



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

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA Y RED DE  
DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA, CANTÓN  
AMAYITO, JUTIAPA, JUTIAPA**

**Julio Rolando Prado Cámara**

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, febrero de 2020

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA Y RED DE  
DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA, CANTÓN  
AMAYITO, JUTIAPA, JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**JULIO ROLANDO PRADO CÁMBARA**

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, FEBRERO DE 2020

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Luis Diego Aguilar Ralón
VOCAL V	Br. Christian Daniel Estrada Santizo
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADORA	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA Y RED DE  
DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA, CANTÓN  
AMAYITO, JUTIAPA, JUTIAPA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 22 de agosto de 2018.

**Julio Rolando Prado Cámara**



Guatemala, 27 de septiembre de 2019  
REF.EPS.DOC.646.09.2019

Ingeniero  
Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
Presente.

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Julio Rolando Prado Cámara, Registro Académico 201213239 y CUI 2278 52060 0101** de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA Y RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA, CANTÓN AMAYITO, JUTIAPA, JUTIAPA.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

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



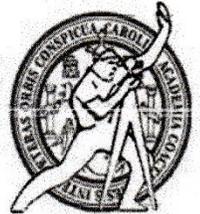
c.c. Archivo  
MAAO/ra



**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA

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

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



Guatemala,  
03 de octubre de 2019

Ingeniero  
Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos

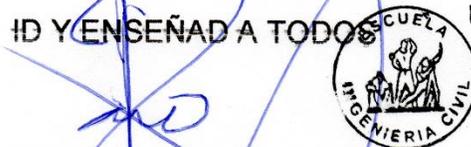
Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA Y RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA, CANTÓN AMAYITO, JUTIAPA, JUTIAPA** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Julio Rolando Prado Cámbara con CUI 2278520600101 Registro Académico No. 201213239, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

Y ENSEÑAR A TODOS



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

FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

/mrrm.

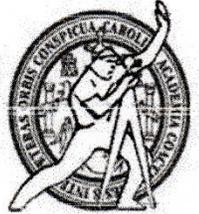




**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA

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

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



Guatemala,  
08 de noviembre de 2019

Ingeniero  
Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos

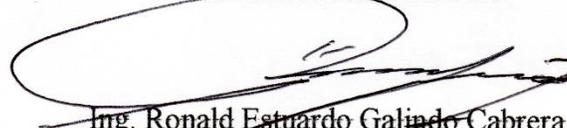
Estimado Ingeniero Aguilar.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA Y RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA, CANTÓN AMAYITO, JUTIAPA, JUTIAPA desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Julio Rolando Prado Cámara, con Registro Estudiantil No. 201213239, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑADA TODOS

  
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/mrfm.



*Mas de 136 años de Trabajo y Mejora Continua*



Guatemala, 12 de noviembre de 2019  
REF.EPS.D.411.11.2019

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA Y RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA, CANTÓN AMAYITO, JUTIAPA, JUTIAPA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Julio Rolando Prado Cámara, CUI 2278 52060 0101 y Registro Académico 201213239**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Oscar Argueta Hernández  
Director Unidad de EPS

OAH/ra

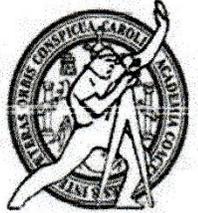




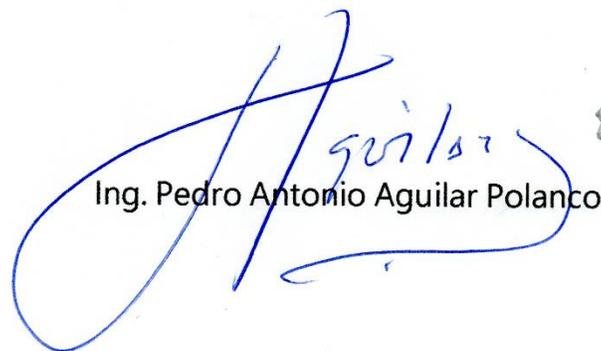
**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA

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

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y del Coordinador de E.P.S. Ing. Oscar Argueta Hernández, al trabajo de graduación del estudiante Julio Rolando Prado Cámara titulado **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA Y RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA, CANTÓN AMAYITO, JUTIAPA** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco



Guatemala, febrero 2020

/mrrm.



Universidad de San Carlos  
de Guatemala



Facultad de Ingeniería  
Decanato

Ref.DTG.036.2020

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA Y RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA, CANTÓN AMAYITO, JUTIAPA, JUTIAPA**, presentado por el estudiante universitario: **Julio Rolando Prado Cámbara**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada  
Decana



Guatemala, Febrero de 2020

AACE/asga

cc

## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	Por ser fuente de vida y e inspiración, brindando conocimiento y capacidad de amar.
<b>Mi madre</b>	Gladys Lisseth Cámara Barrera, por ser una madre, mujer y profesional ejemplar.
<b>Mi padre</b>	Julio Roberto Prado Clavería (q. e. p. d.) Sé que estaría orgulloso de este triunfo.
<b>Mi abuela</b>	Zoila Gladys Barrera Gudiel (q. e. p. d.) Por ser una gran influencia para el núcleo familiar.
<b>Mis abuelos paternos</b>	Miriam Clavería de Prado y Julio René Prado, por ser un apoyo incondicional y fuente de sabiduría durante mi vida.
<b>Mi familia</b>	Hermanos, tíos y primos, por esa compañía y apoyo durante mi vida.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por darme la oportunidad de pertenecer a esta gloriosa casa de estudios.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por el apoyo que me ha brindado como estudiante y futuro profesional.
<b>Mis amigos de la Facultad</b>	Álvaro Ramírez, Bryan Castañón, Tulio Herrera, Juan Carlos Tuctuc, Marvin Felipe, Salvador García, Wendy Martínez, Byron Herrera, Melissa Ávalos, Cindy Molina, Mario Álvarez y Sabandijas entre otros.
<b>Lic. Gladys Cámara</b>	Por su apoyo durante toda mi vida.
<b>Ing. Mario Corzo</b>	Por ser más que un catedrático, por ser un guía espiritual, profesional, y por transmitir esa pasión por el estudio y trabajo.
<b>Personal del Departamento Municipal de Planificación Jutiapa</b>	Por la oportunidad de realizar con ustedes mi trabajo de graduación, por los buenos recuerdos y experiencias vividas.

# ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	IX
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XIII
GLOSARIO.....	XVII
RESUMEN.....	XXI
OBJETIVOS .....	XXIII
INTRODUCCIÓN.....	XXV
1. MONOGRAFÍA.....	1
1.1. Aspectos históricos.....	1
1.2. Localización y ubicación geográfica.....	2
1.3. Extensión territorial .....	3
1.4. Límites y colindancias.....	4
1.5. Vías de acceso .....	4
1.6. Suelo y topografía.....	4
1.7. Clima .....	5
1.8. Servicios públicos .....	5
2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA, JUTIAPA .....	7
2.1. Descripción del proyecto.....	8
2.2. Levantamiento topográfico.....	9
2.3. Estudio hidrológico e hidráulico .....	9
2.3.1. Método racional .....	10
2.3.1.1. Coeficiente de escorrentía.....	10
2.3.1.2. Área de la cuenca .....	11

	2.3.1.3.	Tiempo de concentración.....	13
	2.3.1.4.	Intensidad de lluvia .....	14
	2.3.1.5.	Cálculo de caudal .....	15
	2.3.2.	Hidrograma unitario sintético de Snyder .....	16
	2.3.2.1.	Construcción de hidrograma estándar.....	19
	2.3.2.2.	Cálculo de caudal pico.....	22
	2.3.3.	Hidráulica HEC-RAS .....	23
2.4.		Estudio de suelos.....	25
	2.4.1.	Cálculo valor soporte del suelo.....	26
2.5.		Geometría del puente.....	27
2.6.		Selección del tipo de estructura .....	27
2.7.		Especificaciones de diseño .....	28
2.8.		Predimensionamiento de los elementos estructurales.....	29
	2.8.1.	Losa .....	30
	2.8.2.	Vigas .....	31
	2.8.3.	Diafragmas.....	32
	2.8.3.1.	Diafragma externo .....	33
	2.8.3.2.	Diafragma interno .....	33
	2.8.4.	Cortina.....	34
	2.8.5.	Viga de apoyo .....	34
	2.8.6.	Bordillo .....	35
	2.8.7.	Barandas.....	36
	2.8.7.1.	Diseño del pasamanos .....	39
	2.8.7.2.	Diseño de los postes .....	40
2.9.		Diseño de la superestructura.....	46
	2.9.1.	Diseño de losa.....	47
	2.9.1.1.	Integración de momentos por carga muerta .....	47

2.9.1.2.	Integración de momentos por carga viva .....	49
2.9.1.3.	Momento debido al impacto .....	50
2.9.1.4.	Cálculo de momento último .....	51
2.9.1.5.	Refuerzo principal .....	52
2.9.1.6.	Acero por temperatura .....	56
2.9.1.7.	Refuerzo de distribución.....	59
2.9.2.	Diseño de vigas .....	62
2.9.2.1.	Diseño de viga intermedia .....	62
2.9.2.1.1.	Integración de momentos por carga muerta.....	62
2.9.2.1.2.	Integración de momentos por carga viva .....	64
2.9.2.1.3.	Momento debido al impacto .....	67
2.9.2.1.4.	Factor de distribución de viga intermedia .....	68
2.9.2.1.5.	Momento debido a carga de carril de diseño viga intermedia ..	69
2.9.2.1.6.	Cálculo de momento último viga intermedia ...	70
2.9.2.1.7.	Cálculo del acero de refuerzo viga intermedia .....	70
2.9.2.1.8.	Diseño a corte de viga intermedia .....	74

2.9.2.2.	Diseño de viga externa .....	79
2.9.2.2.1.	Integración de momentos por carga muerta .....	79
2.9.2.2.2.	Integración de momentos por carga viva .....	80
2.9.2.2.3.	Momento debido al impacto .....	81
2.9.2.2.4.	Factor de distribución en viga externa .....	81
2.9.2.2.5.	Momento debido a carga de carril de diseño viga externa.....	82
2.9.2.2.6.	Cálculo de momento último viga externa.....	83
2.9.2.2.7.	Cálculo del acero de refuerzo viga externa ....	84
2.9.2.2.8.	Diseño a corte de viga externa.....	87
2.9.3.	Diseño de diafragmas.....	91
2.9.3.1.	Diseño de diafragma externo .....	91
2.9.3.2.	Diseño de diafragma interno .....	93
2.10.	Diseño de la subestructura.....	95
2.10.1.	Diseño de cortina.....	96
2.10.1.1.	Momento por el empuje del suelo .....	96
2.10.1.2.	Momento por fuerza de frenado .....	98
2.10.1.3.	Momento por sismo .....	99
2.10.1.4.	Momento último en cortina.....	106

2.10.1.5.	Cálculo del acero de refuerzo para cortina .....	106
2.10.2.	Diseño de viga de apoyo.....	109
2.10.3.	Diseño de apoyo elastomérico .....	110
2.10.3.1.	Cortante en apoyo elastomérico.....	111
2.10.3.2.	Área de apoyo elastomérico.....	112
2.10.3.3.	Máxima deformación por corte en el dispositivo .....	113
2.10.3.4.	Espesor requerido de elastómero.....	114
2.10.3.5.	Factor de Forma $S_i$ mínimo .....	114
2.10.3.6.	Espesor de una capa interna del elastómero .....	115
2.10.3.7.	Espesor para las capas externas del elastómero .....	116
2.10.3.8.	Número de capas internas .....	116
2.10.3.9.	Espesor de placas de refuerzo $h_s$ .....	117
2.10.3.10.	Altura total del apoyo elastomérico reforzado.....	118
2.10.3.11.	Chequeos.....	118
2.10.3.12.	Anclaje del dispositivo .....	122
2.10.3.13.	Rotación del dispositivo.....	124
2.10.4.	Diseño de estribos .....	124
2.10.4.1.	Revisión del estribo sin superestructura .....	126
2.10.4.1.1.	Momento de volteo $MV_{CM}$ .....	127
2.10.4.1.2.	Momento estabilizante $ME_{CM}$ .....	128
2.10.4.1.3.	Chequeo por volteo .....	129

2.10.4.1.4.	Chequeo por deslizamiento.....	129
2.10.4.1.5.	Chequeo por presiones.....	129
2.10.4.2.	Revisión del estribo con superestructura y carga viva.....	131
2.10.4.2.1.	Carga de superestructura.....	131
2.10.4.2.2.	Momento estabilizante $ME_{CM+MV}$ .....	132
2.10.4.2.3.	Chequeo por volteo ....	132
2.10.4.2.4.	Chequeo por deslizamiento.....	132
2.10.4.2.5.	Chequeo por presiones.....	133
2.10.4.3.	Revisión del estribo con sismo sin carga viva .....	133
2.10.4.3.1.	Momento estabilizante $ME_{CM+SISMO}$ .....	134
2.10.4.3.2.	Fuerza horizontal $FH_{CM+SISMO}$ .....	134
2.10.4.3.3.	Momento de volteo $MV_{CM+SISMO}$ .....	135
2.10.4.3.4.	Chequeo por volteo ....	136
2.10.4.3.5.	Chequeo por deslizamiento.....	136
2.10.4.3.6.	Chequeo de presiones .....	137
2.10.4.4.	Aletones.....	137

2.10.5.	Aproche .....	139
2.10.5.1.	Relleno.....	139
2.10.5.2.	Capa de subbase .....	140
2.10.5.3.	Losa de transición .....	142
2.10.5.3.1.	Diseño losa de transición.....	143
2.11.	Presupuesto .....	147
2.12.	Estudio de impacto ambiental .....	148
2.12.1.	Evaluación rápida .....	148
3.	DISEÑO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA CASERÍO LINDA VISTA CANTÓN AMAYITO, JUTIAPA .....	153
3.1.	Descripción del proyecto.....	153
3.2.	Datos preliminares .....	153
3.2.1.	Fuente de abastecimiento .....	153
3.2.2.	Obras existentes .....	154
3.3.	Topografía .....	154
3.3.1.	Tipo y orden de levantamiento topográfico.....	154
3.3.2.	Libreta de campo .....	155
3.4.	Criterios de diseño .....	155
3.4.1.	Período de diseño .....	155
3.4.2.	Tasa de crecimiento poblacional .....	156
3.4.3.	Estimación de la población de diseño .....	156
3.4.4.	Dotación y tipo de servicio .....	157
3.5.	Determinación de caudales .....	158
3.5.1.	Caudal medio diario .....	159
3.5.2.	Caudal máximo diario .....	160
3.5.3.	Caudal máximo horario .....	161
3.5.4.	Caudal de vivienda .....	162

3.5.5.	Caudal instantáneo.....	162
3.5.6.	Pérdidas de carga .....	163
3.6.	Parámetros de diseño .....	164
3.7.	Diseño de los componentes del sistema .....	165
3.7.1.	Diseño hidráulico red de distribución .....	165
3.7.1.1.	Ramal de estación 1 a 2 .....	166
3.7.1.2.	Ramal de estación 2 a E-8.....	170
3.7.1.3.	Ramal de estación E-8 a E-9 .....	171
3.7.2.	Conexión domiciliaria .....	174
3.8.	Presupuesto.....	176
3.9.	Propuesta de planes de concientización sobre el uso adecuado del agua potable e higiene.....	178
CONCLUSIONES .....		179
RECOMENDACIONES .....		181
BIBLIOGRAFÍA .....		183
APÉNDICES .....		187
ANEXOS .....		197

# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1.	Localización geográfica del municipio de Jutiapa .....	3
2.	Ejemplo de análisis simplificado de puente viga losa .....	7
3.	Cuenca para el punto de control en el río Salado .....	12
4.	Hidrograma unitario estándar de Snyder .....	19
5.	Gráfico del hidrograma unitario de Snyder .....	22
6.	Modelado y estaciones de superficie de río.....	23
7.	Modelado 3D río salado con crecida máxima de 100 años.....	24
8.	Sección transversal de río estación 0+160 .....	25
9.	Predimensionamiento de cortina y viga de apoyo .....	35
10.	Aceras peatonales en puentes .....	36
11.	Fuerzas de diseño en una baranda .....	38
12.	Diagrama de cargas para diseño de barandal .....	39
13.	Sección transversal típica de postes .....	44
14.	Elevación de armado de postes .....	46
15.	Sección transversal de la superestructura .....	47
16.	Diagrama de momentos debido a carga muerta en losa .....	48
17.	Camión de diseño AASHTO HL-93 .....	49
18.	Camión de diseño AASHTO HL-93 en SI .....	49
19.	Armado de losa vista de planta .....	61
20.	Modelo matemático de carga muerta para viga intermedia .....	63
21.	Diagrama de carga viva sobre vigas .....	64
22.	Modelo matemático de carga viva sobre vigas .....	65
23.	Diagrama de corte y momento carga viva en vigas .....	67

24.	Diagrama para factor de distribución viga intermedia .....	68
25.	Armado de viga intermedia .....	73
26.	Diagrama de cuerpo libre cortante máximo por carga viva .....	75
27.	Diagrama corte último en viga intermedia .....	78
28.	Espaciamiento de estribos en viga intermedia .....	79
29.	Modelo matemático de carga muerta para viga externa.....	80
30.	Diagrama para factor de distribución viga externa .....	82
31.	Armado de viga externa.....	87
32.	Diagrama corte último en viga externa.....	90
33.	Espaciamiento de estribos en viga externa.....	91
34.	Armado de diafragma externo.....	93
35.	Armado de diafragma interno.....	95
36.	Diagrama de cuerpo libre de cortina .....	97
37.	Distancia a la falla más cercana .....	101
38.	Armado de cortina y viga de apoyo.....	110
39.	Detalle de apoyo elastomérico .....	124
40.	Parámetros de predimensionamiento de estribos .....	125
41.	Geometría y diagrama de presión de suelo en estribo .....	126
42.	Elevación de aletones.....	138
43.	Configuración en planta para estribos.....	139
44.	Corte de aproche .....	142
45.	Esquema simplificado red de distribución Linda Vista.....	166
46.	Esquema conexión predial.....	175

## TABLAS

I.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía.....	11
II.	Parámetros de ajuste de intensidad de lluvia.....	15
III.	Rango de luces según el tipo de estructura .....	28

IV.	Parámetros de diseño para el puente vehicular.....	29
V.	Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular .....	37
VI.	Método iterativo para acero a tensión en postes .....	43
VII.	Método iterativo para acero principal en losas.....	54
VIII.	Método iterativo de acero para viga intermedia .....	71
IX.	Método iterativo de acero para viga externa.....	84
X.	Método iterativo de acero para cortina .....	107
XI.	Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60.....	120
XII.	Momentos de volteo sin superestructura .....	128
XIII.	Momento estabilizante sin superestructura .....	128
XIV.	Momentos de volteo con sismo y sin carga viva .....	135
XV.	Método iterativo para acero principal en losas de transición.....	144
XVI.	Presupuesto para puente vehicular a colonia Santa Bárbara .....	147
XVII.	Matriz de Leopold modificada.....	148
XVIII.	Dotación de agua potable.....	158
XIX.	Memoria de cálculo hidráulico de la red de distribución.....	173
XX.	Cuantificación y costos de materiales.....	176



