la mano de obra y el factor de indirectos según el costo total obtenido de la suma de materiales, maquinaria y equipo y mano de obra.

A continuación se presenta la tabla resumen del presupuesto con sus respectivos renglones:

**Tabla XVIII. Presupuesto alcantarillado sanitario del caserío Río Frío**

<b>REGLONES DE TRABAJO</b>						
<b>Proyecto: Alcantarillado Sanitario Río Frío, Municipio de San Raymundo, Guatemala</b>						
<b>RENG.</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>COSTO TOTAL</b>	<b>MONTO</b>
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1.1	Replanteo topográfico	1,00	global	Q4 500,00	Q4 500,00	
1.2	Limpieza ,trazo y estacado	822,68	m2	Q41,78	Q34 370,13	
						Q38 870,13
<b>2</b>	<b>TUBERÍA</b>					
2.1	TUBERÍA DE 4"	66,14	ml	Q352,47	Q23 312,36	
2.2	TUBERÍA DE 8"	6,16	ml	Q679,78	Q4 187,46	
2.3	TUBERÍA DE 10"	476,15	ml	Q583,04	Q277 613,88	
						Q305 113,71

Continuación de la tabla XVIII.

<b>3 POZOS DE VISITA</b>						
3.1	Pozo de visita tradicional (prof. Prom = 2.22m)	22,00	unidad	Q9 880,17	Q217 363,73	Q271 339,90
3.2	Pozo de visita con disipador de energía (prof. Prom = 4.26 m)	3,00	unidad	Q17 992,06	Q53 976,17	
<b>4 OBRAS PARA PREVENCIÓN DE SOCAVACIÓN</b>						
4.1	Enrocado de concreto ciclópeo para tubería que cruce el cauce	215,18	m2	Q.248,66	Q53 506,31	Q58 019,27
4.2	Barreras de agua para disipar energía ( 30 cm x 30 cm)	24,55	ml	Q 183,83	Q4 512,96	
					<b>COSTO DEL PROYECTO</b>	<b>Q673 343,00</b>
					<b>COSTO POR METRO LINEAL</b>	<b>Q1 227.72</b>
<p style="text-align: center;"><b>El presupuesto asciende a un valor estimado de:</b></p> <p style="text-align: center;">Seicientos setenta y tres mil, trecientos cuarenta y tres quetzales</p>						

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2013.

### **3.6. Evaluación del Impacto Ambiental (EIA)**

Es un mecanismo científico técnico que se utiliza para analizar aspectos físicobiológicos, socioeconómicos o culturales del ambiente en el que se desarrolle una acción o un proyecto.

El impacto ambiental producido por la ejecución del proyecto de drenaje sanitario para el caserío Río Frío, en el municipio de San Raymundo, es positivo en todo sentido, cómo se demuestra en el análisis detallado que se presenta a continuación.

Cada impacto se analiza para cada uno de los factores siguientes:

- **Carácter del impacto**

El proyecto se cataloga como impactos de carácter positivo, ya que debido a la vulnerabilidad ecológica que se tiene actualmente, el canalizar las aguas residuales hacia un punto específico, elimina en buen porcentaje los agentes contaminantes que aceleran el deterioro del medio ambiente y en este caso específico el río por el cual corren actualmente las aguas residuales; por aparte, la ejecución de este proyecto tendrá impactos negativos como la contaminación visual y auditiva, los cuales durarán un período corto de tiempo, generalizando y por el beneficio que se obtiene con estos proyectos puede catalogarse como un impacto de carácter positivo.

- Magnitud del impacto

Con la ejecución del proyecto de drenaje sanitario, se beneficiará directamente al final del periodo de vida de este proyecto a un total de 7 096 habitantes.

- Significado del impacto

La calidad del impacto respecto de su importancia ecológica para este proyecto es directo, ya que el resultado es inmediato de la acción de ejecución.

- Duración del impacto

La duración de los impactos positivos (proyecto de drenaje), se tiene previsto duren 20 años, que es el tiempo del periodo de vida según diseño, y estos serán notorios a corto plazo; los impactos negativos (contaminación visual y auditiva) durarán el período de ejecución, que para el proyecto de drenaje sanitario se tiene programado ejecutarlo en 3 meses.

- Reversibilidad

Existe la posibilidad de que los impactos positivos sean revertidos y retornar a las situaciones similares antes de contar con los sistemas de drenajes, esto solo si el sistema de drenaje colapsa durante el periodo de vida para el cual fue diseñado.

- Área de influencia

Específicamente, para este proyecto es el caserío Río Frío, del municipio de San Raymundo, departamento de Guatemala.

Informa sobre la dilución de la intensidad del impacto, que no es lineal a la distancia a la fuente que lo provoca.

Debido al carácter sistémico del EIA, el análisis debe ser realizado por un equipo interdisciplinario, pudiendo hacer uso de cualquier método, que cumpla con los requisitos anteriormente señalados. Dentro de los métodos más comunes se incluyen listados, matrices, mapas y otros.

### **3.7. Evaluación socioeconómica**

La evaluación de un proyecto de esta naturaleza consiste en determinar el efecto que el proyecto tendrá sobre el bienestar de la sociedad.

#### **3.7.1. Valor presente neto (VPN)**

Se realiza a partir de un flujo de efectivo, trasladando todo al presente. Es una forma fácil de visualizar si los egresos son mayores que los ingresos.

$$\text{VPN} = \text{VP beneficios} - \text{VP costos}$$

Para la anterior fórmula se tienen tres resultados posibles:

- Cuando el VPN es mayor que cero (VPN>0): se recupera la inversión, se obtiene la rentabilidad, además de una ganancia que es igual al valor presente.
- Cuando el VPN es igual a cero (VPN=0): se recupera la inversión y se obtiene la rentabilidad deseada.
- Cuando el VPN es menor que cero (VPN<0): se evalúa según la tasa de interés y el porcentaje de ganancia.

Debido a que el proyecto de alcantarillado sanitario es un beneficio para la comunidad, que cumple con su objetivo de carácter social, no se contempla algún tipo de utilidad (no hay beneficio), los egresos se establecen como el costo total del proyecto.

VPN para el proyecto drenaje sanitario, del caserío Río Frío

Inversión inicial = Q 673 343,00

Ingreso inicial = Q 0,00

Ingreso anual constante = Q 0,00

Ingresos por concepto de mantenimiento = Q 0,00

Egresos por mantenimiento = Q 1 000,00 anuales

Tasa de interés = 6,5 %

Periodo de vida = 20 años

$$\text{VPN} = - 673\ 343,00 + 0,00 + 0,00 \text{ USPWF}_{0,065-20} + 0,00 \text{ USPWF}_{0,065-20} - 1\ 000,00 \text{ USPWF}_{0,065-20}$$

$$\text{VPN} = - 673\ 343,00 + 0,00 + 0,00 (11,032) + 0,00 (126,7987) - 1\ 000,00 (11,032)$$

VPN = Q – 684 375,00



USPWF = factor de serie uniforme, valor presente, el cual se encarga de trasladar el valor del dinero en el tiempo, convirtiendo de los costos anuales de operación y ventas a un valor presente utilizando la tasa de interés y un número de periodos.

La tasa de interés utilizada es asumida solo por fines de demostración de los cálculos realizados.

Como puede observarse, el sistema de drenaje sanitario del caserío Río Frío arroja valores negativos, debido a que este proyecto no se hacen con fines lucrativos, sino que es un aporte municipal y del Codede, cuya finalidad es mitigar el grado de contaminación del río del caserío Río Frío, el cual es causante de malos olores y enfermedades que afectan a las personas que habitan en sus alrededores, con ello se espera elevar la calidad de vida del municipio y erradicar la contaminación en dicho cuerpo de agua que es de suma importancia por encontrarse en la cabecera municipal y en el principal punto de tránsito del municipio.

El valor negativo indica que la inversión inicial no es recuperable, por lo tanto significa que deberá ser proporcionado por las instituciones gubernamentales anteriormente mencionadas, en caso contrario el proyecto no podrá ser auto sostenible, ahora sin considerar el costo de ejecución, se tiene:

VPN = ingresos – egresos

VPN = pago conexiones dom. + pago tarifa anual – costo de operación y mantenimiento

$$VPN = (Q 0,00) + (Q 0,00) - (Q 20 000)$$

$$VPN = - Q20 000,00$$

### 3.7.2. Tasa interna de retorno (TIR)

Es la tasa que iguala el valor presente neto a cero. La tasa interna de retorno también es conocida como la tasa de rentabilidad, producto de la reinversión de los flujos netos de efectivo dentro de la operación propia del proyecto y se expresa en porcentaje.

Debido a que el presente proyecto es de carácter social, es imposible obtener una tasa interna de retorno TIR atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión es de costo/beneficio, este se determina de la siguiente manera:

$$\text{Costo} = \text{inversión inicial} - \text{VPN} = \text{Q } 673\,343,00 - (- \text{Q } 20\,000,00) = \text{Q } 693\,343,00$$

$$\text{Beneficio} = \text{núm. de habitantes beneficiados (a futuro)}$$

$$\text{Costo/beneficio} = \text{Q } 693\,343,00 / 7\,096 \text{ habitantes} = \text{Q } 97,71 / \text{hab.}$$

Las instituciones de inversión social toman las decisiones con base al valor anteriormente obtenido y las disposiciones económicas que posean.

## CONCLUSIONES

1. La propuesta de diseño del sistema de drenaje sanitario, en el caserío Río Frío, San Raymundo, es de suma importancia para la salud física de los habitantes. Contribuirá a la eliminación y correcta disposición de las aguas servidas provenientes del uso doméstico, que actualmente es la causa de contaminación del río, lo cual provoca malos olores debido a su cercanía con caseríos en los alrededores del casco urbano. Por medio de este proyecto se controlará en gran medida la proliferación de vectores causantes de enfermedades gastrointestinales, entre otras, que sufren los habitantes de los caseríos que se encuentran aguas abajo del mismo.
2. Se propuso la tubería elaborada con cloruro de polivinilo (PVC) fabricado bajo control de la Norma ASTM-D 3034, por su alta impermeabilidad en las juntas, lo cual previene la infiltración del agua, esto es de suma importancia para el diseño debido a que la tubería se encontrará en un ambiente saturado de humedad por ser el cauce de un río, además tiene las ventajas constructivas de fácil manipuleo y trato. Debido a su peso ligero se reducirá el costo de mano de obra, ya que no se necesita maquinaria especial para la colocación de la tubería.
3. Con la implementación del proyecto correspondiente al puente vehicular del caserío Río Frío, se obtendrá un mayor desarrollo para el municipio, debido a la mejora del tránsito en dicho punto con la implementación de un segundo carril que brindará una mayor fluidez y seguridad para los comerciantes y transportistas que se dirijan hacia el municipio, ya que

actualmente, gran parte de los transportistas prefieren evitar circular por dicha vía debido a lo angosto de la misma, lo cual afecta al centro urbano, desviando el comercio a que opten por una vía alterna que no pase por el mismo, a pesar de ser más corta.

4. Se seleccionó la opción de diseñar un puente de concreto reforzado con estribos en voladizo debido a las altas cargas que será sometido, porque la luz que es relativamente grande para un puente de concreto reforzado, y al tipo de carga vehicular que circulará por el mismo, teniendo un peso aproximado de 50 toneladas y la altura del puente para llegar a tener el mismo nivel de la losa con el puente que se encuentra funcionando actualmente, trabajarán juntos, complementando cada uno un carril, para brindar las dos vías necesarias para la correcta fluidez vehicular de entrada y salida hacia el municipio.
5. Con el diseño de los dos proyectos se pretende mejorar la calidad de vida de los habitantes del caserío Río Frío y demás colonias que se encuentran en los alrededores, ya que ambos proyectos erradicarán dos de los problemas que actualmente sufren los habitantes de este sector, como también las personas que transitan diariamente por el mismo, siendo estos: el alto grado de contaminación, la poca fluidez y seguridad que brinda el puente en la actualidad; siendo el mismo causa de múltiples accidentes en dicha vía que diariamente es transitada por gran parte de la población del casco urbano por ser la más corta para dirigirse a la ciudad capital, vía Ciudad Quetzal.

## RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de San Raymundo:

1. Al ejecutar los proyectos, incluir una supervisión técnica adecuada mediante un profesional de ingeniería civil, con el propósito de asegurar el cumplimiento de las especificaciones y siguiendo el proceso constructivo adecuado.
2. La mano de obra debe ser local (calificada y no calificada) de ser posible, para involucrar a las personas beneficiadas durante la ejecución de los proyectos.
3. Al finalizar la construcción de los proyectos, tanto los beneficiarios como la Municipalidad, deben darle mantenimiento, garantizando obras que cumplan su periodo de diseño, para lograr permanecer en buen estado.
4. Buscar fuentes externas a la Municipalidad para obtener apoyo económico, por medio de gestiones que permitan facilitar la ejecución de ambos proyectos y así darles una mayor viabilidad.



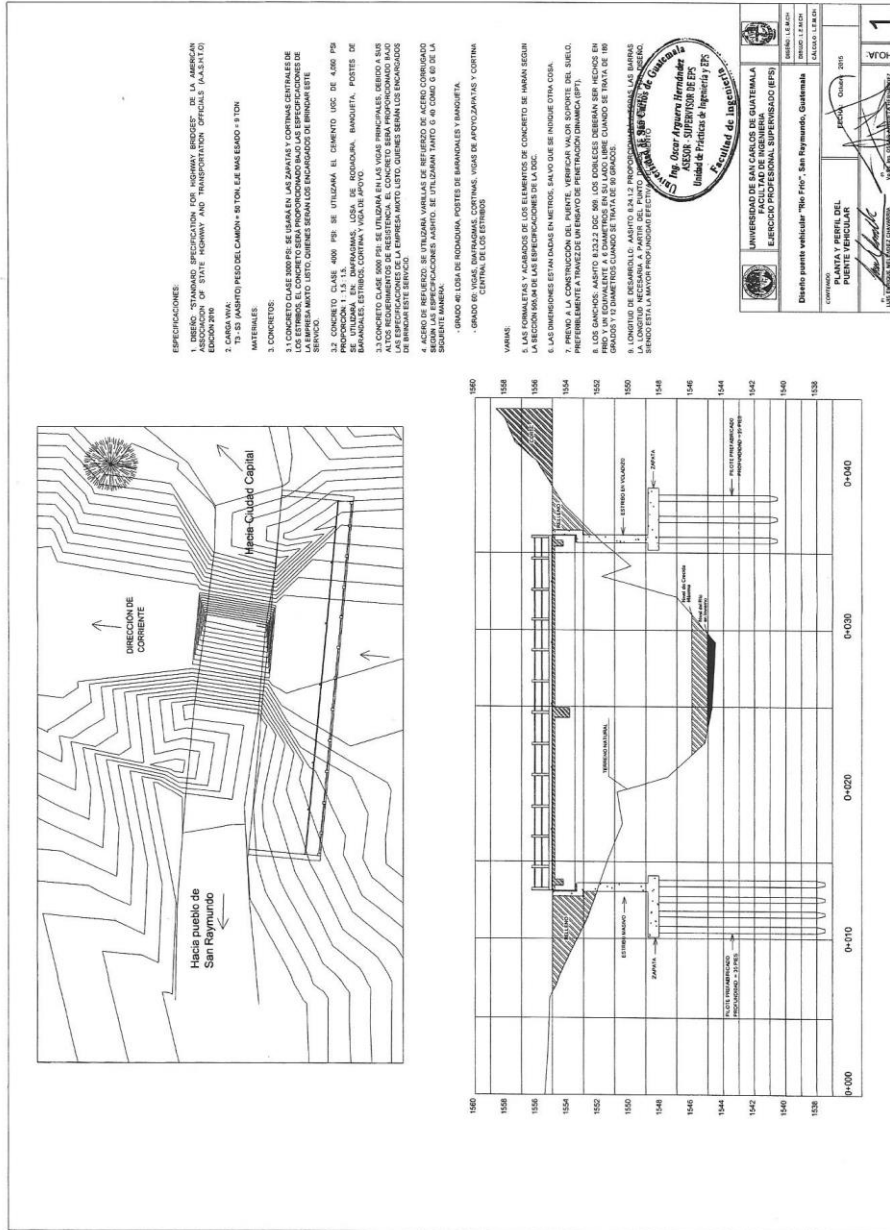
## BIBLIOGRAFÍA

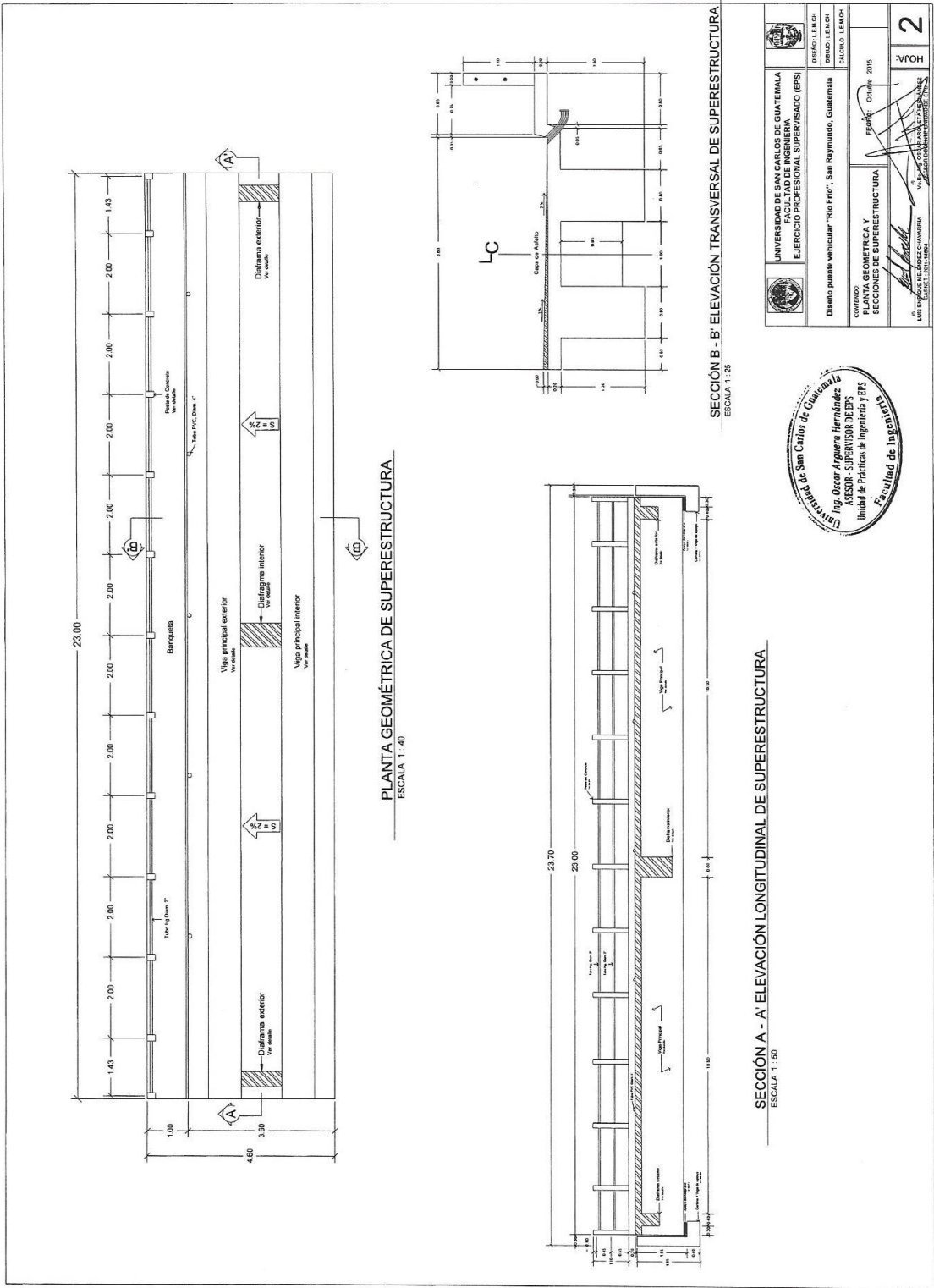
1. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentarios, ACI 318S-18, 2008*. 176 p.
2. BRAJAN May. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4a. ed. Traducción al español por Editores Thomson, México, 2001. 210 p.
3. Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: MICIV, 2000. 723 p.
4. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a. ed. Colombia: McGrawHill, 1999. 738 p.
5. Normas de la Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), *Especificaciones utilizando la metodología del Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)*, Edición 2010. 89 p.
6. HIBBELER, Russel Charles. *Análisis estructural*. 3a. ed. México: PrenticeHall, 1997. 730 p.
7. TÉLLEZ LIMA. Luis Ernesto. *Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la colonia Chinchilla y puente vehicular para la colonia Los Laureles, municipio de Jalapa, Jalapa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 175 p.





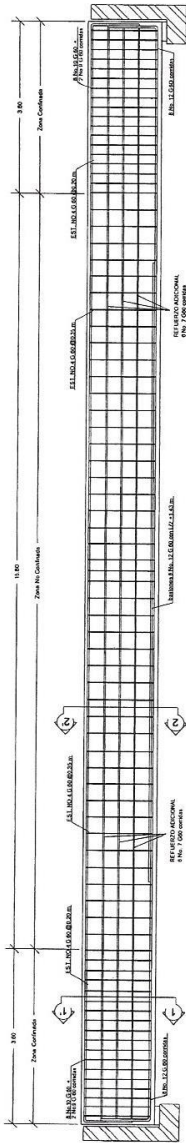
# APÉNDICES





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO (EPS)	
Diseño puente vehicular "Río Frio", San Raymundo, Guatemala	
CONVENIO: PLANTA GEOMETRICA Y SECCIONES DE SUPERESTRUCTURA	FECHA: Octubre 2015
LUIS ESPERANZA CHAVARRIA INGENIERO CIVIL EN PONTES Y OBRAS DE FERROVIARIAS	WFOH
<b>2</b>	

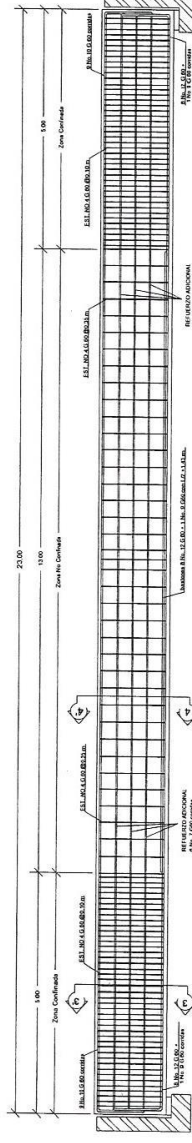




DETALLE VIGA PRINCIPAL INTERIOR SUPERESTRUCTURA  
ESCALA 1:40



SECCIÓN 1 - 1' VIGA PRINCIPAL INTERIOR  
ESCALA 1:20



DETALLE VIGA PRINCIPAL EXTERIOR SUPERESTRUCTURA  
ESCALA 1:40



SECCIÓN 3 - 3' VIGA PRINCIPAL EXTERIOR  
ESCALA 1:20



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESPECIALIDAD PROFESIONAL SUPERVISADO (EPS)

Ing. Oscar Figueroa Hernández  
ASesor - SUPERVISOR DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería

Diseño puente vehicular "Palo Piro", San Raymundo, Guatemala

CONFIRMADO  
DETALLE DE VIGAS

REVISADO: [Signature]  
DISEÑO: [Signature]