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>h</b>	Altura
<b>A</b>	Área
<b>A<sub>s</sub></b>	Área de acero
<b>A<sub>SEXTRA</sub></b>	Área de acero extra por altura del elemento
<b>A<sub>SMAX</sub></b>	Área de acero máximo
<b>A<sub>SMIN</sub></b>	Área de acero mínimo
<b>A<sub>STEMP</sub></b>	Área de acero por temperatura
<b>A<sub>SDIST</sub></b>	Área de acero por distribución
<b>B</b>	Base de un elemento
<b>q</b>	Carga admisible del suelo
<b>W</b>	Carga distribuida
<b>P<sub>u</sub></b>	Carga última
<b>Q</b>	Caudal
<b>Q<sub>ins</sub></b>	Caudal instantáneo
<b>Q<sub>md</sub></b>	Caudal máximo diario
<b>Q<sub>mh</sub></b>	Caudal máximo horario
<b>Q<sub>m</sub></b>	Caudal medio
<b>q<sub>p</sub></b>	Caudal pico
<b>Q<sub>vu</sub></b>	Caudal vivienda unitario
<b>cm</b>	Centímetros
<b>C</b>	Coefficiente de escorrentía superficial
<b>V<sub>cr</sub></b>	Cortante que resiste el concreto
<b>V</b>	Corte

<b><math>\rho</math></b>	Cuantía de acero
<b><math>\rho_b</math></b>	Cuantía de acero balanceado
<b><math>\emptyset</math></b>	Diámetro de varillas
<b>Dot</b>	Dotación
<b><math>t_r</math></b>	Duración de lluvia efectiva
<b>E</b>	Empuje
<b><math>E_{SOB}</math></b>	Empuje de sobrecarga
<b><math>E_s</math></b>	Empuje de suelo
<b><math>E_v</math></b>	Empuje de volteo
<b><math>f_y</math></b>	Esfuerzo de fluencia del acero
<b><math>f'_c</math></b>	Esfuerzo nominal a compresión del concreto
<b>s</b>	Espaciamiento
<b>t</b>	Espesor de losa
<b>e</b>	Excentricidad
<b>Fh</b>	Fuerza horizontal
<b>Ha</b>	Hectárea
<b>I</b>	Intensidad de lluvia
<b>Km</b>	Kilómetros
<b>Km<sup>2</sup></b>	Kilómetros cuadrados
<b>Kg</b>	Kilogramos
<b>Kg/m<sup>2</sup></b>	Kilogramos sobre metro cuadrado
<b>Kg/m<sup>3</sup></b>	Kilogramos sobre metro cubico
<b>psi</b>	Libras sobre pulgada cuadrada
<b>lt</b>	Litros
<b>L</b>	Longitud o luz libre entre elementos
<b>Max</b>	Máximo
<b>m</b>	Metros
<b>m<sup>3</sup>/s</b>	Metros cúbicos por segundo
<b>mm</b>	Milímetros

<b>mm/h</b>	Milímetros por hora
<b>Min</b>	Mínimo
<b>M</b>	Momento
<b>M<sub>v</sub></b>	Momento de volteo
<b>M<sub>E</sub></b>	Momento estabilizante
<b>M<sub>CM</sub></b>	Momento por carga muerta
<b>M<sub>CV</sub></b>	Momento por carga viva
<b>M<sub>CV+I</sub></b>	Momento por carga viva + impacto
<b>M<sub>ESOB</sub></b>	Momento por empuje de sobrecarga
<b>M<sub>ES</sub></b>	Momento por empuje de suelo
<b>M<sub>U</sub></b>	Momento último
<b>@</b>	Para nomenclatura en refuerzos de acero, se lee textualmente “a cada”
<b>i</b>	Pendiente media de cuenca
<b>d</b>	Peralte efectivo de un elemento
<b>hf</b>	Pérdida de carga
<b>n</b>	Período en años
<b>γ</b>	Peso específico
<b>P<sub>i</sub></b>	Población actual
<b>P<sub>f</sub></b>	Población final
<b>∴</b>	Por tanto
<b>PU</b>	Precio unitario
<b>P<sub>sob</sub></b>	Presión de sobrecarga
<b>P<sub>s</sub></b>	Presión de suelo
<b>plg</b>	Pulgada
<b>R<sub>a</sub></b>	Reacción apoyo A
<b>R<sub>b</sub></b>	Reacción apoyo B
<b>r</b>	Recubrimiento
<b>R</b>	Tasa de crecimiento geométrico

<b><math>t_c</math></b>	Tiempo de concentración
<b>Ton</b>	Toneladas
<b>T/m<sup>2</sup></b>	Toneladas sobre metro cuadrado
<b><math>t_p</math></b>	Tiempo de retardo
<b><math>W_E</math></b>	Peso estabilizante

## GLOSARIO

<b>Acera</b>	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
<b>ACI</b>	<i>American Concrete Institute</i> por sus siglas en inglés, es el instituto que realiza las diferentes publicaciones para los requisitos de reglamento para concreto estructural.
<b>Altimetría</b>	Parte de la topografía que comprende los métodos y procedimientos para determinar y representar la altura o cota de cada uno de los puntos respecto a un plano de referencia. Con ella se consigue representar el relieve del terreno.
<b>Área tributaria</b>	Es el área que contribuye a la escorrentía superficial de una cuenca y que se ve determinada por los puntos más altos que se encuentran rodeando a la misma.
<b>AASHTO</b>	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> por sus siglas en inglés, es la asociación que indica a forma de normativa los requisitos solicitados para la infraestructura en carreteras.

<b>Capa de rodadura</b>	Área destinada a la circulación de vehículos, o capa sobre la cual se aplicarán directamente las cargas de tránsito.
<b>Carga muerta</b>	Es el peso propio de la estructura y otros elementos cuya posición no se cambia durante la vida útil de la obra.
<b>Carga viva</b>	Es el peso de las cargas no permanentes, es decir las cuales cambian de posición.
<b>Caudal</b>	Volumen de agua en movimiento por unidad de tiempo
<b>Coefficiente escorrentía</b>	Relación que existe entre la escorrentía y la cantidad de lluvia que cae en una determinada área. Depende del tipo de superficie.
<b>Concreto</b>	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, agregado fino, agregado grueso y agua.
<b>Concreto reforzado</b>	Material de construcción conformado de concreto y barras de acero proporcionados según el diseño de la estructura y esfuerzos que deba soportar.
<b>Cuenca</b>	Región de la superficie terrestre cuyas aguas superficiales fluyen hacia una corriente o vertiente principal y por ésta hacia un punto común de salida.

<b>Dotación</b>	Cantidad de agua asignada a la unidad consumidora en determinado tiempo.
<b>Estribo</b>	Elemento estructural ubicado en el extremo de un puente que sirve de apoyo a la superestructura y transmite sus cargas al suelo.
<b>FDM</b>	Factor de día máximo
<b>FHM</b>	Factor de hora máximo
<b>HEC-RAS</b>	Nombre derivado por sus siglas en inglés, este es un software gratuito el cual permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales para determinar el nivel de crecidas máximas de agua.
<b>IGN</b>	Instituto geográfico nacional
<b>INSIVUMEH</b>	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología
<b>Losa</b>	Elemento estructural el cual recibe cargas perpendiculares en su plano y las transmite a los elementos verticales.
<b>Luz</b>	Longitud libre entre apoyos.

<b>Meandro</b>	Curvatura generada por el curso de un río, de sinuosidad pronunciada. Por lo general en la parte convexa del meandro se depositan sedimentos, mientras que la parte cóncava es generada debido a la erosión.
<b>Momento</b>	Vector resultante del producto cruz entre los vectores de fuerza y distancia con respecto a un punto de referencia.
<b>Neopreno</b>	Material natural o artificial con propiedades similares a las del caucho, utilizado en los apoyos de puentes para disminuir el desgaste por vibración e impacto.
<b>Presión</b>	Fuerza o carga por unidad de área.
<b>Subestructura</b>	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de la superestructura y transmitir las directamente al suelo.
<b>Superestructura</b>	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de diseño y transmitir las a la subestructura.
<b>Valor soporte del suelo</b>	Capacidad de carga de un suelo, que es dado en unidades de fuerza por unidad de área.
<b>Volteo</b>	Es el momento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear un elemento respecto del borde exterior del mismo.

## RESUMEN

Este trabajo de graduación presenta las propuestas para la solución de dos distintas necesidades identificadas en el municipio de Jutiapa, Jutiapa. Ambas propuestas constan con diseño teórico, cálculos, referencia bibliográfica y planos para la posible ejecución recomendada de dichos proyectos.

El primer proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular que conecta la colonia Santa Bárbara con el casco urbano del municipio de Jutiapa, Jutiapa. Este proyecto surge como una tentativa solución al creciente problema de tránsito vehicular y necesidad de una vía alterna de acceso y egreso a la ciudad de Jutiapa. Este puente se encuentra diseñado de doble carril, y atraviesa el río Salado, el cual se mantiene seco en época de estiaje y caudaloso en época de lluvias. Este puente vehicular brindaría su servicio principalmente a la población del casco urbano, estudiantes de la Universidad Mariano Gálvez y a los habitantes de la colonia Santa Bárbara, Jutiapa.

El segundo proyecto se compone del diseño de una red de distribución de agua potable para el caserío Linda Vista, cantón Amayito, el cual busca satisfacer la necesidad de acceso a agua potable de dicha población. En la actualidad, este caserío posee solamente 3 chorros de agua potable de uso comunal, los cuales abastecen a las 44 viviendas actuales. Este proyecto se encuentra diseñado con una proyección futura de 20 años y se encontrará conectado a una línea de distribución existente que abastece al casco urbano de Jutiapa, Jutiapa.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar el puente vehicular a colonia Santa Bárbara y red de distribución de agua potable para el caserío Linda Vista, cantón Amayito, Jutiapa, Jutiapa.

### **Específicos**

1. Realizar el diseño de un puente vehicular que conecte el casco urbano de Jutiapa con la colonia Santa Bárbara.
2. Efectuar la topografía apropiada para el diseño del puente vehicular.
3. Desarrollar los estudios hidrológicos requeridos para el diseño adecuado del puente vehicular.
4. Realizar el diseño de un sistema de red de distribución de agua potable para el caserío Linda Vista cantón Amayito, Jutiapa.
5. Implementar talleres de capacitación dirigidos a la población beneficiaria de los proyectos de red de distribución de agua potable.



## INTRODUCCIÓN

Este trabajo de graduación es producto del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), realizado en la municipalidad de Jutiapa, Jutiapa. Dicho trabajo se encuentra constituido por dos proyectos, los cuales buscan saciar la falta de servicios básicos identificados dentro del municipio.

El primer capítulo es una breve monografía del municipio de Jutiapa, cabecera departamental del departamento de Jutiapa, ubicado en la región IV sur oriente del país de Guatemala.

El segundo capítulo se encuentra integrado por la serie de cálculos, predimensionamiento y diseño de un puente vehicular, el cual atraviesa el río Salado, conectando la colonia Santa Bárbara y el casco urbano del municipio de Jutiapa. Este diseño es realizado con base en las normativas AASHTO LRFD 2017, AASHTO 2002 y AGIES 2018.

El tercer y último capítulo demuestra el diseño de una red de distribución de agua potable para el caserío Linda Vista, cantón Amayito, Jutiapa, el cual pretende realizar conexiones domiciliarias a las viviendas actuales y futuras. Esta red se conectará a la línea de distribución proveniente de Agua Tibia y que abastece de agua potable al casco urbano del municipio de Jutiapa.

Ambos proyectos cuentan con cálculos, planos, referencia bibliográfica y teórica junto con tentativos presupuestos de ejecución.



# 1. MONOGRAFÍA

Jutiapa, llamada *la cuna del sol*, es uno de los 22 departamentos de la República de Guatemala, localizado en la región Suroriente del país, con frontera al país vecino de la República de El Salvador. Posee relieve montañoso, un clima variable entre cálido durante verano y templado en época de invierno.

## 1.1. Aspectos históricos

Durante el período colonial, el departamento de Jutiapa formaba parte de la provincia de Chiquimula de la Sierra, jurisdicción a la continuó adscrito tras la primera delimitación interna del Estado de Guatemala en 1825. En el año 1839 se realizó una reorganización administrativa de la cual surgió el nuevo departamento de Mita, el cual se subdividió durante 1849 en los distritos de Santa Rosa, Jalapa y Jutiapa, dicha subdivisión se oficializó en 1852.

Durante el período prehispánico se le conoció al municipio de Jutiapa como San Cristóbal Jutiapa, posteriormente, por mandato del Ejecutivo el 8 de mayo de 1852 se convirtió en Villa de Jutiapa y el 15 de septiembre de 1878, se le dio el título de ciudad, ratificado en el acuerdo del 6 de septiembre de 1921.

Los primeros pobladores de Jutiapa fueron los Toltecas-Pipiles y los Xincas, los cuales desde la época prehispánica se dispersaron en los departamentos de Jutiapa, Santa Rosa y Escuintla, manteniendo vigente aun su idioma. Esto se debe a la expansión de grupos mexicanos en la región de la Costa Sur durante la época prehispánica.

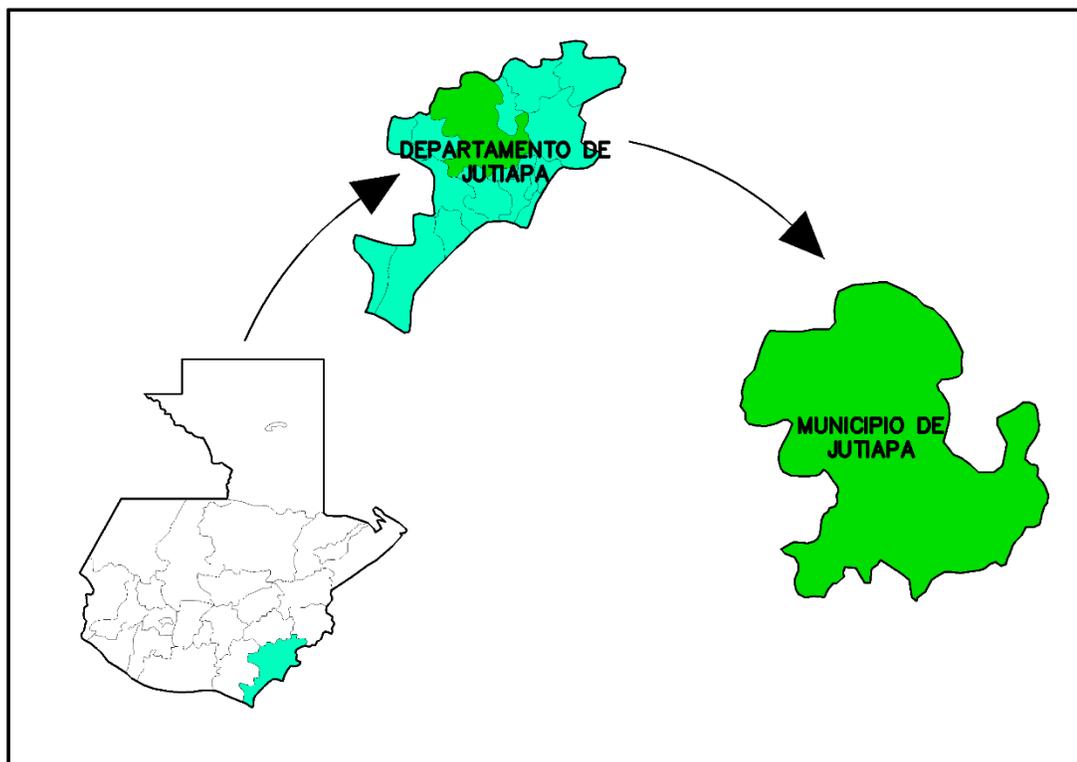
De forma etimológica la palabra Jutiapa significa “en el río de los Jutes”, que se deriva de Jute y Apán. También se considera que la palabra Jutiapa, procede de la palabra mejicana “Xiotiapán”, río de flores de “xochil”, flor y “apán”, río, mientras que hay algunas opiniones las cuales indican que el nombre proviene de “Enjutar”, término usado por los fabricantes de utensilios de barro, industria que aún ejercen los indígenas.

Una de las tradiciones más importantes del municipio es la feria titular, que se celebra del 22 al 24 de julio en honor al patrón San Cristóbal, donde se desarrollan actividades sociales, culturales, religiosas y deportivas. Además, se realiza la exposición ganadera de la región celebrada del 10 al 16 de noviembre. Como parte de la cultura e identidad del municipio, los días festivos se realizan corridas de toros, jaripeos, peleas de gallo, carreras de cinta y juegos de azar. También se realiza la famosa danza de Tope de Mayo la cual se encuentra en el Cerro Colorado, a su vez conocido como Cerro de la Cruz, donde cada 3 de mayo se celebra el día de la Cruz por todos los fieles católicos.

## **1.2. Localización y ubicación geográfica**

El departamento de Jutiapa se encuentra situado en la región IV o región Suroriente del país. El municipio Jutiapa es la cabecera departamental de Jutiapa y es uno de los 17 municipios del dicho departamento. Se encuentra localizado entre las coordenadas 14°16'58" latitud norte y 89°53'33" longitud oeste. Se ubica a 124 (118) kilómetros de la ciudad capital por la ruta CA-1.

Figura 1. **Localización geográfica del municipio de Jutiapa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 1.3. **Extensión territorial**

El municipio de Jutiapa posee una extensión de 620 Km<sup>2</sup>, se encuentra a una altura que oscila entre 850 y 1832 metros sobre el nivel del mar y una densidad poblacional de 211 habitantes por kilómetro cuadrado. Entre sus centros poblados se cuenta con 26 aldeas y 142 caseríos, los cuales están divididos en 6 microrregiones cada una constituida por cantones.

#### **1.4. Límites y colindancias**

El municipio de Jutiapa se encuentra ubicado en la región noroeste del departamento de Jutiapa. Limita al norte con el municipio de Monjas (Jalapa), El Progreso (Jutiapa), Santa Catarina mita (Jutiapa), al sur con los municipios de Comapa, Jalpatagua y al oeste con los municipios de Quesada, Jalpatagua y Casillas.

#### **1.5. Vías de acceso**

Sus principales vías de comunicación se encuentra la carretera Interamericana CA-1 que por el oeste proviene de Cuilapa, Santa Rosa, y unos 7,5 kilómetros al noreste, enlazada con la ruta nacional 2 o CA-2, la cual hacia el norte conduce a la cabecera municipal de El Progreso, Jutiapa. Del mencionado entronque por la CA-2, 20 kilómetros al este se encuentra Asunción Mita y 20 kilómetros hacia el sur se llega a la aldea San Cristóbal Frontera, con el Salvador. Cuenta, así mismo, con rutas departamentales y municipales que unen a sus poblados entre sí con los municipios vecinos.