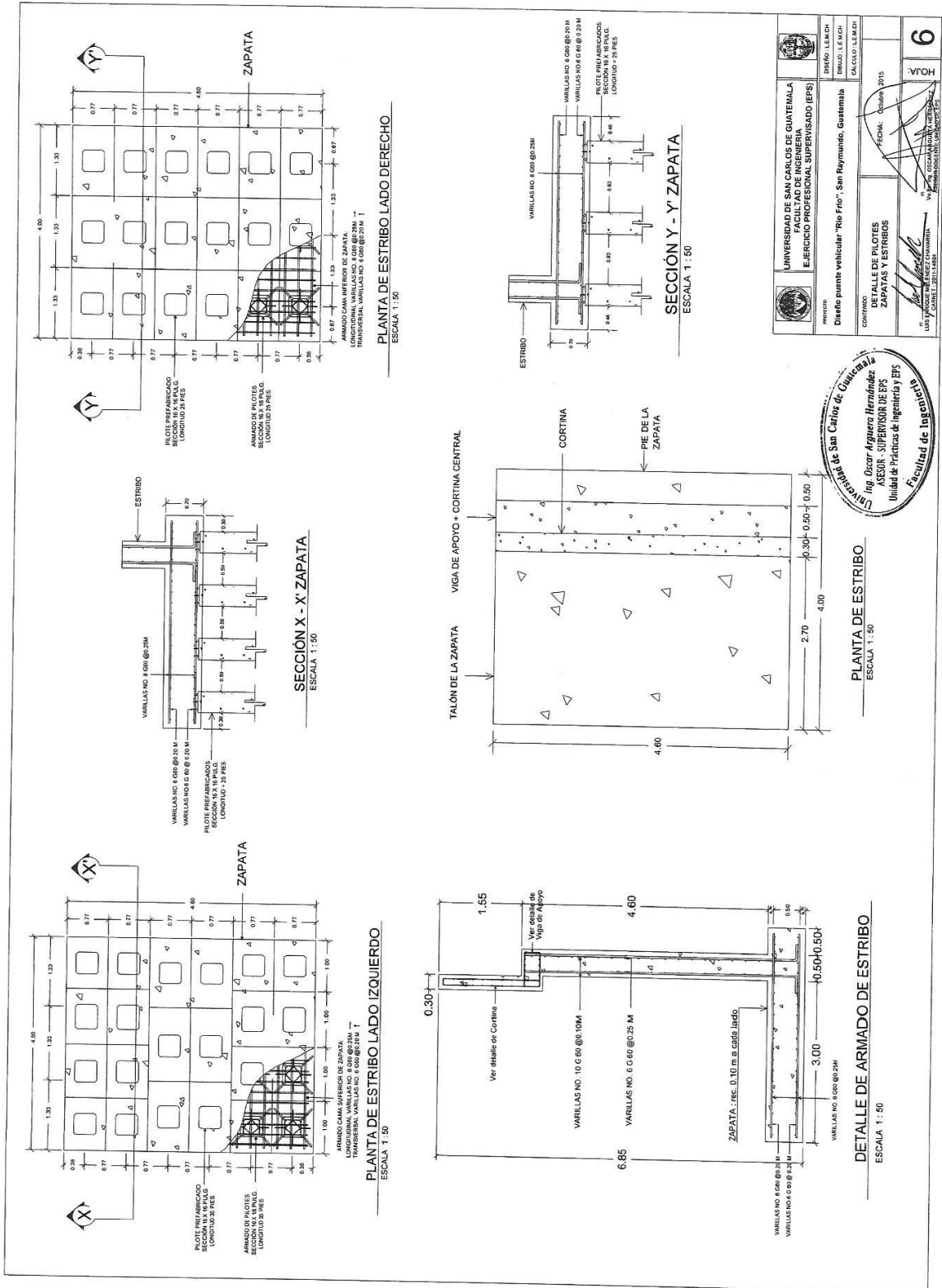
FECHA: Octubre 2015

PROFESIONAL: [Signature]  
INSTRUMENTADO: [Signature]

3







UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO (EPS)

PROYECTO: Diseño puente vehicular "Rio Frio", San Raymundo, Guatemala

CONFIRMO: VALLE DE PILOTES  
ZAPATAS Y ESTRIBOS

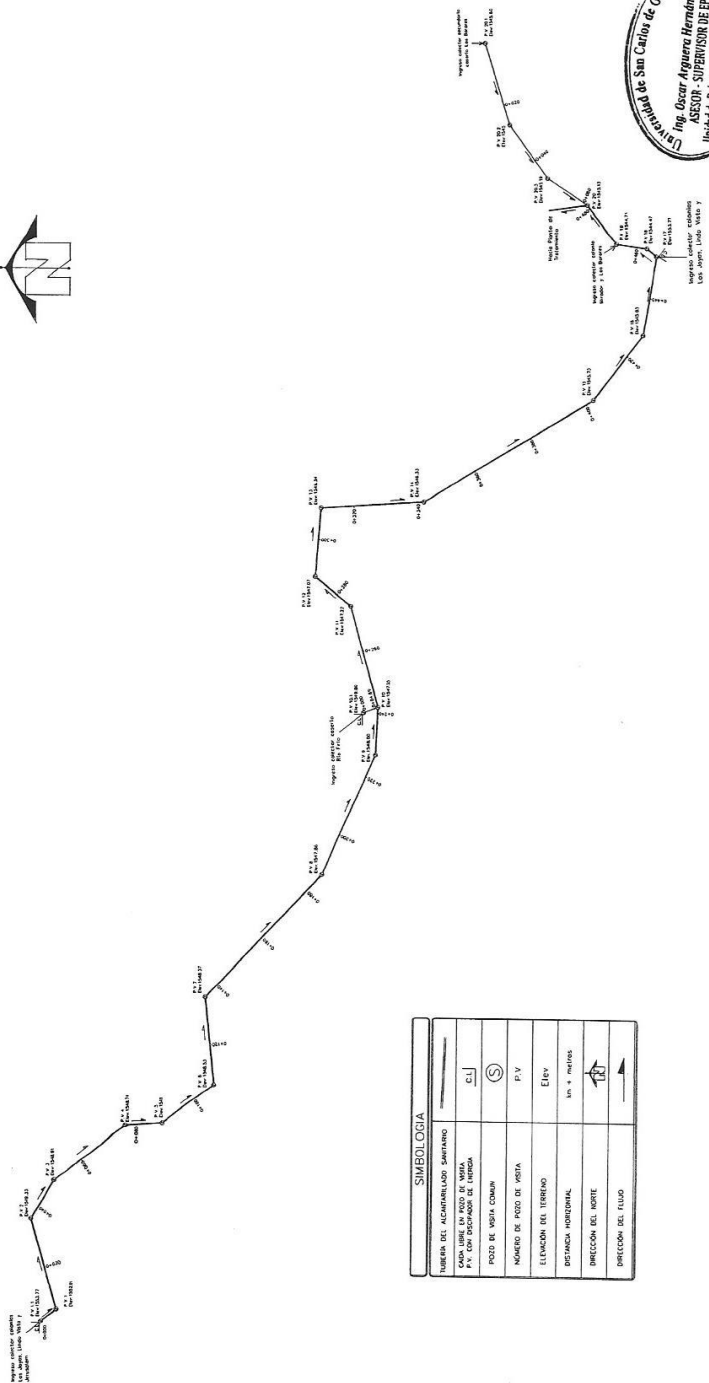
FECHA: Octubre 2015

HOJA 6

Universidad de Guatemala  
Ing. Oscar Arguero Hernández  
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería

PLANTA DE ESTRIBO  
ESCALA 1:50

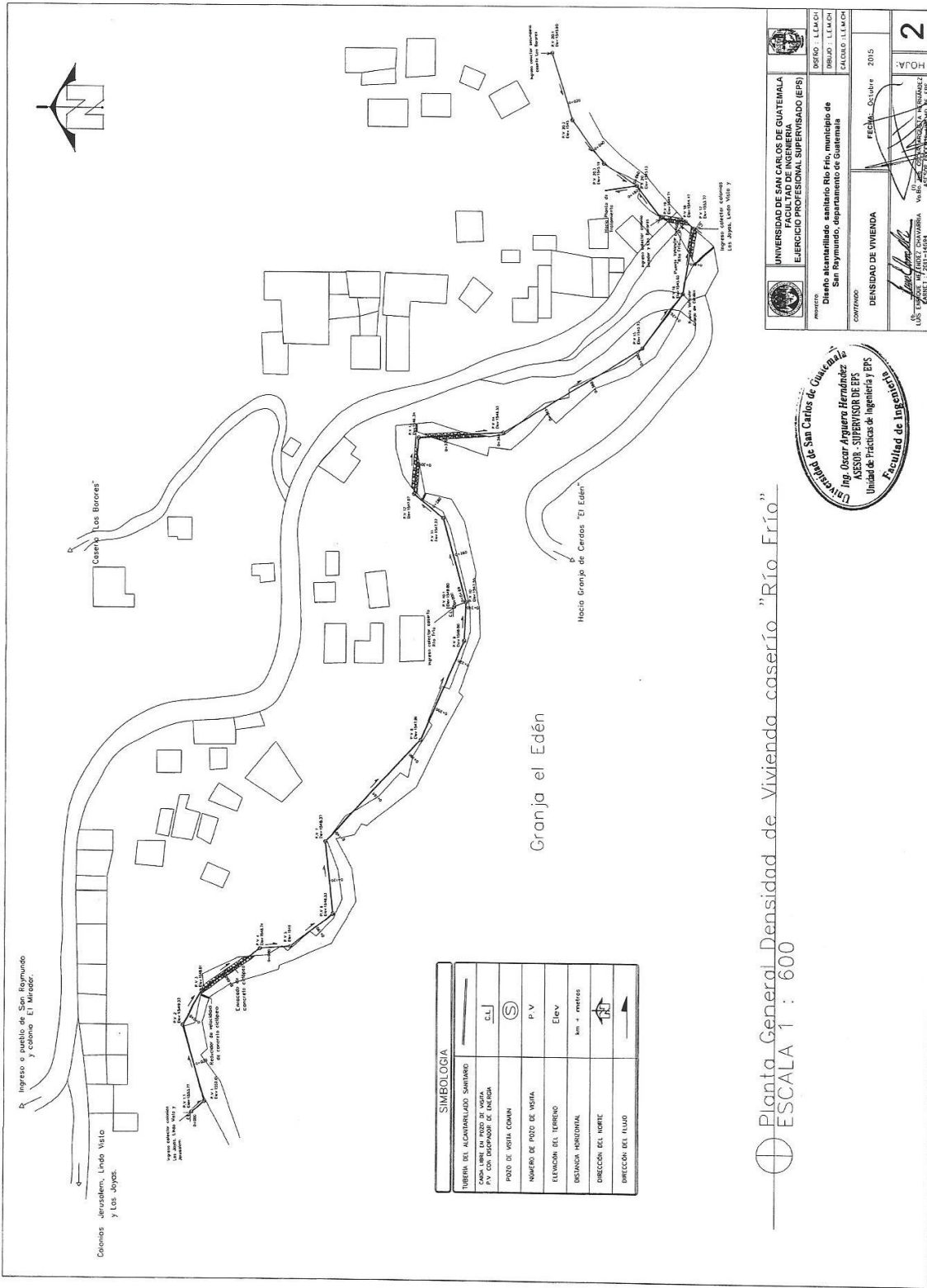
DETALLE DE ARMADO DE ESTRIBO  
ESCALA 1:50



SIMBOLÓGICA	
INVERSA DEL ALICANTARILLADO SANITARIO	—
INVERSA DEL ALICANTARILLADO DE AGUAS PLUVIALES	—
P.V. CON DISCADOR DE INTENSIDAD	⊓
POZO DE VISITA COMUN	⊙
MOVIMIENTO DE POZO DE VISITA	P.V.
ELEVACION DEL TERRENO	Elev
DESCUARGA HORIZONTAL	—
DIRECCION DEL NORTE	↑
DIRECCION DEL FLUJO	→

PLANTA GENERAL ALCANTARILLADO "RÍO FRÍO"  
 ESCALA 1 : 600

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO (EPS)	DISEÑO : L.L. LACAY DIBUJO : L.L. LACAY CALCULO : L.L. LACAY
	PROYECTO: Diseño alcantarillado sanitario Río Frio, municipio de San Raymundo, departamento de Guatemala	FECHA: Octubre 2015
CONVENIO: PLANTA GENERAL		HOJA: 1
AUTORIZADO POR: M. T. TORRES ALFARO, COORDINADOR NACIONAL DEL EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO (EPS)		ASISTENTE TECNICO: L.L. LACAY



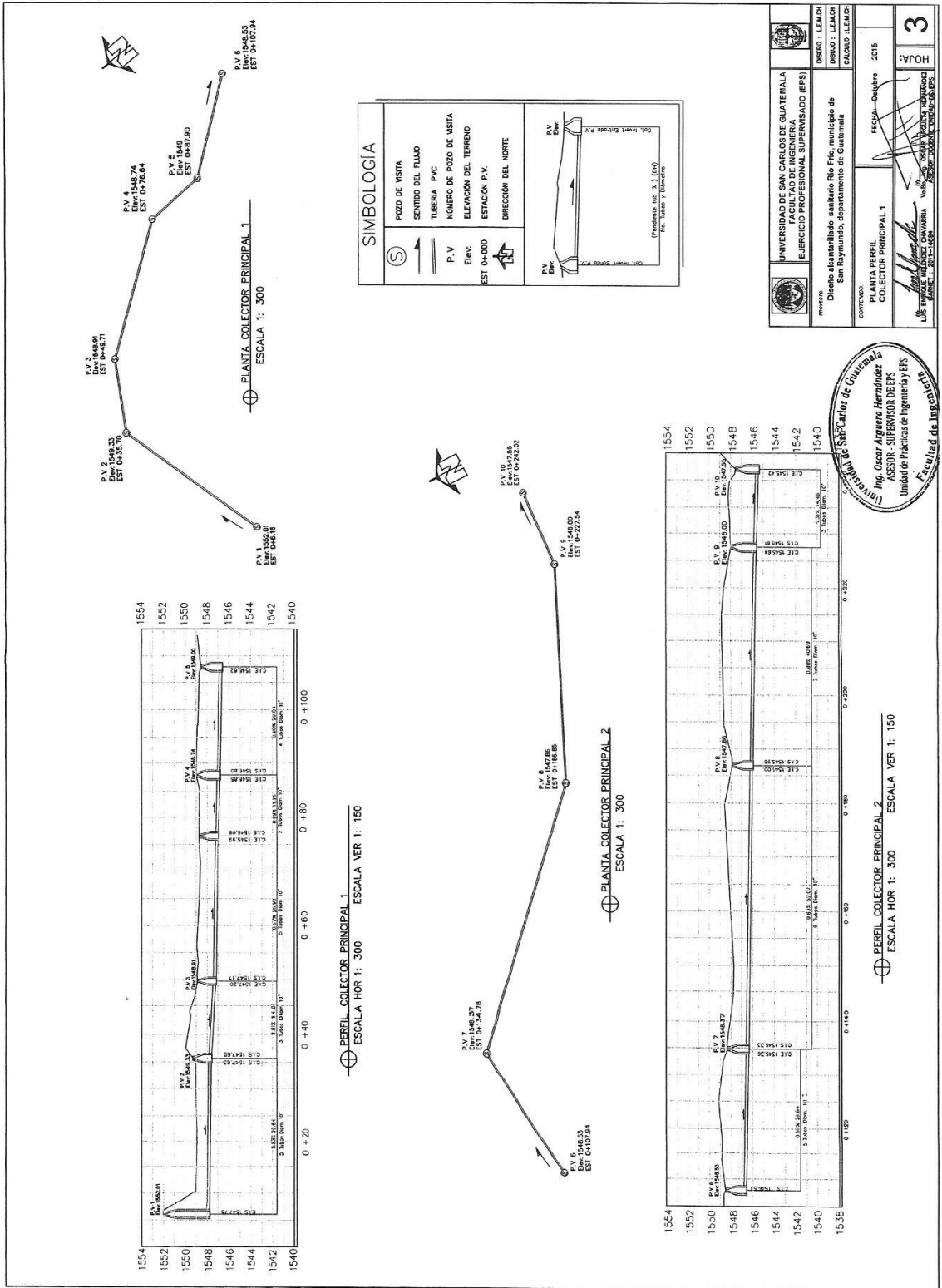
SIMBOLOGIA	
TUBERIA DE ALCANALIZADO SANITARIO	—
CAÑO LIBRE EN POZO DE VISTA	DL
POZO DE VISTA COMUN	Ⓢ
NUMERO DE POZO DE VISTA	P-V
ELEVACION DEL TERRENO	Elev
DISTANCIA HORIZONTAL	km + metros
DIRECCION DEL NORTE	↑
DIRECCION DEL TITULO	→

Planta General Densidad de Vivienda caserío "Río Frío"  
 ESCALA 1 : 600



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO (EPS)	DISEÑO : L.L.M.C.H. DIBUJO : L.L.M.C.H. CALCULO : L.L.M.C.H.
	PROYECTO: Diseño alcantarillado sanitario Río Frío, municipio de San Raymundo, departamento de Guatemala	FECHA: Octubre 2015
CONTRATO: DENSIDAD DE VIVIENDA	:VFOH <b>2</b>	



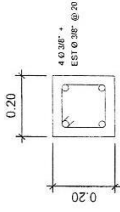
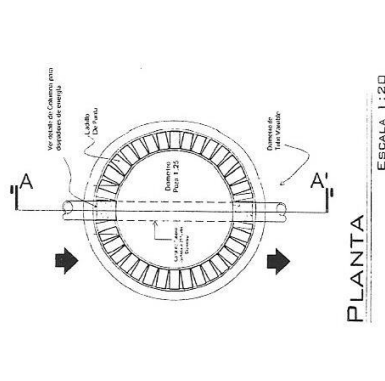




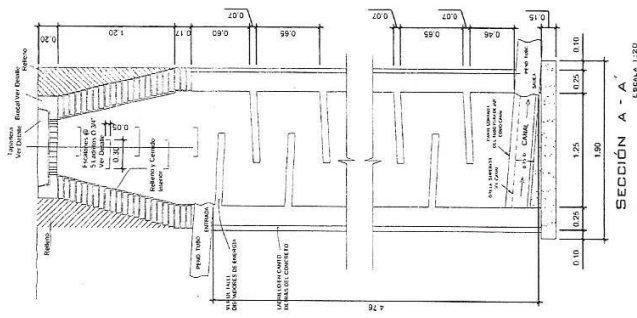




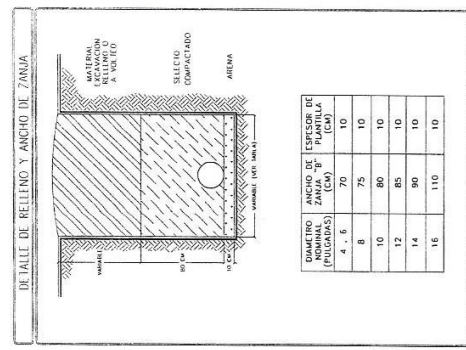
DETALLE: POZO DE VISITA CON DISIPADOR DE ENERGÍA PARA P.V: 1.1, 10.1 Y 17



COLUMNA PARA DISIPADOR  
ESCALA 1:10



ELEVACIÓN  
DETALLE DE DISIPADOR DE ENERGÍA  
ESCALA 1:10



DETALLE DE RELLENO Y ANCHO DE ZANJA

ESPECIFICACIONES TECNICAS:

- Proporción del Concreto: 1:1:2.3
- Materiales: Cemento portland, Arena de Río y Piedra 3/4"
- Proporción del Ropallo y Pegado de Ladrillo: 1:3
- Materiales: Cemento portland, Arena de Río
- Proporción de Cemento: 1:2
- Materiales: Cal hidratada y Arena Blanca Diámetro 1/16"



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO (EPS)

PROFESOR: OSO, L. M. O. H.  
BRUJO: L. I. M. H.  
ZACARDO: L. I. M. O. H.

PROYECTO: Diseño alcantarillado sanitario Río Frio, municipio de San Raymundo, departamento de Guatemala

CONTRATO: DETALLE DE DISIPADOR DE ENERGIA Y ANCHO DE ZANJA

FECHA: 2015

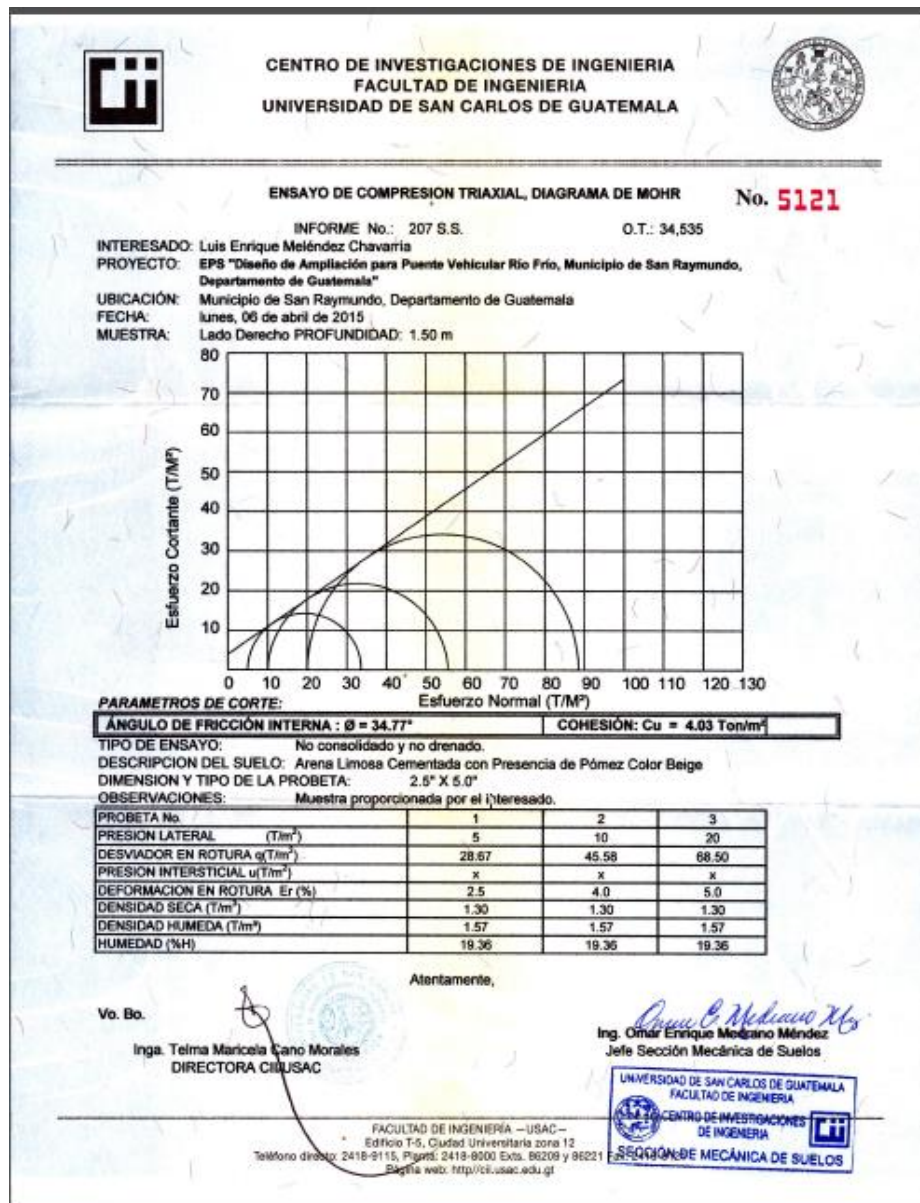
ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ  
INGENIERO SUPERVISOR DE EPS  
UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA Y EPS  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

7

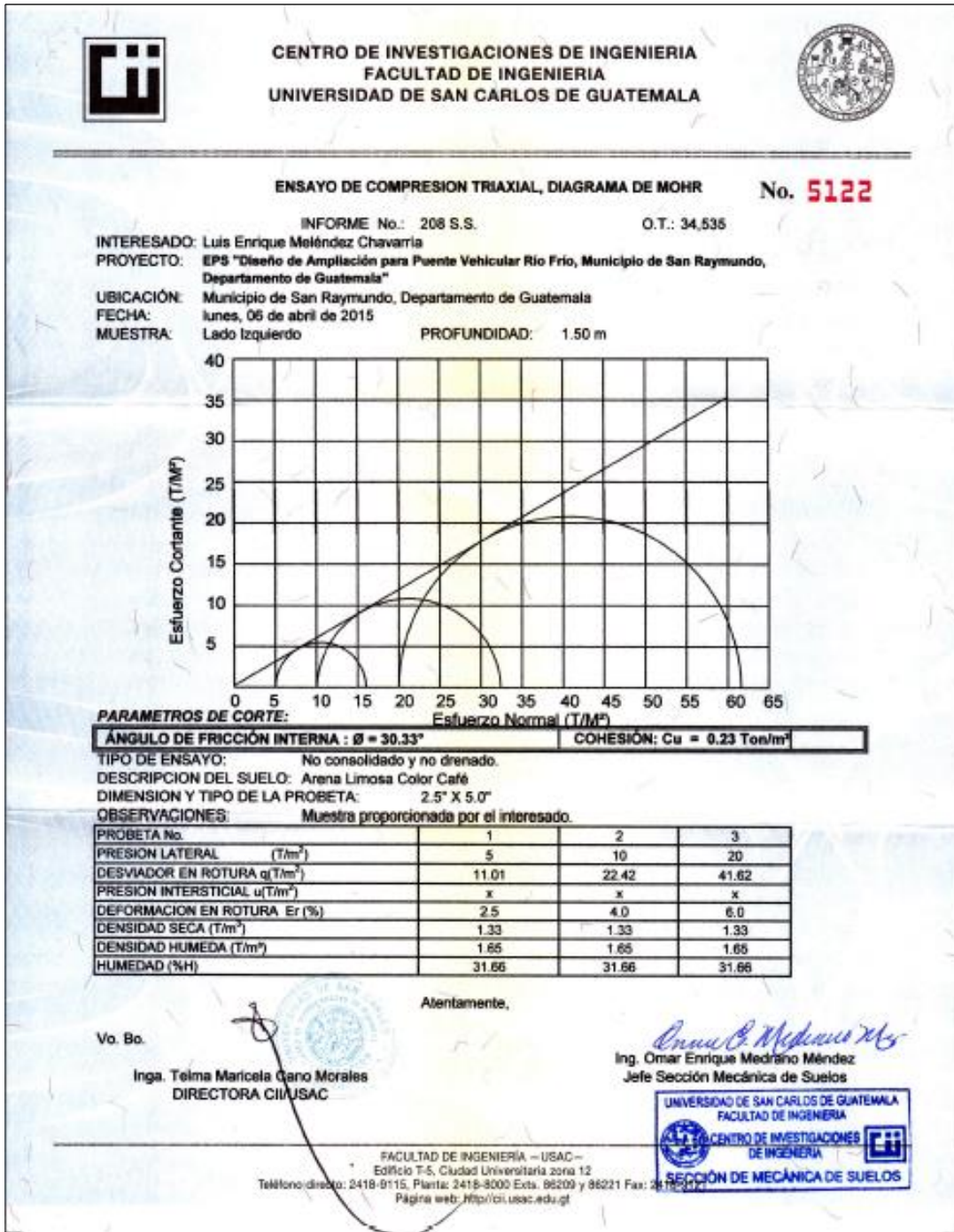


# ANEXOS

## Anexo 1. Resultados de ensayos de compresión triaxial



Continuación del anexo 1.