#### **1.6. Suelo y topografía**

Según la clasificación de suelos de Guatemala, el municipio de Jutiapa se encuentra dentro de la división fisiográfica I catalogada como suelos de altiplanicie central, que va desde suelos pedregosos e inclinados hasta suelos aptos para pastos y bosques, de los cuales se encuentran 16 tipos de suelo, también existen desagregados en todo el municipio y con características de suelos desarrollados sobre materiales volcánicos, mixtos y rocas sedimentadas de color claro y oscuro respectivamente con una pendiente inclinada y terreno casi plano a moderadamente inclinado. El pH del suelo es variable. Se registra

fuertemente ácido, 4,5 a 6,5, y ligeramente alcalino, 6,5 a 8,0. La textura del suelo en su mayoría es franco arcilloso. Su topografía está formada por relieves de ondulados a inclinados que en su parte baja forman áreas de poca extensión.

Según el mapa de uso del suelo, el 33,26 % de la superficie de Jutiapa es utilizado en la agricultura, el 51,10 % es ocupado por arbustos y matorrales, el 14,27 % es bosque natural y el 1,06 % lo constituyen los lugares poblados.

### **1.7. Clima**

De acuerdo con la metodología propuesta por Holdridge, en el municipio de Jutiapa marcan 2 zonas de vida, clasificadas como húmedo subtropical templado y bosque seco subtropical. El municipio de Jutiapa pertenece a la cuenca Ostúa-Güija, por eso, los datos climatológicos se extraen de la estación hidrométrica Asunción Mita del INSIVUMEH.

El clima es cálido, seco en la parte central y templado en el área de montaña; la temperatura promedio anual es de 25 °C, con una mínima de 18 °C y una máxima de 34 °C; tiene un promedio de 100 días de lluvia al año; la precipitación pluvial promedio anual es de 1 200 mm; tiene una humedad promedio relativa anual de 65 %; la evapotranspiración promedio anual es de 1 800 mm .

### **1.8. Servicios públicos**

La cabecera municipal de Jutiapa cuenta con servicios de agua potable, recolección y disposición de desechos sólidos administrados por la municipalidad. ENERGUATE brinda los servicios de energía eléctrica. El área

urbana cuenta con sistemas de drenaje sanitario, algunos sectores del área rural carecen de dicho servicio. Se recalca que la municipalidad no cuenta a la fecha presente con plantas de tratamiento para la disposición de las aguas residuales.

El municipio posee servicio de transporte público que cubre distintas rutas dentro del municipio, así como unidades de transporte colectivo hacia otros municipios y departamentos del país.

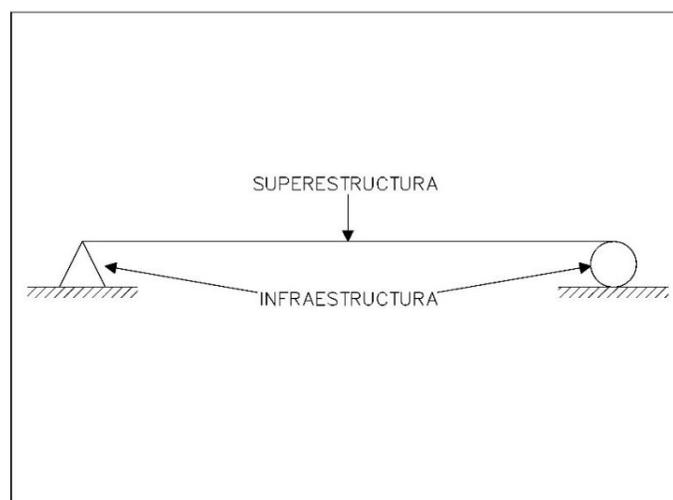
En el área de salud, el municipio de Jutiapa cuenta con la presencia del Hospital Nacional, Centro de salud e Instituto Guatemalteco de Seguridad Social (IGSS). También cuenta con sanatorios privados.

## 2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA, JUTIAPA

Un puente se define como la construcción levantada sobre una depresión del terreno, como un río, canal, foso, zanjón, entre otros, con la finalidad de comunicar ambos extremos. El tipo de puente en que se enfoca el siguiente proyecto es viga losa.

Los puentes viga losa se componen de dos grupos de elementos estructurales independientes entre sí, la superestructura y la infraestructura. El análisis de este tipo de puentes se puede ejemplificar como una viga con dos apoyos, uno simplemente apoyado y el otro articulado, donde la viga representa a la superestructura y los apoyos a la infraestructura.

Figura 2. **Ejemplo de análisis simplificado de puente viga losa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

## **2.1. Descripción del proyecto**

Este proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular que conecta la colonia Santa Bárbara con el casco urbano de la Ciudad de Jutiapa, el cual atravesará de forma perpendicular el río Salado. Constará de 2 carriles con losa y vigas de concreto reforzado, banquetas peatonales con sus respectivas barandas de seguridad en ambos extremos, y estribos de concreto ciclópeo. La velocidad de diseño de este proyecto será de 60 km/h.

El largo total del puente será de 23 metros de longitud, con 7 metros de alto desde el lecho menor del río visible en épocas de estiaje. La distancia entre el tirante de crecidas máximas y la cara inferior de las vigas principales del puente se verá reflejada en el estudio hidráulico, debido a que se utilizará el software de HEC-RAS, el cual es un simulador para analizar las crecidas de ríos, el cual también permite simular el comportamiento del flujo, brindando la altura del tirante de crecidas máximas.

El artículo 3.6.1 AASHTO 2017 establece que el ancho de diseño de carril para un puente debe ser de 12 pies. En los puentes cuyos anchos de calzada estén entre 20 a 24 pies tendrán 2 carriles de diseño, permitiendo un ancho de carril variable permisible entre 10 a 12 pies, aproximadamente de 3,00 a 3,66 metros. Para este diseño será utilizado un ancho para cada carril de 3,66 metros, y como carga viva de diseño se utilizará la HL-93, ver Figuras 12 y 13.

Este puente agilizará el tránsito vehicular producido en horas de mayor afluencia vehicular en la calle 15 de septiembre la cual es entrada salida principal del casco urbano de Jutiapa, el ingreso a los habitantes de la Colonia Santa Bárbara y a los estudiantes de la extensión de la Universidad Mariano Gálvez de Guatemala, creando una nueva vía de acceso.

## **2.2. Levantamiento topográfico**

La finalidad de los levantamientos topográficos en puentes es el proporcionar información base para los estudios de hidrología e hidráulica, posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales y establecer los puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

De acuerdo con el Manual de Diseño de Puentes de Perú, como mínimo la topografía debe ser documentada en planos con curvas de nivel a intervalos de 1 metro, comprendido por lo menos 100 metros en cada acceso del puente, 100 metros aguas abajo y 100 metros aguas arriba del río. La topografía de este proyecto fue realizada tomando estos parámetros mínimos y con una estación total. En el apéndice 1 se encontrará plasmada la libreta topográfica generada.

## **2.3. Estudio hidrológico e hidráulico**

Este estudio es importante para establecer el comportamiento del río en sus crecidas máximas. Las normas AASHTO aconsejan que, por medida de seguridad para el diseño, la cara inferior del puente debe tener como mínimo una distancia de 1,50 metros sobre la altura de la crecida máxima del río. El artículo 2.6.3 AASHTO 2017 indica que para el análisis hidrológico debe emplearse los datos de lluvia para un período de retorno de 100 años.

El río Salado no posee un cauce continuo, tiene un comportamiento intermitente, motivo por el cual se calculará su caudal máximo por medio del método racional. La altura máxima se determinará utilizando el software de uso libre HEC-RAS.

### **2.3.1. Método racional**

Esta metodología es utilizada para determinar el caudal instantáneo máximo de descarga en un punto de control determinado de una cuenca hidrográfica, la cual tiene un área tributaria que contribuye con escorrentía superficial durante un período de precipitación máxima. Para cumplir con estos requisitos, la tormenta máxima debe prolongarse durante un período igual o mayor al que necesita una gota de agua precipitada en el punto más lejano, para llegar hasta el punto considerado, el cual es definido como tiempo de concentración.

El valor final del caudal se encuentra mediante la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q = Caudal en m<sup>3</sup>/s

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia en mm/h

A = Área tributaria de la cuenca en Ha

#### **2.3.1.1. Coeficiente de escorrentía**

Es la relación entre la precipitación que circula superficialmente y la precipitación total. Sus valores se mantienen en el rango de 0 a 1 y es adimensional. Este coeficiente se estima con base en las características hidrogeológicas de las cuencas. En literatura especializada de hidrología, se publican tablas con valores de C, en función de ciertos aspectos que se

consideran determinantes en la generación de escorrentía como consecuencia de tormentas y lluvias, la siguiente tabla es un ejemplo de dichas publicaciones.

Tabla I. **Valores indicativos del coeficiente de escorrentía.**

Uso del suelo	Pendiente del terreno	Capacidad de infiltración del suelo		
		Alto (suelos arenosos)	Medio (suelos francos)	Bajo (suelos arcillosos)
Tierra agrícola	< 5%	0.3	0.5	0.6
	5 - 10%	0.4	0.6	0.7
	10 - 30%	0.5	0.7	0.8
Potreros	< 5%	0.1	0.3	0.4
	5 - 10%	0.15	0.35	0.55
	10 - 30%	0.2	0.4	0.6
Bosques	< 5%	0.1	0.3	0.4
	5 - 10%	0.25	0.35	0.5
	10 - 30%	0.3	0.5	0.6

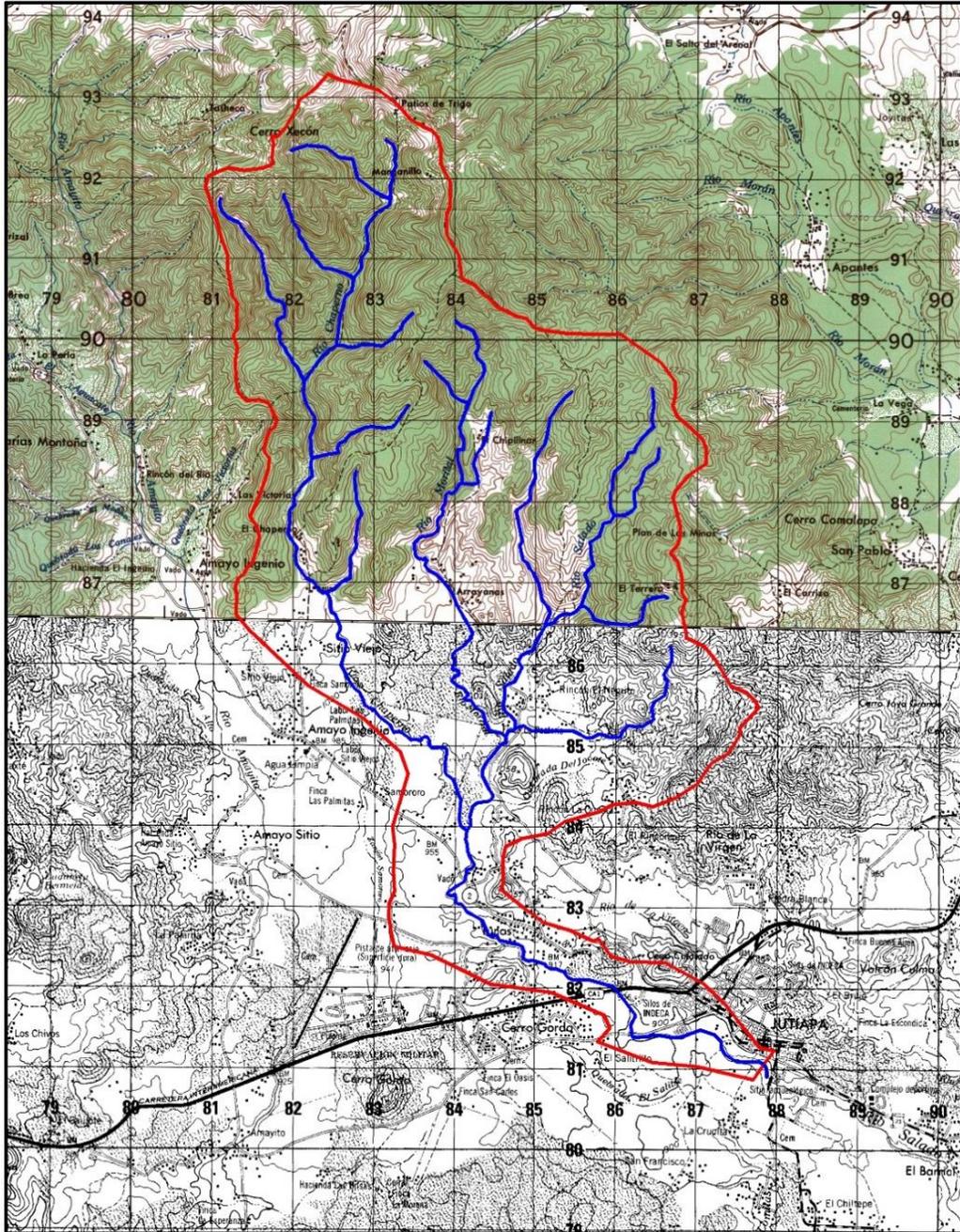
Fuente: INSIVUMEH *Estudio de intensidades de precipitación en Guatemala*. p. 11.

En vista de las características que presenta la cuenca analizada, se utilizará un coeficiente de 0,5, puesto que en Jutiapa abunda el suelo arcilloso, la pendiente que presenta es de un 6,00 % aproximadamente y es un área rural que no es explotada significativamente como tierra agrícola o ganado.

### 2.3.1.2. Área de la cuenca

Para definir este parámetro, se realizó el trazo de la cuenca en mapas topográficos de escala 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional e Guatemala. La delimitación de la cuenca brindó un área tributaria de 43,68 km<sup>2</sup>, con una longitud del punto de control al extremo más lejano de 17,68 km, y una diferencia de altura de 1 061 metros.

Figura 3. Cuenca para el punto de control en el río Salado



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD y con uso de *Instituto Geográfico Nacional Hojas 1:50 000 con nomenclatura 2258 IV y 2259 III.*

### 2.3.1.3. Tiempo de concentración

Se define como el tiempo mínimo necesario para que todas las porciones de una cuenca aporten agua de escorrentía de forma simultánea al punto de control. El tiempo de concentración es un parámetro de gran importancia, debido a que en los modelos de lluvia escorrentía, la duración de la lluvia se asume igual al tiempo de concentración de la cuenca, ya que es para esta duración en donde la totalidad de la cuenca está aportando al proceso de escorrentía, dando como resultado los caudales máximos.

En la literatura existen múltiples expresiones para el cálculo del tiempo de concentración, debido a las características morfológicas de la cuenca, para este caso en particular se empleará el método de Kirpich, el cual depende de la longitud del cauce principal del río hasta el punto de interés y la diferencia de alturas de dicho cauce, usando la siguiente expresión:

$$t_c = \frac{3L^{1,15}}{154H^{0,38}}$$

Donde:

$t_c$  = Tiempo de concentración en horas

L = Longitud del cauce principal en metros

H = Diferencia de alturas en el cauce principal, en metros

Aplicando dicha fórmula, se tiene el siguiente tiempo de concentración:

$$t_c = \frac{3(17\ 680)^{1,15}}{154(1\ 061)^{0,38}} = 105,79 \text{ min}$$

#### 2.3.1.4. Intensidad de lluvia

Se define como la cantidad precipitada de agua por unidad de tiempo. Se puede determinar mediante modelos DIF o intensidades de lluvia, debido a que ofrecen la relación de eventos de lluvias intensas asociados a una duración y frecuencia de ocurrencia.

Se obtiene la curva DIF para la región analizada con un período de retorno alto, el cual ha sido establecido de 100 años. El modelo DIF para representar matemáticamente la curva es la siguiente:

$$i = \frac{A}{(B + t)^n}$$

Donde:

$i$  = Intensidad de lluvia en mm/h

$t$  = Tiempo de concentración en minutos

$A, B, n$  = parámetros de ajuste propios de las curvas DIF

Los valores para los parámetros de ajuste son brindados por el INSIVUMEH en su publicación titulada Estudio de intensidades de precipitación en Guatemala, en la cual se dará enfoque en la estación Asunción Mita, ubicada en la cuenca Ostúa - Gúija, en el departamento de Jutiapa y municipio de Asunción Mita. Se eligió dicha estación debido a que el municipio de Jutiapa pertenece a la cuenca en mención.

Tabla II. **Parámetros de ajuste de intensidad de lluvia**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
ASUNCIÓN MITA								
A	14400	11600	10000	15100	14900	14500	14100	13800
B	40	40	40	50	50	50	50	50
n	1.252	1.161	1.115	1.158	1.154	1.147	1.139	1.132
R2	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.995	0.995	0.995

Fuente: INSIVUMEH *Estudio de intensidades de precipitación en Guatemala*. p. 6

Intensidad de lluvia para un período de retorno de 100 años y tiempo de concentración de 105,79 min:

$$i = \frac{13\,800}{(50 + 105,79)^{1,132}} = 45,49 \text{ mm/h}$$

### 2.3.1.5. Cálculo de caudal

Como valor final para el caudal en el punto de control se obtiene:

$$Q = \frac{0,5 \times 45,49 \times 4\,368}{360} = 276 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como se aprecia, el caudal obtenido tiene un valor en extremo alto, y esto es debido a que el método racional considera que existe precipitación con la misma intensidad sobre todo el área de la cuenca. El método racional se limita a cuencas pequeñas con un área menor a 10 Km<sup>2</sup>, mientras que la cuenca en análisis posee un área de 43,68 Km<sup>2</sup>, por lo que, el caudal obtenido por método racional, pierde validez. Se procederá a realizar el cálculo de caudal máximo por el método a continuación.

### 2.3.2. Hidrograma unitario sintético de Snyder

El hidrograma unitario, en general, es la representación gráfica de las variaciones del caudal respecto al tiempo en un punto determinado de la corriente, donde se distinguen componentes importantes que ayudan a identificar la respuesta de la cuenca ante una tormenta. El área bajo la curva de la gráfica representa el volumen total de agua registrado en el punto de aforo.

En los casos en los cuales no se cuenta con información hidrométrica o registros de lluvia, se puede emplear el método de hidrogramas unitarios basados en las características generales de la cuenca. Este tipo de métodos son conocidos como hidrogramas unitarios sintéticos, los cuales indican que, si el volumen de escorrentía superficial es conocido, el caudal pico puede ser calculado suponiendo una cierta forma del hidrograma unitario.