Fuente: Centro de Investigaciones, Facultad de Ingeniería.



Anexo 2. Factores de capacidad de carga

▼ TABLA D.6 Factores de capacidad de carga ( $N_c^*$ ) y ( $N_c^*$ ) basados en la teoría de expansión de cavidades

$\phi$	$f_c$															
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500						
0	6.97	7.90	8.82	9.36	9.75	10.04	10.97	11.51	11.89	12.19						
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00						
2	7.34	8.37	9.42	10.04	10.49	10.83	11.92	12.57	13.03	13.39						
3	1.13	1.15	1.16	1.18	1.18	1.19	1.21	1.22	1.23	1.23						
4	7.72	8.87	10.06	10.77	11.28	11.69	12.96	13.73	14.28	14.71						
5	1.27	1.31	1.35	1.38	1.39	1.41	1.45	1.48	1.50	1.51						
6	8.12	9.40	10.74	11.55	12.14	12.61	14.10	15.00	15.66	16.18						
7	1.43	1.49	1.56	1.61	1.64	1.66	1.74	1.79	1.82	1.85						
8	8.54	9.96	11.47	12.40	13.07	13.61	15.34	16.40	17.18	17.80						
9	1.60	1.70	1.80	1.87	1.91	1.95	2.07	2.15	2.20	2.24						
10	8.99	10.56	12.25	13.30	14.07	14.69	16.69	17.94	18.86	19.59						
11	1.79	1.92	2.07	2.16	2.23	2.28	2.46	2.57	2.65	2.71						
12	9.45	11.19	13.08	14.26	15.14	15.85	18.17	19.62	20.70	21.56						
13	1.99	2.18	2.37	2.50	2.59	2.67	2.91	3.06	3.18	3.27						
14	9.94	11.85	13.96	15.30	16.30	17.10	19.77	21.46	22.71	23.73						
15	2.22	2.46	2.71	2.88	3.00	3.10	3.43	3.63	3.79	3.91						
16	10.45	12.55	14.90	16.41	17.54	18.45	21.51	23.46	24.93	26.11						
17	2.47	2.76	3.09	3.31	3.46	3.59	4.02	4.30	4.50	4.67						
18	10.99	13.29	15.91	17.59	18.87	19.90	23.39	25.64	27.35	28.73						
19	2.74	3.11	3.52	3.79	3.99	4.15	4.70	5.06	5.33	5.55						
20	11.55	14.08	16.97	18.86	20.29	21.46	25.43	28.02	29.99	31.59						
21	3.04	3.48	3.99	4.32	4.58	4.78	5.48	5.94	6.29	6.57						
22	12.14	14.90	18.10	20.20	21.81	23.13	27.64	30.61	32.87	34.73						
23	3.36	3.90	4.52	4.93	5.24	5.50	6.37	6.95	7.39	7.75						
24	12.76	15.77	19.30	21.64	23.44	24.92	30.03	33.41	36.02	38.16						
25	3.71	4.35	5.10	5.60	5.98	6.30	7.38	8.10	8.66	9.11						
26	13.41	16.69	20.57	23.17	25.18	26.84	32.60	36.46	38.44	41.89						
27	4.09	4.85	5.75	6.35	6.81	7.20	8.53	9.42	10.10	10.67						
28	14.08	17.65	21.92	24.80	27.04	28.89	35.38	39.75	43.15	45.96						
29	4.51	5.40	6.47	7.18	7.74	8.20	9.82	10.91	11.76	12.46						
30	14.79	18.66	23.35	26.53	29.02	31.08	38.37	43.32	47.18	50.39						
31	4.96	6.00	7.26	8.11	8.78	9.33	11.28	12.61	13.64	14.50						
32	15.53	19.73	24.86	28.37	31.13	33.43	41.58	47.17	51.55	55.20						
33	5.45	6.66	8.13	9.14	9.93	10.58	12.92	14.53	15.78	16.83						

Continuación del anexo 2.

φ	$f_r$									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
17	16.30	20.85	26.46	30.33	33.37	35.92	45.04	51.32	56.27	60.42
18	5.98	7.37	9.09	10.27	11.20	11.98	14.77	16.99	18.20	19.47
19	17.11	22.03	28.15	32.40	35.76	38.59	48.74	55.80	61.38	66.07
20	6.56	8.16	10.15	11.53	12.62	13.54	16.84	19.13	20.94	22.47
21	17.95	23.26	29.93	34.59	38.30	41.42	52.71	60.61	66.89	72.18
22	7.18	9.01	11.31	12.91	14.19	15.26	19.15	21.87	24.03	25.85
23	18.83	24.56	31.81	36.92	40.99	44.43	56.97	65.79	72.82	78.78
24	7.85	9.94	12.58	14.44	15.92	17.17	21.73	24.94	27.51	29.67
25	19.75	25.92	33.80	39.38	43.85	47.64	61.51	71.34	79.22	85.90
26	8.58	10.95	13.97	16.12	17.83	19.29	24.61	28.39	31.41	33.97
27	20.71	27.35	35.89	41.98	46.88	51.04	66.37	77.30	86.09	93.57
28	9.37	12.05	15.50	17.96	19.94	21.62	27.82	32.23	35.78	38.81
29	21.71	28.84	38.09	44.73	50.06	54.66	71.56	83.68	93.47	101.83
30	10.21	13.24	17.17	19.99	22.26	24.20	31.37	36.52	40.68	44.22
31	22.75	30.41	40.41	47.63	53.48	58.49	77.09	90.51	101.39	110.70
32	11.13	14.54	18.99	22.21	24.81	27.04	35.32	41.30	46.14	50.29
33	23.84	32.05	42.85	50.69	57.07	62.54	82.98	97.81	109.88	120.23
34	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06
35	24.98	33.77	45.42	53.93	60.87	66.84	89.25	105.61	118.96	130.44
36	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
37	26.16	35.57	48.13	57.34	64.88	71.39	95.02	113.92	128.67	141.39
38	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
39	27.40	37.45	50.96	60.93	69.12	76.20	103.01	122.79	139.04	153.10
40	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
41	28.69	39.42	53.95	64.71	73.58	81.28	110.54	132.23	150.11	165.61
42	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
43	30.03	41.49	57.08	68.69	78.30	86.64	118.53	142.27	161.91	178.98
44	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
45	31.43	43.64	60.37	72.88	83.27	92.31	126.99	152.95	174.49	193.23
46	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
47	32.89	45.90	63.82	77.29	88.50	98.28	135.96	164.29	187.87	208.43
48	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
49	34.41	48.26	67.44	81.92	94.01	104.58	145.46	176.33	202.09	224.62
50	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87

Continuación del anexo 2.

$\phi$	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
34	35.99	50.72	71.24	86.80	99.82	111.22	155.51	189.11	217.21	241.84
	25.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
35	37.65	53.30	75.22	91.91	105.92	118.22	166.14	202.64	233.27	260.15
	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	39.37	55.99	79.39	97.29	112.34	125.59	177.38	216.98	250.30	279.60
	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	41.17	58.81	83.77	102.94	119.10	133.34	189.25	232.17	268.36	300.26
	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
38	43.04	61.75	88.36	108.96	126.20	141.50	201.78	248.23	287.50	322.17
	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	44.99	64.83	93.17	115.09	133.66	150.09	215.01	265.23	307.78	345.41
	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	47.03	68.04	98.21	121.62	141.51	159.13	228.97	283.19	329.24	370.04
	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	49.16	71.41	103.49	128.48	149.75	168.63	243.69	302.17	351.95	396.12
	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	51.38	74.92	109.02	135.68	158.41	178.62	259.22	322.22	375.97	423.74
	47.27	68.46	90.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
43	53.70	78.60	114.82	143.23	167.51	189.13	275.59	343.40	401.36	452.96
	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
44	56.13	82.45	120.91	151.16	177.07	200.17	292.85	365.75	428.21	483.88
	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
45	58.66	86.48	127.28	159.48	187.12	211.79	311.04	389.35	456.57	516.58
	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58
46	61.30	90.70	133.97	168.22	197.67	224.00	330.20	414.26	486.54	551.16
	64.48	94.92	139.73	175.20	205.70	232.96	342.94	429.98	504.82	571.74
47	64.07	95.12	140.99	177.40	208.77	236.85	350.41	440.54	518.20	587.72
	69.71	103.00	152.19	191.24	224.88	254.99	376.77	473.42	556.70	631.25
48	66.97	99.75	148.35	187.04	220.43	250.36	371.70	468.28	551.64	626.36
	75.38	111.78	165.76	208.73	245.81	279.06	413.82	521.08	613.65	696.64
49	70.01	104.60	156.09	197.17	232.70	264.58	394.15	497.56	586.96	667.21
	81.54	121.33	180.56	227.82	268.69	305.37	454.42	573.38	676.22	768.53
50	73.19	109.70	164.21	207.83	245.60	279.55	417.82	528.46	624.28	710.39
	88.23	131.73	196.70	248.68	293.70	334.15	498.94	630.80	744.99	847.61

De: "Design of Pile Foundations", por A. S. Vesic., en NCHRP Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, 1977. Reimpreso con autorización.  
 Nota: Número superior:  $N_u^*$ ; número inferior:  $N_u^*$ .

Fuente: BRAJAN M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 189.

Anexo 3. **Precios unitarios proyecto Puente vehicular, del caserío Río Frío**

Renglón núm.	1.1	Cantidad	448,93	Unidad	m <sup>2</sup>
Nombre del renglón : limpieza y destronque					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q -</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Machetes	unidad	0,009		Q35,00	Q0,32
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q0,32</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Chapeo (incluye limpieza)	m <sup>2</sup>	1		Q1,50	Q1,50
Destronque, corte y retiro de arboles	unidad	0,02		Q75,00	Q1,50
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q3,00</b>
		Ayudante (39,36 %)			Q1,18
		Prestaciones (85,7 %)			Q2,57
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q6,75</b>
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>Q7,07</b>
<b>COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)</b>					<b>Q2,26</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q9,33</b>

Continuación del anexo 3.

Renglón núm.	1.3	Cantidad	359,72	Unidad	m <sup>2</sup>
Nombre del renglón : trazo y estacado					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Estacas	unidad	0,09	1,05	Q2,00	Q0,19
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 0,19</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q0,00</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Trazo y estacado	m2	1		Q2,50	Q2,50
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q2,50</b>
		Ayudante (39,36 %)			Q0,98
		Prestaciones (85,7 %)			Q2,14
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q5,63</b>
COSTO DIRECTO					Q5,82
COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)					Q1,86
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q7,68</b>

Continuación del anexo 3.

Renglón núm.	2.5	Cantidad	182,48	Unidad	m3
Nombre del renglón : excavación estructural					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
<b>TOTAL MATERIALES</b>					
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Retroexcavadora con maquinista	hora	0,1428	1,05	Q450,00	Q67,47
Flete (Extracción de tierra no óptima para su uso de relleno)	flete	0,09		Q1 000,00	Q90,00
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q157,47</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q0,00</b>
		Ayudante (39,36 %)			Q0,00
		Prestaciones (85,7 %)			Q0,00
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q0,00</b>
COSTO DIRECTO					Q157,47
COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)					Q50,39
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q207,86</b>

Continuación del anexo 3.

Renglón núm.	2.6	Cantidad	29,44	Unidad	m2
Nombre del renglón : zapata de concreto reforzado					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Varilla No. 8 G 60 (L= 6 m)	varilla	1,79	1,05	Q140,00	Q263,13
Varilla No. 6 G 60 (L = 6m)	varilla	2,14	1,05	Q84,00	Q188,75
Concreto premezclado MIXTO LISTO de agregado 3/4" (3000 PSI)	m3	0,7	1,05	Q1 267,90	Q931,91
Alambre de amarre	libra	3	1,10	Q5,00	Q16,50
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q.1 400,28</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Vibrador	hora	0,10		Q15,00	Q1,50
Herramientas (5% de los materiales)	global	1		Q70,01	Q70,01
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q71,51</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Armado de parrilla No. 8 con No. 6	m2	2		Q22,50	Q45,00
Fabricación y colocación de tacos	unidad	18	1,10	Q1,00	Q19,80
Grupo de colocación del concreto	m3	0,7		Q70,00	Q49,00
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q113,80</b>
				Ayudante (39,36 %)	Q44,79
				Prestaciones (85,7 %)	Q97,53
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q256,12</b>
COSTO DIRECTO					Q1 727,92
COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)					Q552,93
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q2 280,85</b>

Continuación del anexo 3.

Renglón núm.	2.7	Cantidad	9,2	Unidad	MI
Nombre del renglón : cortina central de estribo					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Varillas No. 6 G 60 (L = 6 m)	Varilla	6,79	1,05	Q84,00	Q598,88
Varillas No. 10 G 60 ( L = 6 m)	Varila	22	1,05	Q350,00	Q8 085,00
Alambre de amarre	Libra	3,5	1,10	Q5,00	Q19,25
Clavo ( 3 pulgadas)	Libra	3,5	1,1	Q6,00	Q23,10
Tabla	pie-tab	62,72	1,10	Q4,50	Q310,46
Parales	pie – tab	62,72	1,10	Q4,50	Q310,46
Piedrín triturado	m3	1,2	1,05	Q245,00	Q308,70
Cemento UGC (4000 PSI)	Saco	26,46	1,05	Q77,00	Q2 139,29
Arena de río	m3	1,2	1,05	Q110,00	Q138,60
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 11 933,75</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Vibrador	hora	0,52	1,1	Q15,00	Q8,58
Herramientas (5% de los materiales)	global	1		Q596,69	Q596,69
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q605,27</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Fundición de cortina incluye colocación de formaleta (420cm x 50 cm)	ml	1		Q430,00	Q430,00
Armado de viga de apoyo	m2	9,2		Q32,50	Q299,00
Desencofrado de viga de apoyo	ml	1		Q26,25	Q26,25



Continuación del anexo 3.

<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q755,25</b>
Ayudante (39,36 %)					Q297,27
Prestaciones (85,7 %)					Q647,25
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q1 699,77</b>
COSTO DIRECTO					Q14 238,78
COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)					Q4 556,41
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q18 795,19</b>
Renglón No.	2.8	Cantidad	9,2	Unidad	ml
Nombre del Renglón : Viga de apoyo de concreto reforzado					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Varillas No. 5 G 60 (L = 6 m)	Varilla	4,44	1,05	Q94,00	Q438,23
Varillas No.4 G 60 ( L = 6 m)	Varilla	1,8	1,05	Q62,00	Q117,18
Alambre de amarre	libra	2	1,1	Q5,00	Q11,00
Clavo (3 pulgadas)	libra	0,5	1,05	Q6,00	Q3,15
Cemento UGC (4000 PSI)	saco	4,1	1,05	Q77,00	Q331,49
Arena de río	m3	0,18	1,05	Q110,00	Q20,79
Piedrín ¾	m3	0,18	1,05	Q236,60	Q44,72
Tabla	pie - tab	17,66	1,1	Q4,50	Q87,42
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q1 053,97</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Herramientas (5% de los materiales)	global	1		Q52,70	Q52,70
<b>TOTAL Maquinaria y Equipo</b>					<b>Q52,70</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Fundición de viga incluye colocación de formaleta (40cm x 80 cm)	ml	1		Q65,00	Q65,00
Armado de viga de apoyo	ml	1		Q30,00	Q30,00
Desencofrado de viga de apoyo	ml	1		Q4,00	Q4,00

Continuación del anexo 3.

<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q99,00</b>
Ayudante (39,36 %)					Q38,97
Prestaciones (85,7 %)					Q84,84
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q222,81</b>
COSTO DIRECTO					Q1 329,48
COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)					Q425,43
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q1 754,91</b>
Renglón No.	2.9	Cantidad	9,2	Unidad	ml
Nombre del renglón : Cortina de concreto reforzado					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Varillas No. 4 G 60 (L = 6 m)	Varilla	3,57	1,05	Q62,00	Q232,41
Varillas No.3 G 60 ( L = 6 m)	Varilla	8,13	1,05	Q21,50	Q183,53
Alambre de amarre	libra	3,5	1,1	Q5,00	Q19,25
Clavo	libra	3	1,05	Q6,00	Q18,90
Cemento	saco	5,86	1,05	Q77,00	Q473,78
Arena de río	m3	0,25	1,05	Q110,00	Q28,88
Piedrín triturado	m3	0,26	1,05	Q245,00	Q66,89
Tabla	pie - tab	23,66	1,1	Q4,50	Q117,12
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q1 140,75</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Herramientas (5% de los materiales)	global	1		Q57,04	Q57,04
<b>TOTAL Maquinaria y Equipo</b>					<b>Q57,04</b>

Continuación del anexo 3.

Renglón No.	2.9	Cantidad	9,2	Unidad	ml
Nombre del renglón : Cortina de concreto reforzado					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Varillas No. 4 G 60 (L = 6 m)	Varilla	3,57	1,05	Q62,00	Q232,41
Varillas No.3 G 60 ( L = 6 m)	Varilla	8,13	1,05	Q21,50	Q183,53
Alambre de amarre	libra	3,5	1,10	Q5,00	Q19,25
Clavo	libra	3	1,05	Q6,00	Q18,90
Cemento	saco	5,86	1,05	Q77,00	Q473,78
Arena de río	m3	0,25	1,05	Q110,00	Q28,88
Piedrín triturado	m3	0,26	1,05	Q245,00	Q66,89
Tabla	pie - tab	23,66	1,10	Q4,50	Q117,12
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q1 140,75</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Herramientas (5% de los materiales)	global	1		Q57,04	Q57,04
<b>TOTAL Maquinaria y Equipo</b>					<b>Q57,04</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Fundición de cortina incluye colocación de formaleta (155cm x 30 cm)	ml	1		Q94,45	Q94,45
Armado de cortina	ml	1		Q65,00	Q65,00
Desencofrado de cortina	ml	1		Q4,00	Q4,00

Continuación anexo 3.

<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q163,45</b>
Ayudante (39,36 %)					Q64,33
Prestaciones (85,7 %)					Q140,08
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q367,86</b>
COSTO DIRECTO					Q1 565,65
COSTO INDIRECTO (32% de los costos directos)					Q501,01
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q2 066,66</b>
Renglón No.	3.1	Cantidad	23	Unidad	ml
Nombre del Renglón : Viga exterior de concreto reforzado					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Concreto premezclado MIXTO LISTO de agregado 3/4" (5000 PSI)	m3	1,05	1,05	Q1 492,81	Q1 645,82
Hierro No. 10 G 60 (L = 9 mts)	varilla	1,19	1,05	Q350,00	Q437,33
Hierro No 7 G 60 (L = 9 mts)	varilla	0,79	1,05	Q171,00	Q141,84
Hierro No. 9 G 60 ( L = 9 mts)	varilla	0,21	1,05	Q280,00	Q61,74
Hierro No. 12 G 60 ( L = 9 mts)	varilla	1,65	1,05	Q522,00	Q904,37
Hierro No. 4 G 60 ( L = 9 mts)	varilla	4,3	1,05	Q62,00	Q279,93
Alambre de amarre	libra	3	1,10	Q5,00	Q16,50
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 3,487.53</b>
<b>Maquinaria y Equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Vibrador	hora	0,1		Q15,00	Q1,50
Alquiler de soportes, entarimado y formaleta para sostener la viga	día	0,45		Q1 750,00	Q787,50
Herramientas (5% de los materiales)	global	1		Q174,38	Q174,38
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q963,38</b>

Continuación del anexo 3.

<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Grupo de colocación del concreto	m3	1,04		Q70,00	Q72,80
Armado de viga principal exterior (1.50 m x 0.80m)	ml	1		Q167,00	Q167,00
Colocación de formaleta para la fundición	ml	1		Q55,00	Q55,00
desencofrado y desarme de tarimas y soportes	ml	1		Q65,00	Q65,00
Armado de soportes y entarimado para la viga	ml	1		Q180,00	Q180,00
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q539,80</b>
Ayudante (39,36 %)					Q212,47
Prestaciones (85,7 %)					Q462,61
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q1 214 87</b>
COSTO DIRECTO					Q5 665,78
COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)					Q1 813,05
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q7 478,83</b>
Renglón No.	3.2	Cantidad	23	Unidad	MI
Nombre del Renglón : viga interior de concreto reforzado					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Concreto premezclado MIXTO LISTO de agregado 3/4" (5000 PSI)	m3	1,05	1,05	Q1 492,81	Q1 645,82
Hierro No. 10 G 60 (L = 9 mts)	varilla	1,06	1,05	Q350,00	Q389 55
Hierro No 7 G 60 (L = 9 mts)	varilla	0,79	1,05	Q171,00	Q141,84
Hierro No. 9 G 60 ( L = 9 mts)	varilla	0,26	1,05	Q280,00	Q76,44

Continuación del anexo 3.

Hierro No. 12 G 60 ( L = 9 mts)	varilla	1,06	1,05	Q522,00	Q580,99	
Hierro No. 4 G 60 ( L = 9 mts)	varilla	4,3	1,05	Q62,00	Q279,93	
Alambre de amarre	libra	3	1,10	Q5,00	Q16,50	
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 3 131,07</b>	
<b>Maquinaria y equipo</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
Vibrador	hora	0,1		Q15,00	Q1,50	
Alquiler de soportes, entarimado y formaleta para sostener la viga	día	0,45		Q1 750,00	Q787,50	
Herramientas (5% de los materiales)	global	1		Q156,55	Q156,55	
<b>TOTAL Maquinaria y Equipo</b>					<b>Q945,55</b>	
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
Grupo de colocación del concreto	m3	1.04		Q70,00	Q72,80	
Armado de viga principal exterior (1.50 m x 0.80m)	ml	1		Q167,00	Q167,00	
Colocación de formaleta para la fundición	ml	1		Q55,00	Q55,00	
desencofrado y desarme de tarimas y soportes	ml	1		Q65,00	Q65,00	
Armado de soportes y entarimado para la viga	ml	1		Q180,00	Q180,00	
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q539,80</b>	
					Ayudante (39,36 %)	Q212,47
					Prestaciones (85,7 %)	Q462,61
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q1 214,87</b>	
COSTO DIRECTO					Q5 291,50	
COSTO INDIRECTO					Q2 116,60	
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q7 408,10</b>	

Continuación del anexo 3.

Renglón núm.	3.3	Cantidad	3,6	Unidad	MI
Nombre del Renglón : Diafragmas exteriores de concreto reforzado					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Cemento UGC ( 4000 PSI)	saco	2,8	1,05	Q77,00	Q226,38
Arena de Río	m3	0,15	1,05	Q110,00	Q17,33
Piedrín 3/4"	m3	0,15	1,05	Q236,60	Q37,26
Hierro No. 5 G 60 ( L = 6 mts)	varilla	1,78	1,05	Q60,00	Q112,14
Hierro No. 4 G 60 (L = 6 mts)	varilla	0,72	1,05	Q37,00	Q27,97
Hierro No. 3 G 60 ( L = 6 mts)	varilla	2,5	1,05	Q21,50	Q56,44
Alambre de amarre	libra	2,1	1,10	Q5,00	Q11,55
Tabla	pie - Tab	22,35	1,10	Q4,50	Q110,63
Parales	pie - Tab	22,35	1,10	Q4,50	Q110,63
Clavos ( 3 pulgadas)	libra	2	1,05	Q6,00	Q12,60
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 479,23</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Herramientas (5% de los materiales)	global	1		Q23,96	Q23,96
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q23,96</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Fundición de diafragma incluye colocación de formaleta ( 75 cm x 40 cm)	MI	1		Q62,50	Q62,50
Armado de diafragmas ( 75 cm x 40 cm)	ml	1		Q55,00	Q55,00
Desencófrado	ml	1		Q4,00	Q4,00

Continuación del anexo 3.