Para este caso, se utilizará el modelo del hidrograma unitario sintético de Snyder, el cual ha sido propuesto a partir de un estudio de cuencas localizadas en los montes Apalaches de los Estados Unidos, con superficies que variaban de 30 a 30 000 Km<sup>2</sup>. Snyder definió el hidrograma unitario estándar como aquel cuya duración de lluvia efectiva  $t_r$  se encuentra relacionada con el tiempo de retardo de la cuenca  $t_p$  mediante la siguiente expresión:

$$t_p = 5,5t_r$$

El retardo de la cuenca, en horas, se encuentra expresado por:

$$t_p = 0,75C_t(L*L_c)^{0,3}$$

Donde:

L = Longitud del curso principal desde la salida de la cuenca hasta el punto de control en kilómetros.

$L_c$  = Longitud del curso principal desde la salida de la cuenca hasta el punto de la corriente más cercana al centroide del área de la cuenca, en kilómetros.

$C_t$  = Coeficiente empírico que depende de las características de la cuenca. La siguiente ecuación es propuesta por Chow para obtenerlo:

$$C_t = \frac{0,6}{\sqrt{S}}$$

S = Pendiente media de la cuenca. Snyder propone valores entre 1,8 y 2,2, siendo los valores menores los correspondientes a cuencas con mayores pendientes.

El caudal pico de descarga por unidad de área de drenaje en  $m^3/(s \cdot km^2 \cdot cm)$  para el hidrograma unitario estándar es:

$$q_p = \frac{2,75C_p}{t_p}$$

$C_p$  = Coeficiente empírico de retención y almacenamiento, varía entre 0,4 y 0,9, siendo un mayor valor para las cuencas con mayores pendientes medias y el menor valor para las regiones llanas.

A partir de este hidrograma unitario deducido en la cuenca se obtienen los valores de su duración efectiva  $t_R$  en horas, su tiempo de retardo en la cuenca  $t_{pR}$  en horas y su caudal pico por unidad de área de drenaje en  $q_{pR}$  en

$m^3/(s \cdot Km^2 \cdot cm)$ . En el caso de que el tiempo de retardo de una cuenca estándar  $t_{pR}$  sea distinto de  $5,5t_R$ , el tiempo de retardo se calculara mediante la siguiente expresión:

$$t_p = t_{pR} + \frac{t_r - t_R}{4}$$

Donde:

$t_r$  = Es el tiempo de duración en horas para la lluvia efectiva

$t_p$  = Tiempo de retardo en horas relacionada con la duración de la lluvia efectiva

$t_R$  = Es el tiempo de duración en horas para la lluvia a analizar

$t_{pR}$  = Es el tiempo de retardo para la duración de lluvia a analizar

Por lo que la relación entre  $q_p$  y el caudal pico por unidad de área de drenaje  $q_{pR}$  del hidrograma unitario requerido es:

$$q_{pR} = \frac{q_p t_p}{t_{pR}}$$

Para la construcción del hidrograma unitario asumiendo que tendrá una forma triangular, el tiempo base  $t_b$  se encuentra en horas y puede ser determinado de la siguiente fórmula:

$$t_b = \frac{5,56}{q_{pR}}$$

El ancho en horas en el hidrograma unitario para ciertos porcentajes del caudal pico  $q_{pR}$  serán dados por las siguientes expresiones:

Para un 75 % de caudal pico

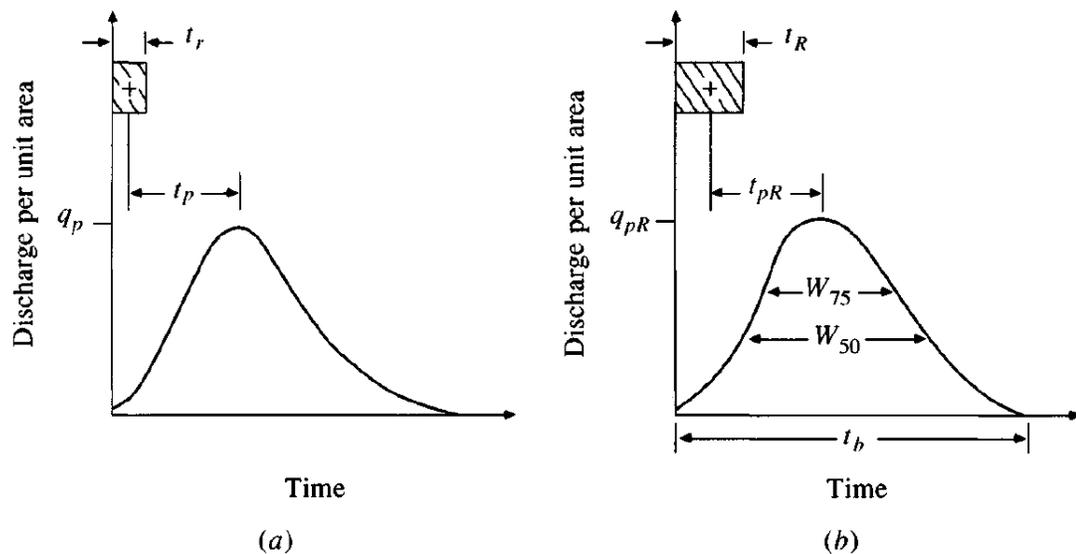
$$W_{75\%} = 1,22 (q_{pR})^{-1,08}$$

Para un 50 % de caudal pico

$$W_{50\%} = 2,14 (q_{pR})^{-1,08}$$

Usualmente, una tercera parte de este ancho en horas se encuentra distribuido antes del caudal pico del hidrograma unitario, y dos terceras partes después del pico.

Figura 4. Hidrograma unitario estándar de Snyder



Fuente: CHOW, Ven, MAIDMENT, David. y MAYS, Larry. *Applied Hidrology*. p. 224.

### 2.3.2.1. Construcción de hidrograma estándar

Considerando los parámetros generales de la cuenca de estudio, se procede a realizar su hidrograma unitario de Snyder, con el fin de calcular el caudal pico para una lluvia con una duración equivalente al tiempo de

concentración, calculado por el método de Kirpich, e intensidad para un tiempo de retorno de 100 años. Iniciando la construcción con el tiempo de retardo estándar y tiempo de lluvia efectiva, se tiene lo siguiente:

$$C_t = \frac{0,6}{\sqrt{0,06}} = 2,449$$

$$t_p = 0,75(2,449)(17,68 \times 11,154)^{0,3} = 8,965 \text{ h}$$

$$t_r = \frac{t_p}{5,5} = \frac{8,965 \text{ h}}{5,5} = 1,63 \text{ h}$$

Considerando un coeficiente  $C_p$  con valor de 0,7 para una cuenca que posee un 6 % de pendiente media, se tiene el siguiente caudal pico unitario:

$$q_p = \frac{2,75(0,7)}{8,965 \text{ h}} = 0,215 \frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{km}^2 \cdot \text{cm}}$$

Como el  $t_R$ , tiempo de duración de lluvia a analizar, es equivalente al tiempo de concentración calculado por el método de Kirpich  $t_c = 105,79$  min aproximadamente 1,76 h, es distinto del tiempo de lluvia efectiva  $t_r = 1,63$  h, por lo que el tiempo de retorno para la lluvia en análisis es la siguiente:

$$t_{pR} = t_p - \frac{t_r - t_R}{4} = 8,965 - \frac{1,63 - 1,76}{4} = 8,999 \text{ h}$$

El caudal pico  $q_{pR}$  para el hidrograma unitario requerido es el siguiente

$$q_{pR} = \frac{q_p t_p}{t_{pR}} = \frac{0,215 \times 8,965}{8,999} = 0,214 \frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{km}^2 \cdot \text{cm}}$$

Se prosigue con el cálculo del tiempo base del hidrograma unitario requerido, junto a los anchos establecidos para el 50 % y 75 % del caudal pico:

$$t_b = \frac{5,56}{q_{pR}} = \frac{5,56}{0,214} = 25,99 \text{ h}$$

$$W_{75\%} = 1,22 (q_{pR})^{-1,08} = 1,22(0,214)^{-1,08} = 6,45 \text{ h}$$

$$W_{50\%} = 2,14 (q_{pR})^{-1,08} = 2,14(0,214)^{-1,08} = 11,32 \text{ h}$$

Teniendo el caudal por unidad de área, el siguiente paso será multiplicar dicho caudal por unidad de área y el área total de la cuenca en análisis, en este caso la cuenca es de 43,68 Km<sup>2</sup>, dicho resultado es el que se utilizara para plotear los puntos del hidrograma unitario.

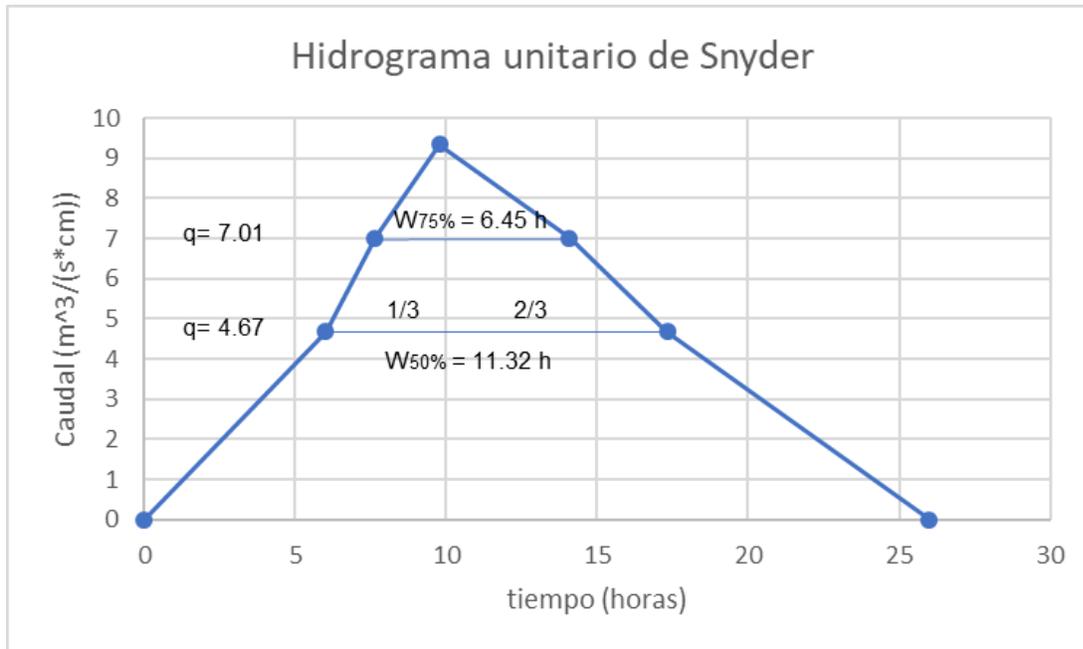
$$q_p = 0,214 \frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{Km}^2 \cdot \text{cm}} \times 43,68 \text{ Km}^2 = 9,34 \frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{cm}}$$

$$q_{75\%} = 9,34 \frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{cm}} \times 75\% = 7,01 \frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{cm}}$$

$$q_{50\%} = 9,34 \frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{cm}} \times 50\% = 4,67 \frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{cm}}$$

Teniendo los valores anteriores de caudal y anchos de tiempo, se puede construir la siguiente gráfica de hidrograma unitario por unidad de precipitación en centímetros, válido para la cuenca en análisis.

Figura 5. **Gráfico del hidrograma unitario de Snyder**



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

### 2.3.2.2. Cálculo de caudal pico

Considerando el análisis de curvas DIF para la estación Asunción Mita previamente realizado y el tiempo de concentración de Kirpich, dicha cuenca posee una intensidad de lluvia de 45,49 mm/h con un tiempo de concentración de 1,63 h para un tiempo de retorno de 100 años, dando como resultado una precipitación de 8,021 cm. Para el cálculo del caudal pico, se multiplica el caudal pico unitario por la altura de precipitación del evento, teniendo el siguiente caudal de diseño en el punto de control de la cuenca:

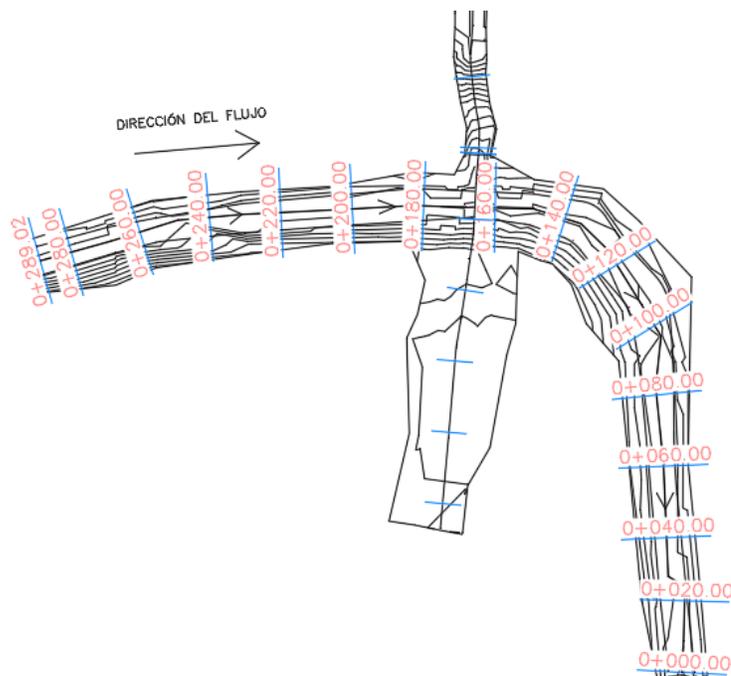
$$Q = q_p \times h_e = 9,34 \frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{cm}} \times 8,021 \text{ cm} = 74,96 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

### 2.3.3. Hidráulica HEC-RAS

Este es un software de modelización hidráulica que facilita la entrada de datos y permite visualizar de forma gráfica los resultados, permitiendo su exportación en forma de tablas, lo cual facilita su interpretación; e importación de superficies y datos generados por otros programas externos. HEC-RAS es un software gratuito, por ello se ha generalizado su uso y se encuentra en proceso constante de actualización.

Para este proyecto se transportarán las superficies generadas en el software de CIVIL 3D y la utilización del caudal máximo para un período de retorno de 100 años, realizando el análisis de crecida máxima.

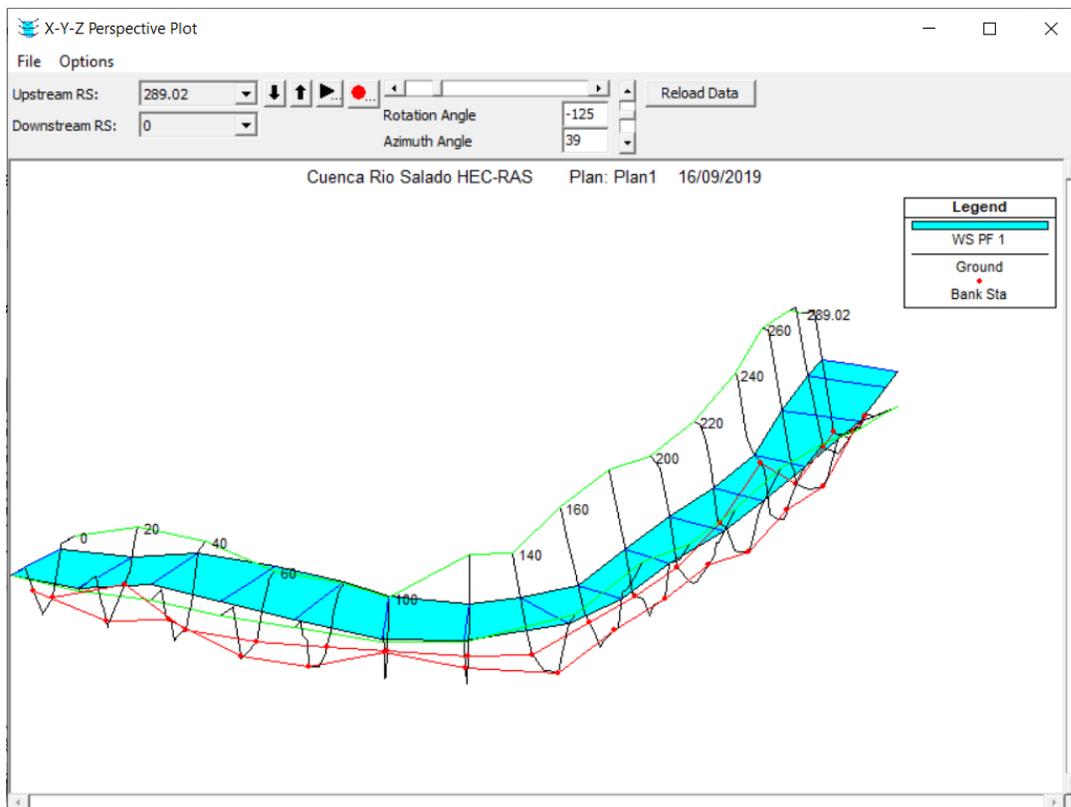
Figura 6. **Modelado y estaciones de superficie de río**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

El análisis de la imagen anterior, indica que el puente se encontrará entre las estaciones 0+160 y 0+170 de la superficie de río a modelar en el software de HEC-RAS. Posteriormente de haber realizado el transporte de la superficie de forma adecuada e ingresado el caudal máximo a analizar, se tiene el siguiente modelado brindado por el software en uso.

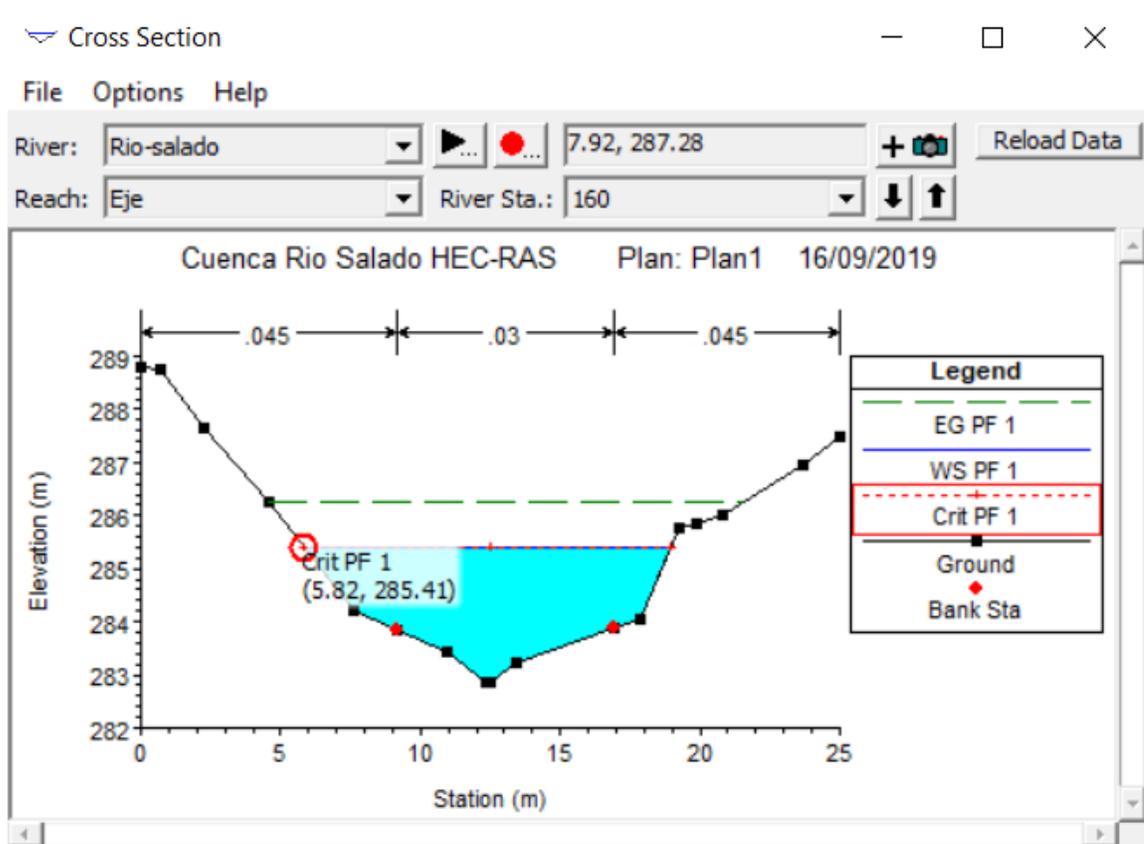
Figura 7. **Modelado 3D río salado con crecida máxima de 100 años**



Fuente: elaboración propia, utilizando software HEC-RAS.

Ingresando la superficie, datos de caudal y pendiente del terreno, se tiene la cota máxima de 285,41 metros de tirante hidráulico en la estación 0+160, con un caudal de  $75 \text{ m}^3/\text{s}$  para un período de retorno de 100 años.

Figura 8. Sección transversal de río estación 0+160



Fuente: elaboración propia, utilizando software HEC-RAS.

Considerando el límite de 1,50 metros entre la cara inferior de las vigas principales y el espejo del tirante hidráulico máximo, la cota mínima de diseño para el rostro inferior de las vigas principales será la 286,91.

#### 2.4. Estudio de suelos

El estudio de suelos permite conocer las características físicas y mecánicas del suelo, como tipo de suelo, humedad, peso específico, capacidad soporte de suelo entre otros. Con estos parámetros, se efectuará el diseño

adecuado de las cimentaciones, debido a que el peso de la estructura es transmitido al suelo, de existir fallas en el suelo, la estructura puede colapsar.

Los resultados del estudio de suelos se encuentran en el apartado de anexos, en los cuales se realizaron los siguientes ensayos:

- Compresión triaxial
- Análisis granulométrico
- Límites de Atterberg
- Gravedad específica

Por el tipo de ensayos necesarios, se realizó la extracción de una muestra inalterada de suelo a una profundidad de 2 metros con respecto al lecho del río en uno de los bordes donde se prevé la construcción de los estribos del puente. La extracción de las muestras y estudio de suelos para este proyecto es realizado a cargo de la empresa Arquinmetales, S. A.

#### **2.4.1. Cálculo valor soporte del suelo**

Para verificar los parámetros utilizados en el cálculo de valor soporte del suelo, véase el anexo 2 y anexo 3, donde se encuentra especificado cada uno de los factores de flujo de carga, ángulo de cohesión interna y factor de seguridad empleados en la fórmula de Therzaghi. El valor soporte de suelo permisible utilizado para este proyecto será de 31,8 ton/m<sup>2</sup>. A continuación se presenta enlistados los valores de los parámetros para el cálculo del valor soporte de suelo, realizados por la empresa Arquinmetales, S. A.

Tipo de suelo	Limo arenoso color café
Ángulo rozamiento interno	25,99 °
Peso específico del suelo	1,95 g/cm <sup>3</sup>
Profundidad de cimentación	2,00 m
Tensión vertical	0,39 Kg/cm <sup>3</sup>
Cohesión	0,18 Kg/cm <sup>2</sup>
Factor de seguridad	3,00
Ancho de cimentación	1,00 m
Factor capacidad de carga N <sub>c</sub>	22,24
Factor capacidad de carga N <sub>q</sub>	11,84
Factor capacidad de carga N <sub>γ</sub>	10,57
Capacidad soporte del suelo	31,8 ton/m <sup>2</sup>

## 2.5. Geometría del puente

De los diversos diseños geométricos en puentes cabe mencionar los de armadura de acero, arco, cable, viga losa, suspensión, puentes losa y puentes en voladizo. Se pretende utilizar un puente estilo viga losa, el cual será analizada su viabilidad en el título posterior.

## 2.6. Selección del tipo de estructura

Para seleccionar el tipo de estructura, se debe analizar la luz libre que poseerá. En este caso, se procura evitar el uso de pilas intermedias para no alterar de forma considerable el cauce del río Salado, por lo que se tiene una luz libre de 23 metros de longitud.

Tabla III. **Rango de luces según el tipo de estructura**

Tipo de Estructura	Material	Rango de luces(m)
Losa	C. Armado	0-12
	C. Preesforzado	10-40
Vigas	C. Armado	12-25
	C. Preesforzado	25-325
	Acero	30-300
Arco	Concreto	80-390
	Acero	130-400
	Acero Ret.	240-520
Reticulado	Acero	100-600
Atirantado	Concreto	50-450
	Acero	100-1000
Colgante	Acero	300-2000

Fuente: SEMINARIO, Ernesto. *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*. p. 13.

Debido a que la luz libre se encuentra entre un rango de 12 a 25 metros, se permite el diseño de un puente viga losa de concreto reforzado compuesto de una sola luz entre estribos yd sin pilas intermedias.

## **2.7. Especificaciones de diseño**

El diseño de puente vehicular se fundamentará en las normas AASHTO 2017, salvo en casos específicos se tomará como referencia la publicación AASHTO 2002. También se emplearán los requisitos para concreto estructurales recomendados por el ACI 318 2014, sin embargo, esta norma no se encontrará citada con frecuencia debido a que las propias normas AASHTO son elaboradas con base en las publicaciones más recientes del Instituto Americano del Concreto (ACI).

El concreto para el diseño poseerá una resistencia a la compresión ( $f'c$ ) de 281 Kg/cm<sup>2</sup> (4 000 psi); las varillas o barras de acero utilizadas para el refuerzo tendrán una resistencia a la fluencia ( $f_y$ ) de 4 200 Kg/cm<sup>2</sup> (Grado 60). Como carga viva de diseño se utilizará la HL-93, indicada en el Artículo 3.6.1.2.2 AASHTO 2017.

El recubrimiento de los elementos se basará en la tabla 5.10.1-1 AAHSTO 2017. El recubrimiento inferior para la losa será de 5 cm, el recubrimiento para las superficies que estarán en contacto con tránsito de neumáticos será de 6,0 cm, para las vigas principales y diafragmas se tendrá un recubrimiento de 7,5 cm, finalizando con las vigas de apoyo y cortinas que tendrán un recubrimiento de 5,0 cm.

Tabla IV. **Parámetros de diseño para el puente vehicular**

Descripción	Valor
Luz libre	23,00 m
Ancho de rodadura	7,30 m
Ancho de acera	0,80 m
Carga viva AASHTO 2017	HL-93
Peso específico del concreto armado	2 400 Kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del concreto ciclópeo	2 500 Kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del asfalto	2 100 Kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del suelo	1 950 Kg/m <sup>3</sup>
Valor soporte del suelo	31,8 Ton/m <sup>2</sup>
Esfuerzo de compresión del concreto ( $f'c$ )	281 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del acero ( $f_y$ )	4 200 Kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Word.

## 2.8. Predimensionamiento de los elementos estructurales

Para realizar el diseño de una estructura es necesario su predimensionamiento. Este se realiza considerando ciertos parámetros cuya

mayoría son resultados de análisis estadísticos de diferentes códigos de construcción, los cuales consideran ciertas variables. La mayoría de los parámetros de diseño que serán empleados para este proyecto se encuentran en la normativa AASHTO 2017 y ACI 318 2014.

### 2.8.1. Losa

La tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO 2017 indica lo siguiente, para losas de tramos simples con armadura principal paralela al tráfico, el espesor de losa se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$t = \frac{1,2 (S+10)}{30}$$

Donde:

t = espesor de losa en pies

S = espaciamiento entre vigas en pies

Al realizar la adaptación adecuada de la fórmula anterior en el sistema internacional de medidas queda la siguiente:

$$t = \frac{1,2 (S+3,05)}{30}$$

Donde:

t = espesor de losa en metros

S = espaciamiento entre vigas en metros

$$t = \frac{1,2 (2,075+3,05)}{30} = 0,205\text{m} \sim 0,21\text{m}$$

Por lo tanto, el peralte por utilizar en las losas es de  $t = 0,21$  metros

## 2.8.2. Vigas

La Tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO 2017 brinda un parámetro para el peralte en vigas de sección rectangular, el cual es el siguiente:

$$h = 0,060L$$

Donde:

$h$  = Peralte mínimo de viga rectangular en metros

$L$  = Longitud total de la viga

$$h = 0,060 \times (23 \text{ m}) = 1,38 \text{ m}$$

Otro parámetro ubicado la tabla 9.3.1.1 del ACI 318 2014, brinda el siguiente parámetro como altura mínima para una viga simplemente apoyada:

$$h = \frac{L}{16} = \frac{23\text{m}}{16} = 1,4375 \text{ m}$$

Otro parámetro utilizado frecuentemente, el cual garantiza los chequeos por cuantía de acero, es un peralte de 8 % de la luz libre de la viga, teniendo:

$$h = 8 \% \times L = 8 \% \times 23 = 1,84 \text{ m}$$

Teniendo como el peralte mínimo 1,4375 m y como peralte recomendado 1,84 m, tomando estos valores se elige un peralte intermedio de 1,70 m; para evitar la revisión por deflexión se considera una base no menor que el peralte dividido en 3,5.

$$b = \frac{h}{3,5} = \frac{1,70 \text{ m}}{3,5} = 0,4857 \text{ m}$$

Para contar con el espacio suficiente para colocar el acero de refuerzo, tener una adecuada rigidez del elemento estructural y considerando el parámetro crítico de altura, las vigas serán diseñadas con un peralte de 1,70 m y una base de 0,85 m.

### **2.8.3. Diafragmas**

Las vigas diafragmas son elementos estructurales transversales con respecto a las vigas principales, los cuales son empleados como riostras en los extremos de las vigas, en apoyos y en puntos intermedios para mantener la geometría de la sección, brindar rigidez y así resistir las fuerzas laterales que afecten a la superestructura. El artículo 6.7.4.3 AASHTO 2017 recomienda que la separación entre diafragmas no debe exceder los 40 pies (12,19 metros) de longitud, en el caso donde la luz de las vigas principales es mayor de 40 pies, se optará por colocar cada diafragma correspondiente a un tercio de la luz libre entre apoyos.

Para este caso, es necesario el diseño de dos diafragmas interiores y dos exteriores, debido a que la luz libre entre apoyos supera el parámetro de 40 pies de longitud, situando cada diafragma correspondiente a un tercio de la longitud de la superestructura.

### 2.8.3.1. Diafragma externo

Son los diafragmas colocados en los extremos de la superestructura. El peralte de los diafragmas externos está dado por  $\frac{1}{2}$  de la altura de las vigas principales, siendo el siguiente:

$$h_{\text{diafragma ex}} = \frac{1}{2} h_{\text{viga principal}} = \frac{1}{2} (1,70 \text{ m}) = 0,85 \text{ m}$$

La base mínima recomendable es de 30 centímetros, para este caso se utilizará una base de 40 centímetros en ambos tipos de diafragmas, para cumplir con el requisito mínimo y brindar rigidez extra a los elementos. Por lo tanto, las dimensiones del diafragma externo serán 0,40 m X 0,85 m.

### 2.8.3.2. Diafragma interno

Son los diafragmas colocados a cada tercio interno de la superestructura. El peralte de los diafragmas internos está dado por ser  $\frac{3}{4}$  de la altura de las vigas principales:

$$h_{\text{diafragma in}} = \frac{3}{4} h_{\text{viga principal}} = \frac{3}{4} (1,70 \text{ m}) = 1,275 \text{ m}$$

$$b = 0,40 \text{ m}$$

Por lo tanto, las dimensiones para el diafragma interno serán 0,40 m X 1,275 m.

#### **2.8.4. Cortina**

Son elementos transversales extremos, los cuales en su cara externa posee uno o dos dientes a lo largo de toda su extensión. El diente superior es obligatorio para soportar la losa de transición y el diente inferior, de carácter opcional, contribuye a la contención de la losa de transición, relleno y aproches.

Su altura está dada por el peralte de las vigas principales y su base será de 30 centímetros.

$$h_{\text{cortina}} = h_{\text{viga principal}} = 1,70 \text{ m}$$

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

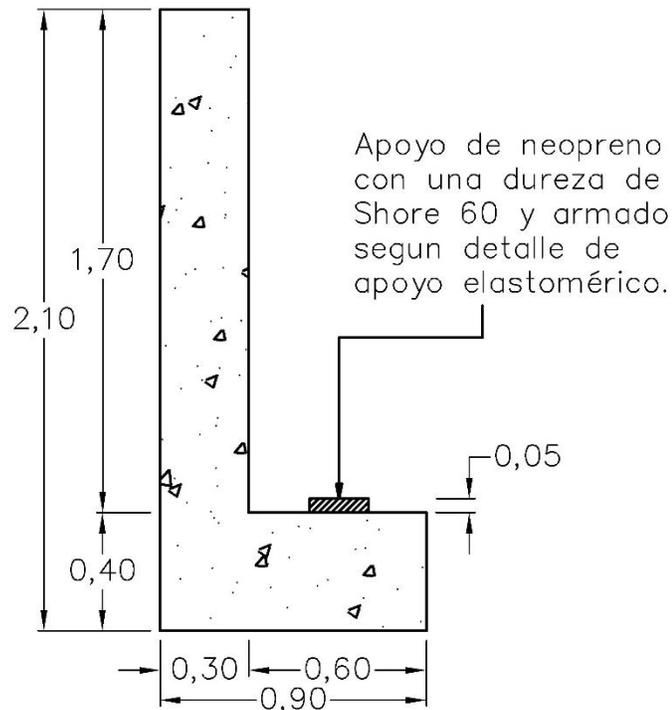
#### **2.8.5. Viga de apoyo**

Empleando el criterio de 2 centímetros por cada metro longitudinal del puente, se tiene lo siguiente:

$$b_{\text{viga de apoyo}} = 23\text{m} \times 0,02 \text{ m/m} = 0,46\text{m}$$

Considerando la separación entre la viga y la cortina, y el recubrimiento que necesitan las barras de acero, se utilizara una base de 60 centímetros.

Figura 9. **Predimensionamiento de cortina y viga de apoyo**

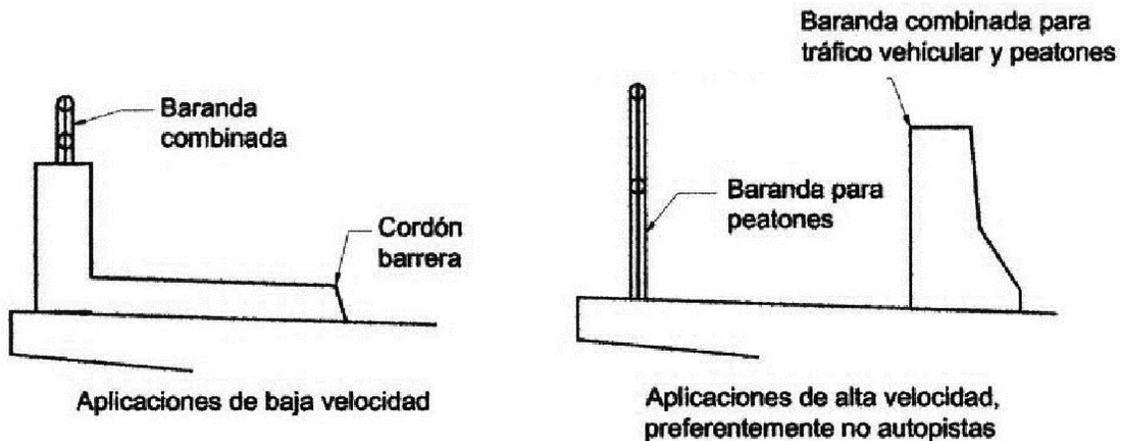


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.8.6. Bordillo

También conocido como cordón barrera, tiene la función de realizar el control adecuado del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico y paso peatonal. Su altura varía en el rango de 15 a 20 centímetros, y no son adecuados para que un vehículo deje el carril. Son aplicables para puentes con velocidades de diseño menor a 70 km/h, para velocidades de diseño mayores, a fin de proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera de concreto.

Figura 10. **Aceras peatonales en puentes**



Fuente: RODRÍGUEZ, Arturo. *Puentes con AASHTO-LRFD*. p. 1-5

Por lo tanto, debido a que la velocidad de diseño para este proyecto no supera el límite de 70 km/h, se empleará un bordillo o cordón barrera de 15 centímetros, siendo la misma altura para la acera.

### 2.8.7. **Barandas**

Se instalan a lo largo del borde de la superestructura del puente para protección de los usuarios. La altura de dichas barandas no será menor de 1,10 metros medidos desde la cara de la acera peatonal, cordón barrera o bordillo.

Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples, peatones y resistir choque, sin embargo, su uso debe ser limitado a carreteras cuyas velocidades de diseño no superen los 70 km/h. Debido a que la velocidad de diseño de este puente vehicular es de 60 km/h, se procederá a realizar el diseño para una

baranda combinada de concreto armado y tubería HG, cuyas dimensiones serán de pedestales cuadrados de 0,20 cm X 0,20 cm y una altura de 1,10m.

Se utilizarán las cargas dispuestas para un nivel de ensayo 2 (TL-2), el cual se encuentra especificado en la sección 13.7.2 AASHTO 2017, el cual es utilizado en zonas de trabajo y la mayor parte de las calles urbanas, que cuentan con condiciones de emplazamiento favorables, donde se prevé un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades de diseño son reducidas, menores de 70 km/h. La siguiente es la tabla A13.2.1- Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular del AASHTO 2017.