<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q121,50</b>
Ayudante (39,36 %)					Q47,82
Prestaciones (85,7 %)					Q104,13
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q273,45</b>
COSTO DIRECTO					Q776,64
COSTO INDIRECTO					Q310,66
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q1 087,29</b>
Renglón núm.	34	Cantidad	1,8	Unidad	MI
Nombre del renglón : diafragma interior de concreto reforzado					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantida d</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Cemento UGC ( 4000 PSI)	saco	8,7	1,05	Q77,00	Q703,40
Arena de Río	m3	0,38	1,05	Q110,00	Q43,89
Piedrín 3/4"	m3	0,4	1,05	Q236,60	Q99,37
Hierro núm. 8 G 60 ( L = 6 mts)	varilla	1,43	1,05	Q140,00	Q210,21
Hierro núm. 7 G 60 (L = 6 mts)	varilla	0,4	1,05	Q114,00	Q47,88
Hierro núm. 6 G 60 ( L = 6 mts)	varilla	0,4	1,05	Q84,00	Q35,28
Hierro núm. 3 G 60 ( L = 6 mts)	varilla	3,05	1,05	Q21,50	Q68,85
Alambre de amarre	libra	2,5	1,10	Q5,00	Q13,75
Tabla	pie – Tab	27,05	1,10	Q4,50	Q133,90
Parales	pie - Tab	27,05	1,10	Q4,50	Q133,90
Clavos ( 3 pulgadas)	libra	2,5	1,05	Q6,00	Q15,75
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 758,89</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantida d</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Herramientas (5% de los materiales)	Global	1		Q37,94	Q37,94



Continuación del anexo 3.

TOTAL Maquinaria y equipo					Q37,94
MANO DE OBRA CALIFICADA					
Descripción	Unidad	Cantida d	Fact. Desp.	Precio Uni.	TOTAL
Fundición de diafragma incluye colocación de formaleta ( 1.05 cm x 60 cm)	MI	1		Q105,00	Q105,00
Armado de diafragmas ( 75 cm x 40 cm)	MI	1		Q75,00	Q75,00
Desencofrado	MI	1		Q4,00	Q4,00
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q184,00</b>
		Ayudante (39,36 %)			Q72,42
		Prestaciones (85,7 %)			Q157,69
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q414,11</b>
COSTO DIRECTO					Q1 210,95
COSTO INDIRECTO					Q484,38
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q1 695,32</b>
Renglón núm.	3.5	Cantidad	82,8	Unidad	m2
Nombre del Renglón : losa de rodadura de concreto reforzado					
<b>Materiales</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Fact. Desp.	Precio Uni.	TOTAL
Hierro No. 4 G 40 (L = 6m )	varilla	3,125	1,05	Q37,00	Q121,41
Alambre de amarre	libra	1,5	1,10	Q5,00	Q8,25
Clavos ( 3 pulgadas)	libra	4	1,05	Q6,00	Q25,20
Tabla	pie - tab	22,9	1,10	Q4,50	Q113,36
Parales	pie - tab	22,9	1,10	Q4,50	Q113,36
Concreto premezclado MIXTO LISTO, puesto en obra agregado 3/4" ( 4000 PSI)	m3	0.2	1,05	Q1 351,32	Q283,78
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 665,34</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					

Continuación del anexo 3.

TOTAL Maquinaria y equipo					Q37,94
MANO DE OBRA CALIFICADA					
Descripción	Unidad	Cantida d	Fact. Desp.	Precio Uni.	TOTAL
Fundición de diafragma incluye colocación de formaleta ( 1.05 cm x 60 cm)	MI	1		Q105,00	Q105,00
Armado de diafragmas ( 75 cm x 40 cm)	MI	1		Q75,00	Q75,00
Desencofrado	MI	1		Q4,00	Q4,00
SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA					Q184,00
		Ayudante (39,36 %)			Q72,42
		Prestaciones (85,7 %)			Q157,69
TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA					Q414,11
COSTO DIRECTO					Q1 210,95
COSTO INDIRECTO					Q484,38
PRECIO UNITARIO					Q1 695,32
Renglón núm.	3.5	Cantidad	82,8	Unidad	m2
Nombre del Renglón : losa de rodadura de concreto reforzado					
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Fact. Desp.	Precio Uni.	TOTAL
Hierro No. 4 G 40 (L = 6m )	varilla	3,125	1,05	Q37,00	Q121,41
Alambre de amarre	libra	1,5	1,10	Q5,00	Q8,25
Clavos ( 3 pulgadas)	libra	4	1,05	Q6,00	Q25,20
Tabla	pie - tab	22,9	1,10	Q4,50	Q113,36
Parales	pie - tab	22,9	1,10	Q4,50	Q113,36
Concreto premezclado MIXTO LISTO, puesto en obra agregado 3/4" ( 4000 PSI)	m3	0.2	1,05	Q1 351,32	Q283,78
TOTAL MATERIALES					Q 665,34
Maquinaria y equipo					

Continuación del anexo 3.

Descripción	Unidad	Cantidad	Fact. Desp.	Precio Uni.	TOTAL
Vibrador	Hora	0,1		Q15,00	Q1,50
Alquiler de tarima de acero para fundición de la losa	m2	1		Q40,00	Q40,00
Herramientas (5% de los materiales)	Global	1		Q33,27	Q33,27
<b>TOTAL Maquinaria y Equipo</b>					<b>Q74,77</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Fact. Desp.	Precio Uni.	TOTAL
Armado de parrilla No. 4 superior	m2	1		Q8,00	Q8,00
Armado de parrilla No. 4 inferior	m2	1		Q8,50	Q8,50
Desencofrado	m2	1		Q5,00	Q5,00
Fabricación y colocación de tacos	unidad	18	1,10	Q1,00	Q19,80
Armado de formaleta tarima y arrastres	m2	1		Q60,00	Q60,00
Grupo de colocación del concreto	m3	0.2		Q70,00	Q14,00
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q115,30</b>
		Ayudante (39,36 %)			Q45,38
		Prestaciones (85,7 %)			Q98,81
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q259,49</b>
COSTO DIRECTO					Q999,60
COSTO INDIRECTO					Q399,84
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q1 399,45</b>
Renglón núm.	3.6	Cantidad	23	Unidad	m2
Nombre del Renglón : Banqueta de concreto reforzado					
<b>Materiales</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Fact. Desp.	Precio Uni.	TOTAL
Hierro núm. 4 G 40 (L = 6m )	varilla	3,57	1,05	Q37,00	Q138,69
Alambre de amarre	libra	1,7	1,10	Q5,00	Q9,35

Continuación del anexo 3.

Clavos ( 3 pulgadas)	libra	4	1,05	Q6.00	Q25,20	
Tabla	pie - tab	22,9	1,10	Q4.50	Q113,36	
Parales	pie - tab	22,9	1,10	Q4.50	Q113,36	
Concreto premezclado MIXTO LISTO, puesto en obra agregado 3/4" ( 4000 PSI)	m3	0,25	1,05	Q1,351.32	Q354,72	
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 754,68</b>	
<b>Maquinaria y equipo</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
Vibrador	Hora	0,1		Q15,00	Q1,50	
Alquiler de tarima de acero para fundición de la losa	m2	1		Q40,00	Q40,00	
Herramientas (5% de los materiales)	Global	1		Q37,73	Q37,73	
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q79,23</b>	
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
Armado de parrilla núm. 4 superior	m2	1		Q8,00	Q8,00	
Armado de parrilla núm. 4 inferior	m2	1		Q8,50	Q8,50	
Armado y de bordillo	MI	1		Q3,00	Q3,00	
Desencofrado	m2	1		Q5,00	Q5,00	
Fabricación y colocación de tacos	unidad	18	1.10	Q1,00	Q19,80	
Armado de formaleta tarima y arrastres	m2	1		Q60,00	Q60,00	
Grupo de colocación del concreto	m3	0,25		Q70,00	Q17,50	
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q121,80</b>	
					Ayudante (39,36 %)	Q47,94
					Prestaciones (85,7 %)	Q104,38
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q274,12</b>	
COSTO DIRECTO					Q1 108,03	
COSTO INDIRECTO					Q443,21	
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q1 551,25</b>	

Continuación del anexo 3.

Renglón núm.	3.7	Cantidad	82,8	Unidad	m2	
Nombre del Renglón : Carpeta de rodadura (5000 PSI)						
<b>Materiales</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
Concreto premezclado con agregado 1/2" (5000 PSI)	m3	0,05	1,10	Q1 480,91	Q81,45	
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 81,45</b>	
<b>Maquinaria y equipo</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q0,00</b>	
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
Grupo de colocación del concreto	m3	0,05		Q70,00	Q3,50	
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q3,50</b>	
					Ayudante (39,36 %)	Q1,38
					Prestaciones (85,7 %)	Q3,00
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q7,88</b>	
COSTO DIRECTO					Q89,33	
COSTO INDIRECTO					Q35,73	
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q125,06</b>	

Continuación del anexo 3.

Renglón núm.	3.8	Cantidad	23	Unidad	MI
Nombre del renglón : baranda de protección					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Cemento UGC ( 4000 PSI)	Saco	0,237	1,05	Q77,00	Q19,16
Arena de Río	m3	0,02	1,05	Q110,00	Q2,31
Piedrín triturado	m3	0,02	1,05	Q245,00	Q5,15
Hierro núm. 3 G 60 ( L = 6 mts)	Varilla	0,5	1,05	Q21,50	Q11,29
Hierro núm. 2 (L = 6 mts)	Varilla	0,64125	1,05	Q13,20	Q8,89
Alambre de amarre	Libra	0,57	1,10	Q5,00	Q3,14
Tabla	pie - Tab	4,2	1,10	Q4,50	Q20,79
Parales	pie - Tab	4,2	1,10	Q4,50	Q20,79
Tubo galvanizado (HG), diámetro 2 pulgadas	unidad	0,36	1,05	Q276,00	Q104,33
Clavos ( 3 pulgadas)	libra	0,57	1,05	Q6,00	Q3,59
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 177,95</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Herramientas (5% de los materiales)	global	1		Q8,90	Q8,90
<b>TOTAL Maquinaria y Equipo</b>					<b>Q8,90</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Fundición de columna incluye entranquillado (20cm x 15cm)	ml	0,65		Q23,00	Q14,95

Continuación del anexo 3.

Armado de columna (20cm x 15 cm) a cada 15 cm estribos	ml	0,65		Q8,59	Q5,58
Desencofrado	ml	0,65		Q2,50	Q1,63
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q22,16</b>
				Ayudante (39,36 %)	Q8,72
				Prestaciones (85,7 %)	Q18,99
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q49,87</b>
COSTO DIRECTO					Q236,72
COSTO INDIRECTO					Q94,69
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q331,41</b>
Renglón núm.	3.9	Cantidad	5	Unidad	Unidad
Nombre del renglón: drenaje					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Tubo PVC, diámetro 4 pulgadas	tubo	0,16	1,10	Q95,00	Q16,72
Codo a 45 grados, diámetro 4 pulgadas	unidad	1		Q25,00	Q25,00
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 41,72</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Herramientas (5% de los materiales)	global	1		Q2,09	Q2,09
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q2,09</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Instalación de tubería en la losa	unidad	1		Q8,00	Q8,00
Pegado del codo con la tubería	unidad	1		Q1,00	Q1,00

Continuación del anexo 3.

<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>		<b>Q9,00</b>
	Ayudante (39,36 %)	Q3,54
	Prestaciones (85,7 %)	Q7,71
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>		<b>Q20,26</b>
COSTO DIRECTO		Q64,06
COSTO INDIRECTO		Q25,62
<b>PRECIO UNITARIO</b>		<b>Q89,69</b>

Fuente: Municipalidad de San Raymundo.