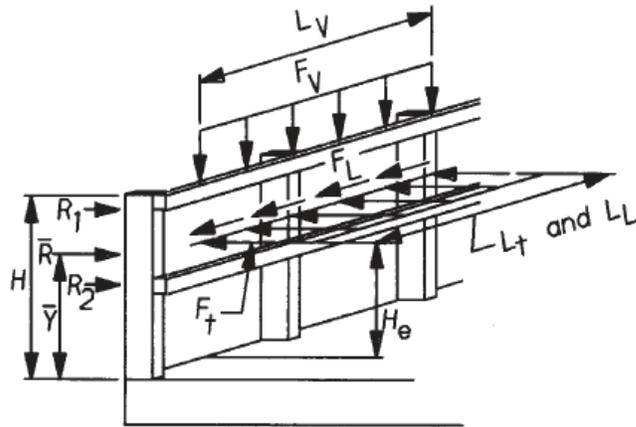
Tabla V. **Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular**

Design Forces and Designations	Railing Test Levels					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
$F_t$ Transverse (kips)	13.5	27.0	54.0	54.0	124.0	175.0
$F_L$ Longitudinal (kips)	4.5	9.0	18.0	18.0	41.0	58.0
$F_v$ Vertical (kips) Down	4.5	4.5	4.5	18.0	80.0	80.0
$L_t$ and $L_L$ (ft)	4.0	4.0	4.0	3.5	8.0	8.0
$L_v$ (ft)	18.0	18.0	18.0	18.0	40.0	40.0
$H_e$ (min) (in.)	18.0	20.0	24.0	32.0	42.0	56.0
Minimum $H$ Height of Rail (in.)	27.0	27.0	27.0	32.0	42.0	90.0

Fuente: AASHTO LFRD 2017. Bridge Design Specifications. p. 13-18

Para poder ubicar y utilizar la tabla anterior, se presenta la siguiente imagen, la cual demuestra la ubicación de las fuerzas de diseño en una baranda metálica y postes de concreto con sus respectivas distribuciones.

Figura 11. **Fuerzas de diseño en una baranda**



Fuente: AASHTO LFRD 2017. Bridge Design Specifications. p. 13-18

Se identifican las fuerzas vertical, longitudinal y transversal respectivamente para un TL-2:

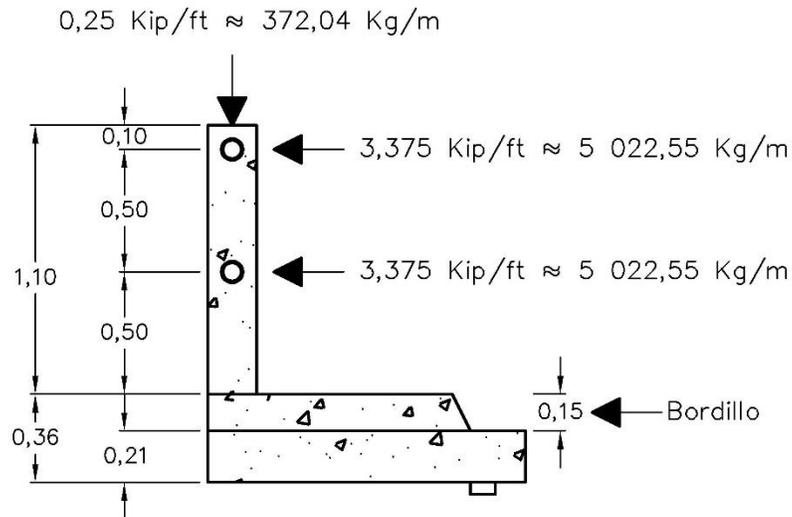
$$F_{\text{Vertical}} = \frac{F_V}{L_V} = \frac{4,5 \text{ Kips}}{18 \text{ ft}} = 0,25 \text{ Kip/ft} \sim 372,04 \text{ Kg/m}$$

$$F_{\text{Transversal}} = \frac{F_t}{L_t} = \frac{27 \text{ Kips}}{4 \text{ ft}} = 6,75 \text{ Kip/ft} \sim 10\,045,10 \text{ Kg/m}$$

$$F_{\text{Tran. por baranda}} = \frac{F_{\text{Transversal}}}{\text{No}_{\text{Barandas}}} = \frac{6,75 \text{ Kip/ft}}{2} = 3,375 \text{ Kip/ft} \sim 5\,022,55 \text{ Kg/m}$$

A continuación, se presenta el diagrama de cargas para el diseño de barandal, las cargas se encontrarán en sistema inglés y en sistema internacional de medidas con sus respectivas conversiones.

Figura 12. Diagrama de cargas para diseño de barandal



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.8.7.1. Diseño del pasamanos

Se utilizarán tubos estándar de HG con diámetro de 3 pulgadas, los cuales serán adaptados y diseñados como una viga continua, tomando la carga horizontal no mayor de 300 lb/pie. Para este tipo de tubería, según AISC se tiene las siguientes características:

$$\phi_{\text{ext}} = 3,50 \text{ plg} ; \phi_{\text{int}} = 3,068 \text{ plg} ; I_{\text{iner}} = 3,017 \text{ plg}^4$$

$$C = \frac{\phi_{\text{ext}}}{2} = \frac{3,50 \text{ plg}}{2} = 1,75 \text{ plg}$$

- Módulo de sección

$$S = \frac{I_{\text{iner}}}{C} = \frac{3,017 \text{ plg}^4}{1,75 \text{ plg}} = 1,724 \text{ plg}^3$$

- Análisis de resistencia del tubo

$$M_U = S \times f_{HG}$$

$$f_{HG} = 20\,000 \text{ lb/plg}^2$$

$$M_U = 1,724 \text{ plg}^3 \times 20\,000 \text{ lb/plg}^2 = 34\,480 \text{ lb}\cdot\text{plg} \sim 2\,873,33 \text{ lb}\cdot\text{pie}$$

- Análisis por tramos continuos

$$M_U = \frac{W \times L^2}{10}$$

$$L = \sqrt{\frac{10 \times M_U}{W}} = \sqrt{\frac{10 \times 2\,873,33 \text{ lb}\cdot\text{pie}}{3\,375 \text{ lb/pie}}} = 2,92 \text{ pie} \sim 0,88 \text{ m}$$

Para las barandas se utilizarán tubos de 3 pulgadas de diámetro de HG con una separación máxima de 0,80 m a ejes de postes, 0,60 m a rostros de postes.

### 2.8.7.2. Diseño de los postes

Se diseñan postes de concreto reforzado de 0,20m×0,20m×1,10m a cada 0,80 metros medidos desde el eje central de cada poste, 0,60 metros de separación medidos desde los rostros. Estos postes trabajan como pedestales sometidos a flexo compresión, ya que sobre ellos actúa una carga axial y un momento de flexión.

- Análisis de esbeltez

$$E = \frac{K \times L_U}{r}$$

Donde:

E = Esbeltez de la columna

K = Factor de longitud efectiva de la columna

L<sub>U</sub> = Luz de la columna

r = Radio de giro (0,30 h)

$$K = \frac{0,20 \times (1,10 + 0)^{1/2}}{0,20} = 1,05$$

$$E = \frac{1,05 \times 1,10 \text{ m}}{0,30 \times 0,20} = 19,25 < 22$$

Debido a que la relación de esbeltez es menor a 22 se considera el elemento una columna corta, por lo cual los efectos de esbeltez pueden despreciarse.

- Cálculo de Momento último

$$M_U = 1,25 \times M_{CM} + 1,75 \times M_{CV}$$

$$M_U = 1,25 \times 0 + 1,75 \times (5\,022,55 \text{ Kg/m} \times 0,5\text{m} + 5\,022,55 \text{ Kg/m} \times 1,00\text{m})$$

$$M_U = 13\,184,19 \text{ Kg m/m} \times 0,20\text{m} = 2\,636,84 \text{ Kg}\cdot\text{m} \sim 2,637 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

- Área de acero postes

Considerando que el poste posee un recubrimiento de 2,5 centímetros y el uso de varillas No 4, tenemos el siguiente peralte efectivo d para la sección que trabaja a tensión de los postes en un evento extremo:

$$d = 20 - \left( 2,50 + \frac{0,5 \text{ plg}}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 16,865 \text{ cm}$$

Teniendo el peralte efectivo, se calcula el área de acero necesaria que trabaje a tensión para un evento extremo, utilizaremos el método iterativo en el cual encontramos la sección “a” la cual trabaja a compresión y por lo tanto no aporta a la tensión:

$$As = \frac{M_U \times 10^5}{0,9 \times f_y \times (d - a/2)} \qquad a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

Donde:

As = Área de acero en cm<sup>2</sup>

M<sub>U</sub> = Momento último en Ton-m

d = Peralte efectivo en cm

f<sub>y</sub> = Esfuerzo de fluencia del acero en Kg/cm<sup>2</sup>

a = Profundidad del rectángulo equivalente al esfuerzo de compresión en cm

f'<sub>c</sub> = Resistencia del concreto a compresión en Kg/cm<sup>2</sup>

b = Base de los postes en centímetros

Teniendo como primera iteración la siguiente, considerando un “a = 1”:

$$As = \frac{2,637 \times 10^5}{0,9 \times 4\,200 \times (16,865 - 1/2)} = 4,263 \text{ cm}^2 \qquad a = \frac{4,263 \times 4\,200}{0,85 \times 281 \times 20} = 3,748 \text{ cm}$$

Tabla VI. **Método iterativo para acero a tensión en postes**

As	a
4,263	1,000
4,654	3,748
4,708	4,091
4,715	4,139
4,716	4,146
4,716	4,146
4,716	4,147

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

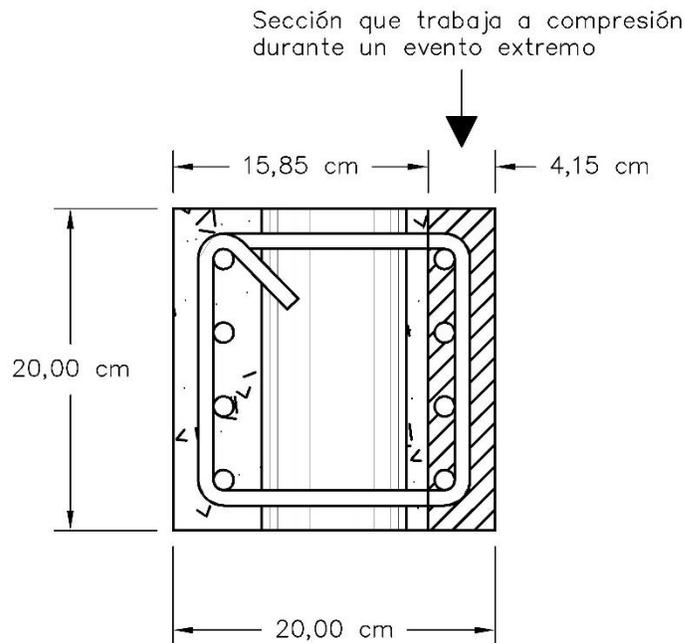
$$As_{\text{Tensión}} = 4,72 \text{ cm}^2 \approx 1,18 \%$$

$$No_{\text{Barras}} = \frac{As}{A_{\text{Varilla No 4}}} = \frac{4,72 \text{ cm}^2}{1,27 \text{ cm}^2} = 3,72 \sim 4,00 \text{ Barras}$$

Por lo que se propone el armado de 8 varillas distribuidas uniformemente en el área transversal de los postes de concreto, indicando el área que trabaja a compresión durante un evento extremo.

Las 8 varillas No 4 brindan un área de acero de 10,16 cm<sup>2</sup>, el cual representa un 2,54 % del área gruesa, por lo cual este diseño se encuentra dentro del rango del 1 % al 6 % del área gruesa prestablecido por el artículo 18.7.4.1 del ACI 318 2014 para columnas especiales resistentes a momento. Se prevé la implementación de estribos cerrados con varillas No 3.

Figura 13. **Sección transversal típica de postes**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Como se aprecia, las varillas ubicadas en la sección que trabaja a compresión durante un evento extremo no aportan esfuerzos de tensión, por lo que el armado propuesto posee 4 de las 8 varillas No 4 aportando tensión, cumpliendo con las 4 varillas necesarias calculadas previamente. Los postes poseerán esta configuración de refuerzo transversal debido a los tubos de HG que irán empotrados en cada uno.

- Cálculo de la resistencia a compresión

Considerando el factor de reducción de resistencia por aplastamiento del concreto con valor de 0,65 indicado en la Tabla 21.2.1 del ACI 318 2014, calculamos la resistencia nominal a compresión de cada poste.

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times 0,80 \times [0,85 \times f_c \times (A_g - A_s) + A_s \times f_y] \\ \phi P_n &= 0,65 \times 0,80 \times [0,85 \times 281 \times (400 - 10,16) + 10,16 \times 4\,200] \\ \phi P_n &> P_U \\ 70\,608,35 \text{ Kg} &> 1,75 \times 372,04 \text{ Kg/m} \times 0,20 \text{ m} \\ \phi P_n &= 70\,608,35 \text{ Kg} > 130,214 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Cumple a compresión.

- Cálculo a la resistencia de cortante del concreto

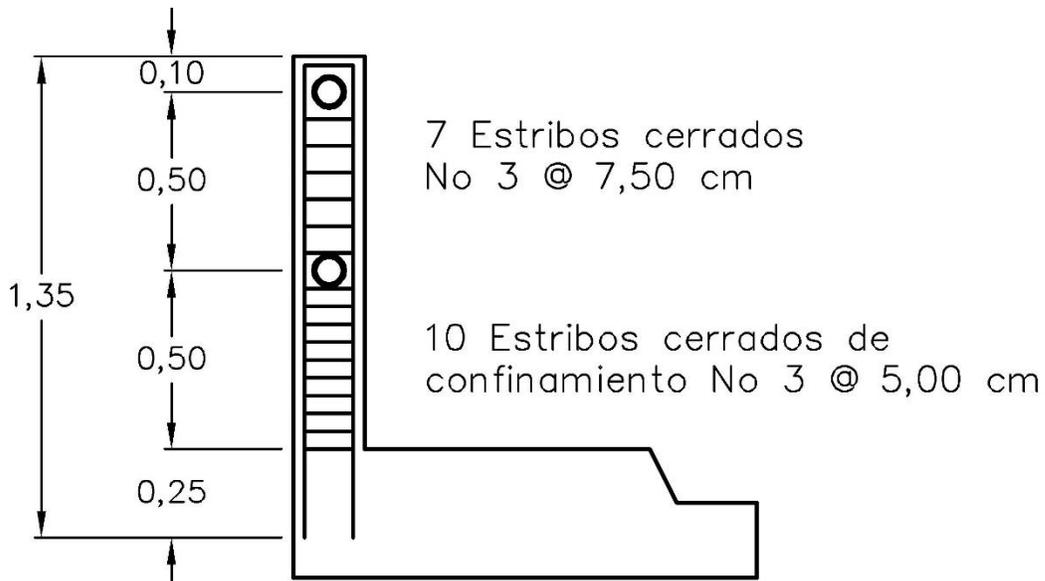
Considerando el factor de reducción de resistencia al cortante del concreto con valor de 0,75 indicado en la Tabla 21.2.1 del ACI 318 2014, calculamos la resistencia nominal a cortante de cada poste.

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \times 0,53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ \phi V_n &= 0,75 \times 0,53 \times \sqrt{281} \times 20 \times 16,865 = 2\,247,53 \text{ Kg} \\ \phi V_n &> V_U \\ 2\,247,53 \text{ Kg} &> 1,75 \times (5\,022,55 + 5\,022,55) \text{ Kg/m} \times 0,20 \text{ m} \\ &2\,247,53 \text{ Kg} > 3\,515,785 \end{aligned}$$

La resistencia a corte del concreto no es suficiente para soportar el requisito cortante, por lo que se procede a agregar refuerzo de confinamiento desde la base de los postes a una altura de 18 pulgadas, según las especificaciones del artículo 18.7.5.1 ACI 318 2014, con estribos cerrados No 3. La distancia entre los estribos cerrados de confinamiento será de 5 centímetros cumpliendo con las disposiciones del artículo 18.7.5.3 ACI 318 2014. Más allá de la altura de confinamiento se colocarán estribos cerrados No 3 con una

separación no mayor de 7,5 centímetros considerando las disposiciones del artículo 18.7.5.5 ACI 318 2014.

Figura 14. Elevación de armado de postes

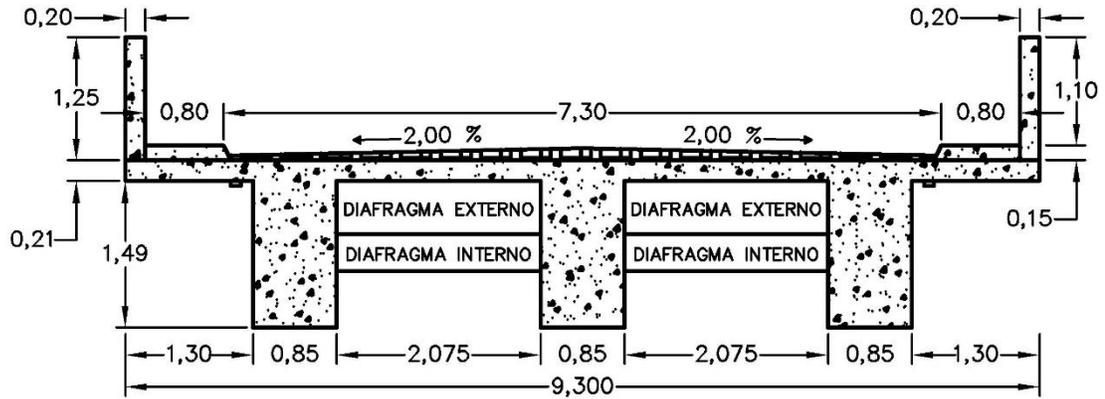


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

## 2.9. Diseño de la superestructura

Se emplean los parámetros adquiridos en la fase de predimensionamiento, donde los elementos estructurales pertenecientes a la superestructura son la losa, vigas principales y diafragmas.

Figura 15. Sección transversal de la superestructura



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.9.1. Diseño de losa

La losa es una membrana estructural cuya función es el transmitir las cargas perpendiculares que accionan en su plano a las vigas principales. En la mayoría de los puentes, las losas tienden a ser en un sentido debido a la relación entre lado largo y lado corto.

#### 2.9.1.1. Integración de momentos por carga muerta

- Integración carga muerta vertical de losa

$$\text{Peso propio de losa} = 0,21 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 504,0 \text{ Kg/m}$$

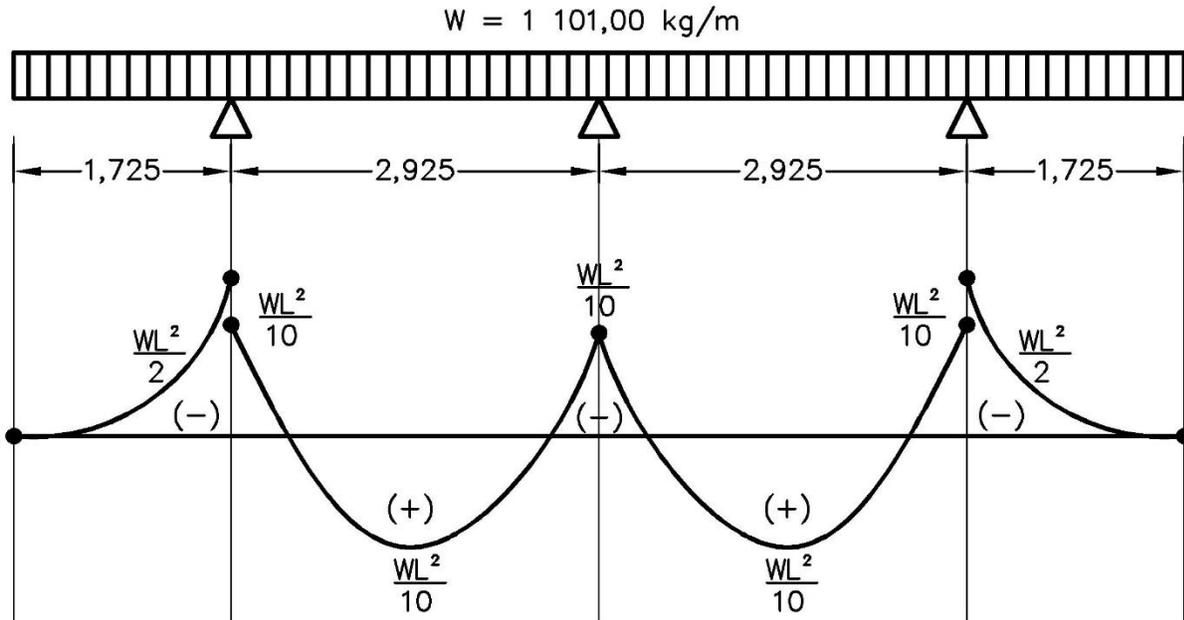
$$\text{Baranda (Postes + Tubo H.G.)} = \frac{0,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 1,10 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3}{0,80 \text{ m}} = 132,0 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso asfalto} = 0,05 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2100 \text{ Kg/m}^3 = 105,0 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Acera Voladizo} = \frac{1 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3}{0,80 \text{ m}} = 360,0 \text{ Kg/m}$$

$$\sum W_{CM} = 1101,0 \text{ Kg/m}$$

Figura 16. Diagrama de momentos debido a carga muerta en losa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Momento negativo por carga muerta en el voladizo

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{2} = \frac{1\,101,0 \text{ Kg/m} \times (1,725 \text{ m})^2}{2} = 1\,638,08 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

- Momento negativo por carga muerta entre vigas

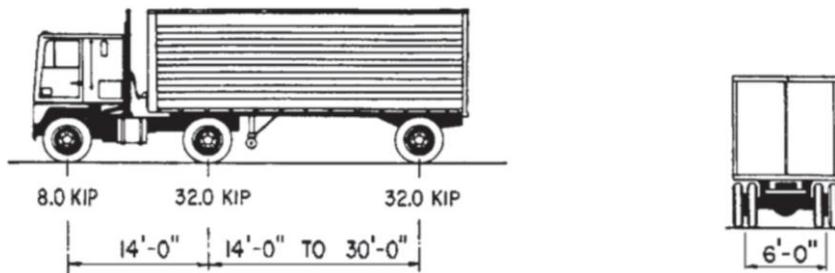
$$M_{CM} = \frac{WL^2}{10} = \frac{1\,101,0 \text{ Kg/m} \times (2,925 \text{ m})^2}{10} = 941,97 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

En este caso, se utiliza el momento del voladizo para el análisis, debido a que es el momento de mayor valor numérico y por ende más crítico, cuyo valor es  $M_{CM} = 1\,638,08 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

### 2.9.1.2. Integración de momentos por carga viva

Como se indicó en la descripción del proyecto de este mismo capítulo, se realizará el diseño con la carga viva HL-93 siguiente:

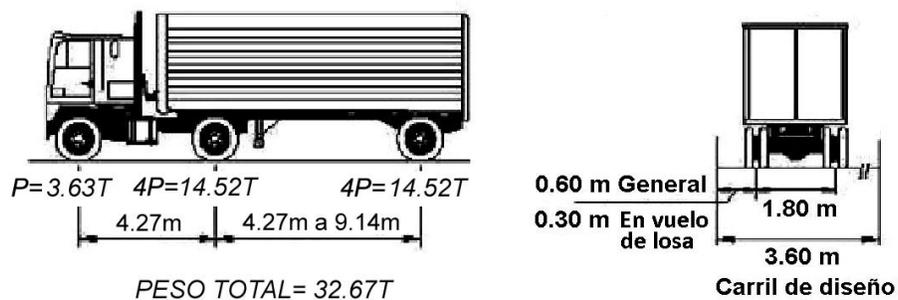
Figura 17. Camión de diseño AASHTO HL-93



Fuente: AASHTO LFRD 2017. *Bridge Design Specifications*. p. 3-22

La expresión para la carga HL-93 en el sistema internacional de medidas se encuentra definida a continuación:

Figura 18. Camión de diseño AASHTO HL-93 en SI



Fuente: RODRÍGUEZ, Arturo. *Puentes con AASHTO-LRFD*. p. II-2

Para este diseño se utilizará el camión HL-93 con una separación simétrica entre ejes de 4,27 m, una carga puntual en la cabina de 1,8 toneladas y por cada eje 7,3 toneladas.

El valor del momento por carga viva se obtiene aplicando la fórmula dada por el artículo 3.24.3.1 AASHTO 2002:

$$M_{CV} = 0,8 \times \left( \frac{S + 2}{32} \right) \times P$$

Donde:

S = Distancia a rostro de vigas en pies, 2,075 m ~ 6,81 pies

P = Carga de rueda de diseño en libras, 7,3 Ton ~ 1 6093,58 Lb

$$M_{CV} = 0,8 \times \left( \frac{6,81 + 2}{32} \right) \times 16\,093,58 = 3\,544,61 \text{ Lb}\cdot\text{pie}$$

$$M_{CV} = 3\,544,61 \text{ Lb}\cdot\text{pie} \times \frac{1 \text{ Kg}}{2,2046} \times \frac{0,3048 \text{ m}}{1 \text{ pie}} = 490,0 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

### **2.9.1.3. Momento debido al impacto**

El artículo 3.6.2 AASHTO 2017 indica que se debe aplicar un porcentaje de carga dinámica permisible debido al impacto igual o menor a 33 %. Estos efectos dinámicos pueden atribuirse a dos causas:

- Efecto de martilleo. Es la respuesta dinámica del conjunto entre las llantas y superficies discontinuas a lo largo del puente, como juntas, delaminaciones, rajaduras o baches.

- Vibraciones como respuesta dinámica del puente en su conjunto con los vehículos circulantes, generada por largas ondulaciones en el pavimento de la calzada, asentamiento del relleno o la resonancia como resultado de frecuencias similares entre el puente y vehículo.

Para encontrar valores menores al 33 % se puede emplear la ecuación indicada en el artículo 3.8.2.1 AASHTO 2002:

$$I = \left( \frac{15,24}{L + 38} \right)$$

Donde:

I = Porcentaje de impacto a aplicar

L = Longitud del elemento a aplicar la carga de impacto en dirección del refuerzo principal

$$I = \left( \frac{15,24}{2,075 + 38} \right) = 38.00 \% > 33 \%$$

Por lo tanto, la carga viva final de diseño será la siguiente:

$$M_{CV+I} = 490,0 \text{ Kg}\cdot\text{m} \times (100 \% + 33 \%) = 651,7 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

#### **2.9.1.4. Cálculo de momento último**

Considerando la filosofía de la normativa AASHTO LRFD y la reciente actualización de la normativa AGIES NSE 5.2 2018, se utilizará la siguiente fórmula general con factores de carga

$$Q = \sum \eta_i \times \gamma_i \times Q_i$$

Donde:

- $\eta_i$  = Modificador de cargas cuyo valor debe ser mayor o igual a 0,95
- $Q_i$  = Son las solicitaciones de cargas especificadas para cada caso
- $\gamma_i$  = Factores de carga especificados en la tabla 3.4.1-1 AASHTO 2017

Si el puente posee un factor de ductilidad de 1,0, un factor modificador de redundancia de 1,0 y el factor de importancia es de 1,0 debido a que el puente es ordinario, entonces  $\eta_i = 1,0$ , se tiene la siguiente ecuación de combinación de momentos utilizando la resistencia I:

$$M_U = 1,25 \times M_{CM} + 1,75 \times M_{CV+I}$$

Donde:

- $M_{CM}$  = Momento por carga muerta
- $M_{CV+I}$  = Momento dado por carga viva e impacto

$$M_U = 1,25 \times 1\,638,08 + 1,75 \times 651,70 = 3\,188,075 \text{ Kg}\cdot\text{m} \sim 3,19 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

### **2.9.1.5. Refuerzo principal**

Será perpendicular al tráfico debido a que en este sentido trabajará la losa, transmitiendo sus cargas a la viga de borde y viga central. Se utilizará un recubrimiento inferior de 5 centímetros y varillas No. 4.

- Peralte efectivo

Para calcular el peralte efectivo, el cual está definido como la distancia desde el centroide del acero a tensión hasta la fibra extrema a compresión, empleando la siguiente ecuación:

$$d = t - \left( r_{\text{inf}} + \frac{\emptyset}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right)$$

Donde:

- d = Peralte efectivo en cm
- t = Espesor de viga expresado en cm
- $r_{\text{inf}}$  = Espesor del inferior de losa
- $\emptyset$  = Diámetro de la varilla en pulgadas

$$d = 21 - \left( 5,00 + \frac{0,5 \text{ plg}}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 15,365 \text{ cm}$$

- Área de acero principal cama inferior

El área de acero principal es calculada mediante el método iterativo empleando las siguientes ecuaciones:

$$A_s = \frac{M_U \times 10^5}{0,9 \times f_y \times (d - a/2)} \qquad a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

Donde:

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

$M_u$  = Momento último en Ton-m

$d$  = Peralte efectivo en cm

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero en  $\text{Kg/cm}^2$

$a$  = Profundidad del rectángulo equivalente al esfuerzo de compresión en cm

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

$b$  = Base unitaria de la losa, equivalente a 100 cm

Teniendo como primera iteración la siguiente, considerando un "a = 1":

$$A_s = \frac{3,19 \times 10^5}{0,9 \times 4\,200 \times (15,365 - 1/2)} = 5,6772 \text{ cm}^2 \quad a = \frac{5,6772 \times 4\,200}{0,85 \times 281 \times 100} = 0,9983 \text{ cm}$$

Tabla VII. **Método iterativo para acero principal en losas**

<b><math>A_s</math></b>	<b><math>a</math></b>
5,6772	1
5,6769	0,9983
5,6769	0,9982
5,6769	0,9982

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

$$A_s = 5,68 \text{ cm}^2 \approx 0,27 \%$$

- Área de acero máximo

Revisar que el área de acero sea menor que el área de acero máximo indicada por rho balanceado para zona sísmica según las siguientes ecuaciones:

$$A_{S_{Max}} = 0,5 \times \rho_b \times b \times d$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \times \frac{6\,090}{6\,090 + f_y}$$

Donde:

$A_{S_{Max}}$  = Área de acero máximo para zonas sísmicas en  $\text{cm}^2$

$\rho_b$  = Cuantía balanceada de acero adimensional

$b$  = Base unitaria de la losa, equivalente a 100 cm

$d$  = Peralte efectivo en cm

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero en  $\text{Kg/cm}^2$

$f_c$  = Resistencia del concreto a compresión en  $\text{Kg/cm}^2$

$\beta_1$  = Parámetro de esfuerzos de concreto, valor de 0,85 si  $f_c \leq 281 \text{ Kg/cm}^2$

$$A_{S_{Max}} = 0,5 \times \frac{0,85 \times 0,85 \times 281}{4\,200} \times \frac{6\,090}{6\,090 + 4\,200} \times 100 \times 15,365$$

$$A_{S_{Max}} = 21,9786 \text{ cm}^2 \approx 1,05 \%$$

- Área de acero mínimo

Se tomará como acero mínimo el menor de los valores obtenidos por medio de las siguientes ecuaciones:

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{0,8 \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0,8 \sqrt{281} \times 100 \times 15,365}{4\ 200} = 4,906 \text{ cm}^2 \approx 0,23 \%$$

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\ 200} \times 100 \times 15,365 = 5,1583 \text{ cm}^2 \approx 0,25 \%$$

- Espaciamiento

Debido a que  $A_{s_{\text{Min}}} < A_s < A_{s_{\text{Max}}}$  se utilizará el área de acero obtenido por medio del método de iteraciones de  $5,68 \text{ cm}^2$ , y el diseño es realizado con varillas No. 4, las cuales poseen un área de  $1,27 \text{ cm}^2$ , por lo que el espaciamiento se encuentra definido por:

$$S = \frac{1,27 \text{ cm}^2}{5,68 \text{ cm}^2} \times 100 = 22,35 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Para la cama inferior de refuerzo de acero principal perpendicular al tráfico se debe utilizar 1 varilla No. 4 @ 20 cm.

### 2.9.1.6. Acero por temperatura

Referenciándonos del artículo 5.10.6 AASHTO 2017, el refuerzo para contracción y temperatura será colocado cercano a las superficies del concreto expuesta a los cambios diarios de temperatura y masa la estructura de concreto. Para el cálculo del refuerzo, el área de acero en pulgadas cuadradas

por pie de longitud deberá ser ubicada en cada cara y en cada dirección de la losa, satisfaciendo la siguiente ecuación:

$$A_{S_{Temp}} \geq \frac{1,30 \times b \times h}{2 (b + h) \times f_y}$$

Exceptuando el caso en que el refuerzo por temperatura no debe superar los siguientes límites en pulgadas cuadradas por pie de longitud.

$$0,11 \text{ plg}^2/\text{pie} \leq A_{S_{Temp}} \leq 0,60 \text{ plg}^2/\text{pie}$$

Donde:

$A_{S_{Temp}}$  = Área de acero por temperatura en  $\text{plg}^2/\text{pie}$

b = Ancho de la sección del elemento estructural en plg

h = Altura de la sección del elemento estructural en plg

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero en  $< 75,0$  ksi

1,30 = Coeficiente producto de 0,0018, 60,0 ksi y 12 plg/pie

Al realizar la adaptación debida en el sistema internacional de medidas se tiene la siguiente expresión:

$$A_{S_{Temp}} \geq \frac{758,4 \times b \times h}{2 (b + h) \times f_y}$$

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{S_{Temp}} \leq 12,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donde:

$A_{sTemp}$  = Área de acero por temperatura en  $cm^2/m$

b = Ancho de la sección del elemento estructural en cm

h = Altura de la sección del elemento estructural en cm

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero en  $Kg/cm^2$

$$A_{sTemp} \geq \frac{758,4 \times 2\,300 \text{ cm} \times 21 \text{ cm}}{2 (21 + 2\,300) \text{ cm} \times 4\,200 \text{ Kg/cm}^2} = 1,88 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sTemp} \leq 2,33 \text{ cm}^2/m \therefore A_{sTemp} = 2,33 \text{ cm}^2/m$$

Existen limitantes para el acero por temperatura las cuales están enlistadas a continuación:

- El espaciamiento del acero por temperatura no excederá:
  - 3 veces el espesor del elemento o 45 cm.
  - 30 cm para muros y cimientos con espesores mayores de 45 cm.
  - 30 cm para otros elementos con espesores mayores que 90 cm.
- Para elementos con espesores de 15 cm o menos, el acero mínimo especificado se puede colocar en una sola capa.
- No se requiere refuerzo de temperatura y contracción para:
  - 3 veces el espesor del elemento o 45 cm.
  - Caras externas de muros con espesores menores o iguales a 45 cm.
  - Caras laterales de cimientos enterrados con espesores menores o iguales a 90 cm.
  - Caras de otros elementos con la dimensión más pequeña menor o igual que 45 cm.

Utilizando varillas de acero No. 3, se presenta el siguiente espaciamiento del refuerzo por temperatura:

$$S = \frac{A_{\text{Varilla}}}{A_{S_{\text{Temp}}}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{2,33 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0,305 \text{ m} < S_{\text{Máx}}$$

Para el refuerzo de acero por temperatura en ambas direcciones de la losa se utilizará 1 varilla No. 3 @ 30cm.

#### **2.9.1.7. Refuerzo de distribución**

Según las especificaciones en el artículo 9.7.3.2 AASHTO 2017, el refuerzo en las camas inferiores en dirección secundaria se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo, según las siguientes expresiones:

- Refuerzo principal paralelo al tráfico:  $\frac{100}{\sqrt{S}} \leq 50 \%$
- Refuerzo principal perpendicular al tráfico:  $\frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67 \%$

Donde:

S = Longitud efectiva del tramo en pies, indicada en el artículo 9.7.2.3 AASHTO 2017, la cual especifica que dicha longitud es la distancia entre cara y cara de las vigas para losas construidas de forma monolítica con muros o vigas.