Anexo 4. Precios unitarios proyecto de drenaje sanitario caserío Río Frío

Renglón núm.	1.1	Cantidad		Unidad	m <sup>2</sup>
Nombre del Renglón : limpieza, trazo y estacado					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Cal hidratada	Saco	0,1	1,05	Q33,00	Q3,47
Estacas	Unidad	0,1823	1,05	Q5,00	Q0,96
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 4.42</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Herramientas (5 % de los materiales)	global	1		Q0,22	Q0,22
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q0,22</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Limpieza, trazo y punteo	m2	1		Q12,00	Q12,00
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q12,00</b>
			Ayudante (39,36 %)		Q4,72
			Prestaciones (85,7 %)		Q10,28
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q27,01</b>
COSTO DIRECTO					Q31,65
COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)					Q10,13
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q41,78</b>

Continuación del anexo 4.

Renglón núm.	2.1	Cantidad	66,1	Unidad	MI
Nombre del Renglón: tubería de 4"					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Tubo PVC de 4" para drenaje	tubo	0,16	1,05	Q95,00	Q15,96
Pegamento para PVC uniones	galón	0,025	1,10	Q300,00	Q8,25
Arena de río	m3	0,075	1,10	Q110,00	Q9,08
Selecto	m3	0,83	1,1	Q80,00	Q73,04
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q106,33</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Herramientas (5 % de los materiales)	global	1		Q5,32	Q5,32
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q5,32</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Instalación de tubería PVC 4"	ml	1		Q1,00	Q1,00
Nivelación de zanja	ml	1		Q2,00	Q2,00
Zanjeo 0,70 m de ancho x 2,82 varas de profundidad (promedio)	ml	1		Q41,28	Q41,28
Relleno y compactación de zanja	m3	1,651		Q15,00	Q24,77
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q69,04</b>
		Ayudante (39,36 %)			Q27,17
		Prestaciones (85,7 %)			Q59,17
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q155,38</b>
COSTO DIRECTO					Q267,02
COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)					Q85,45
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q352,47</b>

Continuación de anexo 4.

Renglón núm.	2.2	Cantidad	6,16	Unidad	MI	
Nombre del renglón: tubería de 8"						
<b>Materiales</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
Tubo PVC de 8" para drenaje	tubo	0,16	1,05	Q550,00	Q92,40	
Pegamento para PVC uniones	galón	0,032	1,10	Q300,00	Q10,56	
Arena de río	m3	0,085	1,10	Q110,00	Q10,29	
Selecto	m3	0,96	1,10	Q80,00	Q84,48	
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q197,73</b>	
<b>Maquinaria y equipo</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
Herramientas (5 % de los materiales)	global	1		Q9,89	Q9,89	
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q9,89</b>	
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
Instalación de tubería PVC 8"	ml	1		Q2,00	Q2,00	
Nivelación de zanja	ml	1		Q2,00	Q2,00	
Zanjeo 0,75 m de ancho x 4,91 varas de profundidad (promedio)	ml	1		Q82,85	Q8285	
Relleno y compactación de zanja	m3	3,315		Q15,00	Q49,73	
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q136,58</b>	
					Ayudante (39,36 %)	Q53,76
					Prestaciones (85,7 %)	Q117,04
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q307,38</b>	
COSTO DIRECTO					Q514,99	
COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)					Q164,80	
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q679,78</b>	

Continuación de anexo 4.

Renglón núm.	2.3	Cantidad	476,15	Unidad	MI	
Nombre del renglón: tubería de 10"						
<b>Materiales</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
Tubo PVC de 10" para drenaje	Tubo	0,16	1,05	Q845,00	Q141,96	
Pegamento para PVC uniones	Galón	0,038	1,10	Q300,00	Q12,54	
Arena de río	m3	0,1	1,10	Q110,00	Q12,10	
Selecto	m3	1,024	1,10	Q80,00	Q90,11	
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q256,71</b>	
<b>Maquinaria y equipo</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
Herramientas (5 % de los materiales)	global	1		Q12,84	Q12,84	
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q12,84</b>	
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>	
Instalación de tubería PVC 10"	ml	1		Q3,00	Q3,00	
Nivelación de zanja	ml	1		Q2,00	Q2,00	
Zanjeo 0,80 m de ancho x 2,48 varas de profundidad (promedio)	ml	1		Q44,64	Q44,64	
Relleno y compactación de zanja	m3	1,79		Q15,00	Q26,85	
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q76,49</b>	
					Ayudante (39,36 %)	Q30,11
					Prestaciones (85,7 %)	Q65,55
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q172,15</b>	
COSTO DIRECTO					Q441,70	
COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)					Q141,34	
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q583,04</b>	

Continuación de anexo 4.

Renglón núm.	3.1	Cantidad	22	Unidad	Unidad
Nombre del renglón: pozo de visita tradicional					
<b>Materiales</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Fact. Desp.	Precio Uni.	TOTAL
Arena de río	m3	3	1,05	Q110,00	Q330,00
Piedrín triturado	m3	0,8	1,05	Q245,00	Q196,00
Cemento UGC (4 000 PSI)	saco	22	1,05	Q77,00	Q1,694,00
Hierro núm. 6 G 40	varilla	1,9	1,05	Q84,00	Q159,60
Hierro núm. 4 G 40	varilla	3,81	1,05	Q37,00	Q140,97
Hierro núm. 2	varilla	5,99	1,05	Q13,20	Q79,07
Alambre de amarre	libra	2	1,05	Q5,00	Q10,00
Tabla	pie-tab	34	1,10	Q4,50	Q153,00
Parales de 10 pies	pie-tab	19	1,10	Q4,50	Q85,50
Clavos 3"	libra	5	1,05	Q6,00	Q30,00
Arena Blanca 1/18"	m3	0,08	1,05	Q200,00	Q16,00
Cal Hidratada	bolsa	0,75	1,05	Q33,00	Q24,75
Tubo PVC 10"	tubo	0,125	1,05	Q845,00	Q105,63
Ladrillo tayuyo	unidad	1 295	1,05	Q1,10	Q1,495,73
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q4,520,24</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Fact. Desp.	Precio Uni.	TOTAL
Herramientas (5 % de los materiales)	global	1		Q226,01	Q226,01
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q226,01</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Fact. Desp.	Precio Uni.	TOTAL
Excavación de pozo de visita ( D = 1,90 m)	vara	2,7		Q98,00	Q264,60

Continuación de anexo 4.

Levantado	m2	4,72		Q78,00	Q368,16
fabricación de tapadera	global	1		Q45,00	Q45,00
Repello	m2	10,5741		Q10,00	Q105,74
Armadura de brocal	ml	3,46		Q14,00	Q48,44
Cernido	m2	10,5741		Q15,00	Q158,61
Relleno y compactación	m3	0,86		Q15,00	Q12,90
Fundición de brocal incluye formaleta	ml	3,46		Q20,00	Q69,20
Fundición	m3	1,331		Q25,00	Q33,28
Fabricación de canal medio tubo de concreto al fondo	global	1		Q40,00	Q40,00
Elaboración de gradas para descender	unidad	9		Q7,50	Q67,50
Desencofrado	ml	3,46		Q1,00	Q3,46
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q1 216,89</b>
				Ayudante (39,36 %)	Q478,97
				Prestaciones (85,7 %)	Q1 042,87
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q2 738,73</b>
COSTO DIRECTO					Q7 484,98
COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)					Q2 395,19
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q9 880,17</b>
Renglón núm.	3.2	Cantidad	3	Unidad	Unidad
Nombre del renglón: pozo de visita con discipador de energía					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Arena de río	m3	3,5	1,05	Q110,00	Q385,00
Piedrín triturado	m3	1	1,05	Q245,00	Q245,00
Cemento UGC (4000 PSI)	saco	34,5	1,05	Q77,00	Q2 656,50
Hierro núm. 6 G 40	varilla	1,125	1,05	Q84,00	Q94,50
Hierro núm. 3 G 40	varilla	7,38	1,05	Q21,50	Q158,67
Hierro núm. 4 G 40	varilla	3,81	1,05	Q37,00	Q140,97

Continuación de anexo 4.

Hierro núm. 2	varilla	7,8	1,05	Q13,20	Q102,96
Alambre de amarre	libra	3	1,05	Q5,00	Q15,00
Tabla	pie-tab	58	1,10	Q4,50	Q261,00
Parales de 12 pies	pie-tab	146,73	1,10	Q4,50	Q660,29
Clavos 3"	libra	3,5	1,05	Q6,00	Q21,00
Arena Blanca 1/18"	m3	0,11	1,05	Q200,00	Q22,00
Cal Hidratada	bolsa	1,26	1,05	Q33,00	Q41,58
Tubo PVC 10"	tubo	0,125	1,05	Q845,00	Q105,63
Ladrillo tayuyo	unidad	2 442	1,05	Q1,10	Q2 820,51
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q7 730,60</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Herramientas (5% de los materiales)	global	1		Q386,53	Q386,53
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q386,53</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Levantado	m2	16,73		Q78,00	Q1 304,94
fabricación de tapadera	Global	1		Q45,00	Q45,00
Repello	m2	16,73		Q10,00	Q167,30
Armadura de columnas (20cm x 20cm)	MI	2,69		Q11,55	Q31,07
Armadura de brocal	MI	3,46		Q14,00	Q48,44
Cernido	m2	16,73		Q15,00	Q250,95
Relleno y compactación	m3	1,57		Q15,00	Q23,55
Fundición de brocal incluye formaleta	ml	3,46		Q20,00	Q69,20
Fundición de columnas incluye formaleta	ml	2,69		Q22,00	Q59,18
Armado, fundición y formaleta disipadores	Unidad	9		Q40,00	Q360,00
Fundición	m3	1,331		Q25,00	Q33,28
Fabricación canal medio tubo concreto	global	1		Q40,00	Q40,00

Continuación de anexo 4.

desencofrado	ml	16,76		Q1,00	Q16,76
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q2 449,66</b>
				Ayudante (39,36 %)	Q964,19
				Prestaciones (85,7 %)	Q2 099,36
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q5 513,21</b>
COSTO DIRECTO					Q13 630,34
COSTO INDIRECTO (32% de los costos directos)					Q4 361,71
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q17 992,06</b>
Renglón núm.	4.1	Cantidad	215,18	Unidad	m2
Nombre del Renglón : Enrocado de concreto ciclópeo					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Piedra	m3	0,08	1,05	Q50,00	Q4,20
Cemento UGC (4 000 PSI )	saco	1,2	1,05	Q77,00	Q97,02
Arena de río	m3	0,066	1,05	Q110,00	Q7,62
Piedrín triturado	m3	0,066	1,05	Q245,00	Q16,98
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q125,82</b>
<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Herramientas (5 % de los materiales)	global	1		Q6,29	Q6,29
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q6,29</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>



Continuación de anexo 4.

Fundición manual de concreto ciclópeo	m3	0,2		Q85,00	Q17,00
Excavación a 0,20 m de profundidad	m3	0,2		Q40,00	Q8,00
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q25,00</b>
		Ayudante (39,36 %)			Q9,84
		Prestaciones (85,7 %)			Q21,43
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q56,27</b>
COSTO DIRECTO					Q188,38
COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)					Q60,28
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q248,66</b>
Renglón núm.	4.2	Cantidad	24,55	Unidad	MI
Nombre del renglón: barrera de concreto ciclópeo ( 30 cm alto por 30 cm ancho)					
<b>Materiales</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantida d</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Piedra	m3	0,036	1,05	Q50,00	Q1,89
Cemento UGC (4 000 PSI )	saco	0,5292	1,05	Q77,00	Q42,79
Arena de río	m3	0,03	1,05	Q110,00	Q3,47
Parales	pie - tab	4,15	1,10	Q4,50	Q20,54
Tabla	pie – tab	4,15	1,10	Q4,50	Q20,54
Piedrín triturado	m3	0,03	1,05	Q245,00	Q7,72
<b>TOTAL MATERIALES</b>					<b>Q 96,94</b>

Continuación de anexo 4.

<b>Maquinaria y equipo</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantida d</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Herramientas (5% de los materiales)	global	1		Q4,85	Q4,85
<b>TOTAL Maquinaria y equipo</b>					<b>Q4,85</b>
<b>MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unida d</b>	<b>Cantida d</b>	<b>Fact. Desp.</b>	<b>Precio Uni.</b>	<b>TOTAL</b>
Fundición manual de concreto ciclópeo	m3	0,09		Q85,00	Q7,65
Formaleta	ml	1		Q9,00	Q9,00
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q16,65</b>
		Ayudante (39,36 %)			Q6,55
		Prestaciones (85.7 %)			Q14.,7
<b>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					<b>Q37,47</b>
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>Q139,26</b>
<b>COSTO INDIRECTO (32 % de los costos directos)</b>					<b>Q44,56</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>Q183,83</b>

Fuente: Municipalidad de San Raymundo.