En este caso será empleada la expresión de refuerzo principal perpendicular al tráfico, debido a que es la dirección en la cual trabaja la losa distribuyendo las cargas a las vigas principales.

$$\frac{220}{\sqrt{\frac{207,5 \text{ cm} \times 1 \text{ plg} \times 1 \text{ pie}}{2,54 \text{ cm} \times 12 \text{ plg}}}} = 84,31 \% \leq 67 \%$$

Considerando las limitaciones de la normativa AASHTO, se empleará un máximo de 67 % de refuerzo de distribución paralelo al tráfico, esto debido a que el diseño de la losa tradicional es a flexión, y colocar refuerzo extra de acero aumenta la rigidez del elemento disminuyendo la capacidad flectora de la losa. Por lo que el área de acero de distribución será el siguiente:

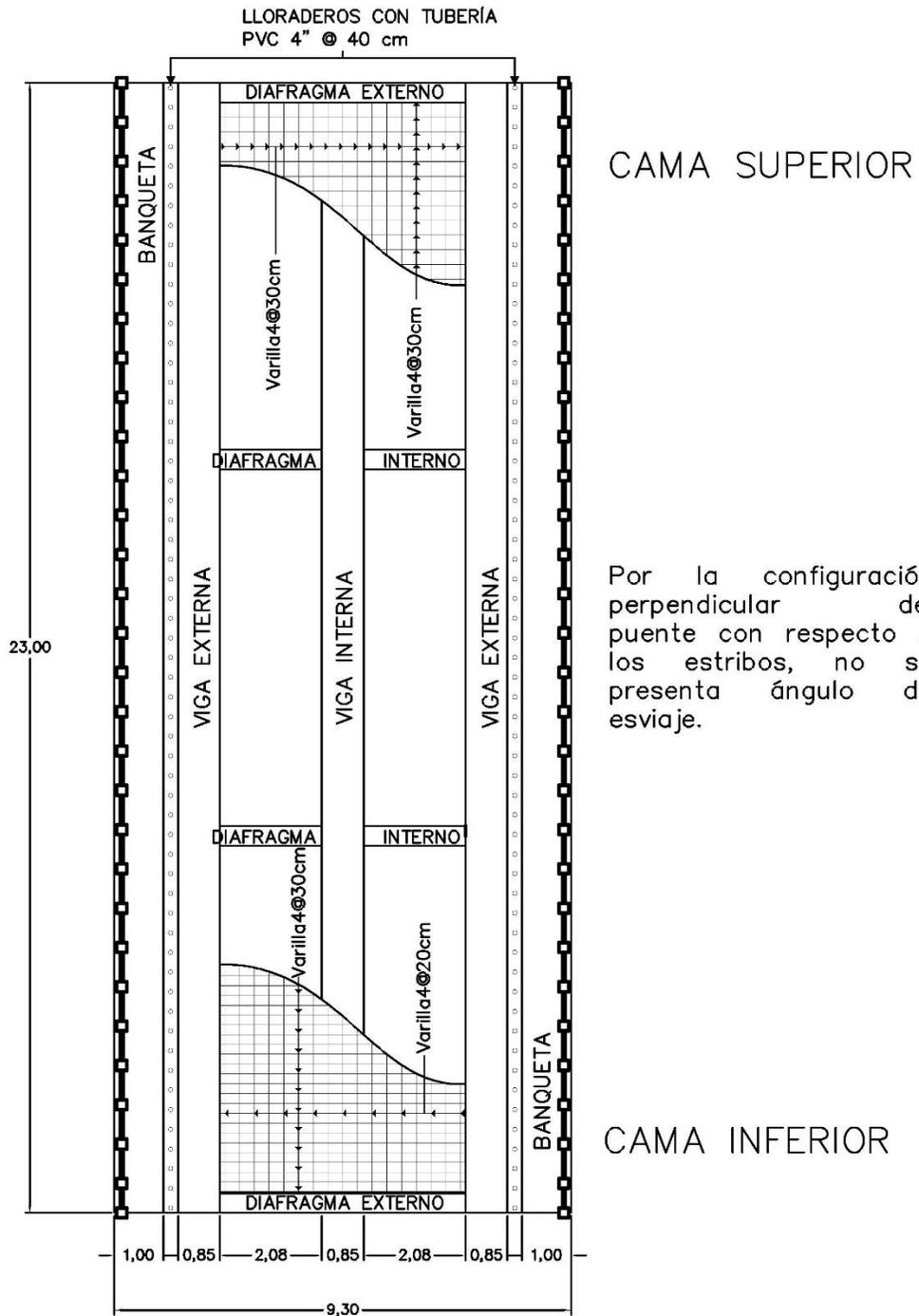
$$A_{S_{Dist}} = A_{S_{Principal}} \times 67 \% = 5,36 \text{ cm}^2 \times 67 \% = 3,59 \text{ cm}^2$$

Para el acero de distribución se realizará el diseño con varillas No. 4, teniendo el siguiente espaciamiento para refuerzo de distribución:

$$S = \frac{A_{Varilla}}{A_{S_{Dist}}} = \frac{1,27 \text{ cm}^2}{3,59 \text{ cm}^2} = 0,3538 \text{ m}$$

El refuerzo de acero por distribución paralelo al tráfico se utilizará 1 varilla No. 4 @ 30 cm. Por lo tanto, se presenta la siguiente configuración de armado para losa en la figura a continuación.

Figura 19. Armado de losa vista de planta



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

## **2.9.2. Diseño de vigas**

Las vigas son elementos estructurales receptoras de las cargas de los diafragmas y transportarlas a los apoyos respectivos. Estos elementos estructurales trabajan a flexión, por lo cual deben presentar resistencia a tensión, compresión y corte generado por la flexión. Dependiendo de la estructura, estas vigas pueden estar empotradas, como en los marcos estructurales, o simplemente apoyadas sobre los estribos y pilas, como en los puentes.

Este proyecto consta de 2 carriles con 3,65 m de ancho cada uno, es decir que, el ancho de vía es de 7,30 m. Por ello, poseerá 3 vigas principales, una central y 2 vigas de borde, con medidas determinadas durante el predimensionamiento de 1,7 m de alto y 0,85 m de base, teniendo una luz libre entre vigas de 2,075 m.

### **2.9.2.1. Diseño de viga intermedia**

Ubicada en la parte central de la sección transversal de la superestructura, soporta una carga muerta y viva diferente a las vigas externas, para corroborar esto se realizarán los diseños por separado.

#### **2.9.2.1.1. Integración de momentos por carga muerta**

- Integración carga muerta distribuida de viga intermedia:

Considerando los pesos propios de los elementos estructurales permanentes que aportan carga a la viga intermedia, tenemos lo siguiente:

Peso propio de viga =  $(1,70 - 0,21) \text{ m} \times 0,85 \text{ m} \times 2\,400 \text{ Kg/m}^3 = 3\,039,6 \text{ Kg/m}$

Peso aporte de losa =  $0,21 \text{ m} \times (2,075 + 0,85) \text{ m} \times 2\,400 \text{ Kg/m}^3 = 1\,474,2 \text{ Kg/m}$

Peso de asfalto =  $\frac{0,05 \text{ m} \times (2,075 + 0,85) \text{ m} \times 2\,100 \text{ Kg/m}^3}{2} = 307,125 \text{ Kg/m}$

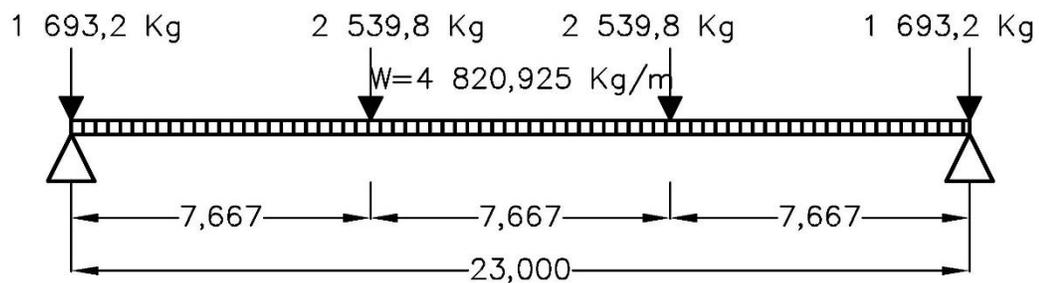
$$\sum W_{CM} = 4\,820,925 \text{ Kg/m}$$

- Integración cargas puntuales de viga intermedia:

Peso diafragma interno =  $1,275 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 2,075 \text{ m} \times 2\,400 \text{ Kg/m}^3 = 2\,539,8 \text{ Kg}$

Peso diafragma externo =  $0,85 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 2,075 \text{ m} \times 2\,400 \text{ Kg/m}^3 = 1\,693,2 \text{ Kg}$

Figura 20. **Modelo matemático de carga muerta para viga intermedia**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Momento máximo producido por carga muerta

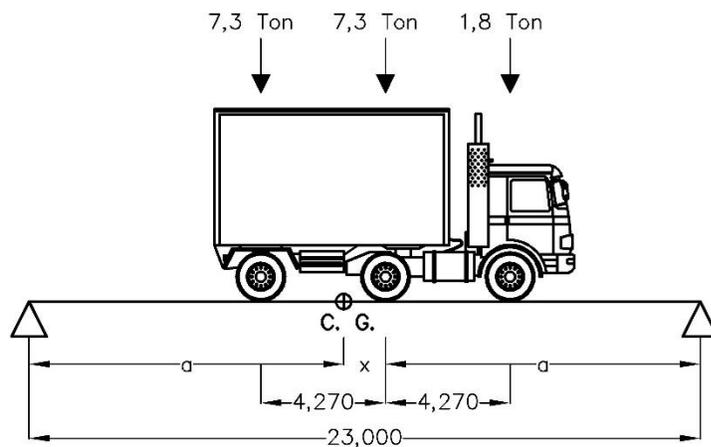
$$M_{CM} = \frac{WL^2}{8} + P_{DI} \times a$$

$$M_{CM} = \frac{4820,925 \text{ Kg/m} \times (23 \text{ m})^2}{8} + 2\,539,8 \text{ Kg} \times 7,667 = 338\,256,31 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

### 2.9.2.1.2. Integración de momentos por carga viva

Empleando la carga viva HL-93, el momento máximo por sobrecarga se presenta cuando el camión se encuentra ubicado a lo largo de la superestructura en el punto crítico. Dicho punto se presenta cuando la carga más cercana al centro de gravedad del camión se encuentra a la misma distancia del apoyo más cercano como el centro de gravedad del camión al apoyo ubicado en el extremo contrario de la viga.

Figura 21. Diagrama de carga viva sobre vigas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para encontrar el valor de la distancia "x", se usa la ecuación de equilibrio respecto al punto "C. G.", teniendo lo siguiente:

$$+\zeta \sum M_{C.G.} = 0$$

$$7,3 \cdot (4,27 - x) - 7,3 \cdot x - 1,8 \cdot (x + 4,27) = 0$$

$$31,171 - 7,3 \cdot x - 7,3 \cdot x - 1,8 \cdot x - 7,686 = 0$$

$$23,485 = 16,4 \cdot x$$

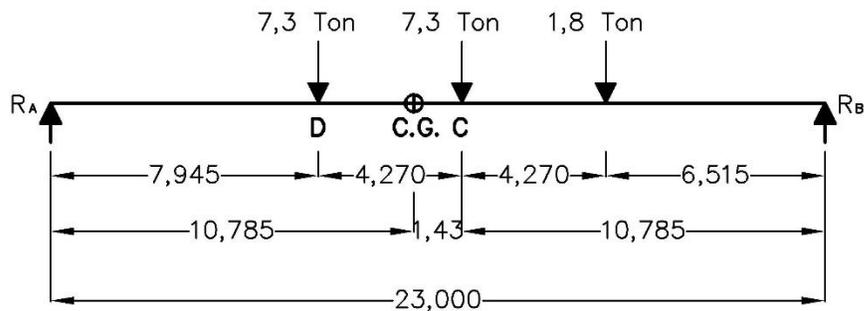
$$\frac{23,485}{16,4} = x = 1,432 \text{ m} \sim 1,43 \text{ m}$$

Teniendo el valor de la distancia “x” se procede a encontrar el valor de la distancia simétrica “a” considerando el largo total de la superestructura:

$$2 \cdot a + x = L$$

$$a = \frac{L - x}{2} = \frac{23 \text{ m} - 1,43 \text{ m}}{2} = 10,785 \text{ m}$$

Figura 22. **Modelo matemático de carga viva sobre vigas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para encontrar las reacciones en los apoyos se aplica la ecuación de equilibrio de fuerzas, teniendo lo siguiente:

$$+\cup \sum M_{RA} = 0$$

$$7,3 \cdot 7,945 + 7,3 \cdot (7,945 + 4,27) + 1,8 \cdot (7,945 + 4,27 + 4,27) - 23 \cdot R_B = 0$$

$$\frac{7,3 \cdot 7,945 + 7,3 \cdot (7,945 + 4,27) + 1,8 \cdot (7,945 + 4,27 + 4,27)}{23} = R_B$$

$$R_B = 7,6887 \sim 7,69 \text{ Ton}$$

$$+\uparrow \sum F_Y = 0$$

$$7,3 + 7,3 + 1,8 - R_B - R_A = 0$$

$$R_A = 8,71 \text{ Ton}$$

- Momento máximo producido por carga viva

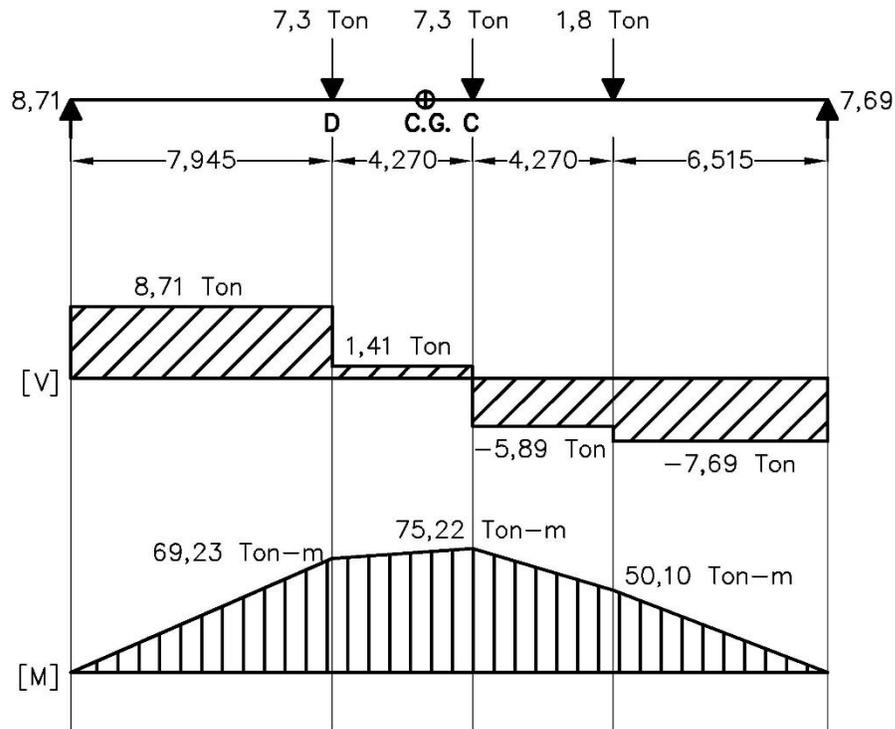
El momento máximo producido en el punto crítico se toma desde el centro de gravedad del vehículo de diseño hasta cada uno de los apoyos, tomando en cuenta el mayor valor absoluto para el diseño. En otras palabras, se debe calcular el momento en los puntos "C" y "D" respectivamente.

$$+\cup \sum M_C = 8,71 \cdot (10,785 + 1,43) - 7,3 \cdot 4,27 = 75,22 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$+\cup \sum M_D = -7,69 \cdot (10,785 + 4,27) + 7,3 \cdot 4,27 + 1,8 \cdot (4,27 + 4,27) = -69,23 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

El momento de diseño de carga viva será de 75,22 Ton·m

Figura 23. Diagrama de corte y momento carga viva en vigas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.9.2.1.3. Momento debido al impacto

Cumple con las mismas especificaciones que el momento debido al impacto para la losa, con la diferencia, en este caso se utiliza la luz libre de la viga la cual es de 23 metros de largo.

$$I = \left( \frac{15,24}{23 + 38} \right) = 24,98 \% \sim 25 \% < 33 \%$$

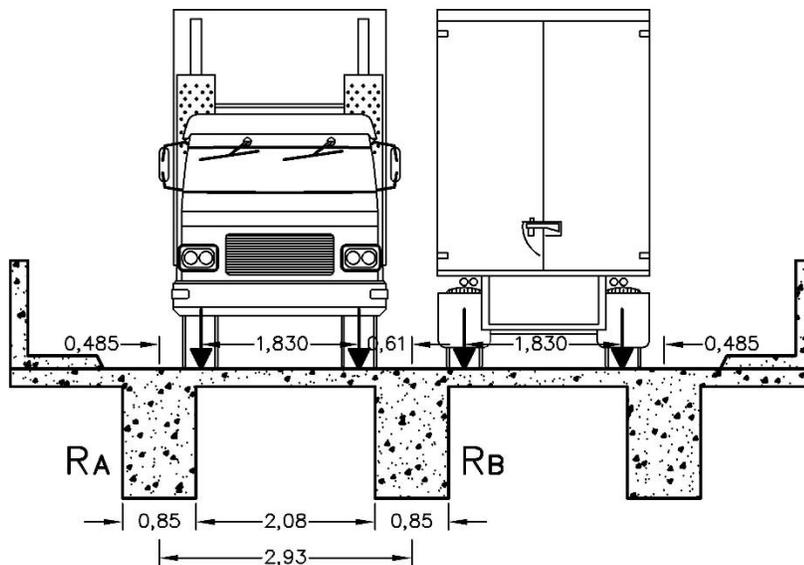
Utilizando un 25 % de impacto en el caso de las vigas principales, se tiene el siguiente momento por carga viva de diseño:

$$M_{CV+I} = 75,22 \text{ Ton}\cdot\text{m} \times (100 \% + 25 \%) = 94,025 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

#### 2.9.2.1.4. Factor de distribución de viga intermedia

Se puede interpretar como la proporción de la carga viva que absorbe cada viga principal del puente. Se debe considerar que las vigas internas y vigas externas soportan cargas distintas, este efecto se debe a que el camión puede ocupar cualquier posición en la losa, por lo que se idean los casos extremos para cada tipo de viga. Para el análisis de vigas intermedias se determina la reacción en función de la carga puntual "P", por ser viga intermedia pueden darse los casos en que reciba dicha carga de los dos carriles simultáneamente, por lo que el resultado del análisis de "P" se multiplica por 2 obteniendo el factor de distribución.

Figura 24. Diagrama para factor de distribución viga intermedia



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$+\cup \sum M_{RA} = 0$$

$$0,485 \cdot P + P \cdot (0,485 + 1,83) - 2,925 \cdot R_B = 0$$

$$\frac{0,485 \cdot P + 2,315 \cdot P}{2,925} = R_B$$

$$R_B = 0,95726 \cdot 2 \sim 1,92 \cdot P$$

#### **2.9.2.1.5. Momento debido a carga de carril de diseño viga intermedia**

La carga del carril de diseño se encuentra uniformemente distribuida y ocupa transversalmente 3,0 m por carril a lo largo de toda la superestructura, siendo este caso la viga intermedia, se aporta completa la carga distribuida del carril de diseño. La carga distribuida de carril de diseño es de 952,4 Kg/m.

$$M_{CD} = \frac{952,4 \text{ Kg/m} \cdot (23 \text{ m})^2}{8} = 62\,977,45 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Este momento no se ve afectado por modificadores como el impacto y el factor de distribución, solo por los factores de carga indicados para carga viva.

- Momento máximo producido por vehículo de diseño, impacto, factor de distribución y carga de carril de diseño para viga intermedia.

$$M_{CV+I+FD+CD} = M_{CV+I} \times FD_{RB} + M_{CD} = 94,025 \times 1,92 + 62,98 = 243,51 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

### 2.9.2.1.6. Cálculo de momento último viga intermedia

Continuando con la aplicación de la filosofía de la normativa AASHTO LRFD utilizando la siguiente ecuación:

$$M_U = 1,25 \times M_{CM} + 1,75 \times M_{CV+I+FD+CD}$$

$$M_U = 1,25 \times 338,256 + 1,75 \times 243,510 = 848,96 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

### 2.9.2.1.7. Cálculo del acero de refuerzo viga intermedia

- Área de acero de refuerzo principal a tensión

Se define el peralte efectivo en las vigas principales según el siguiente análisis utilizando barras No 11, el recubrimiento y dimensiones previamente especificadas para vigas principales:

$$d = h - \left( r_{inf} + \frac{\emptyset}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 170 \text{ cm} - \left( 7,50 \text{ cm} + \frac{11/8 \text{ plg}}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 160,75 \text{ cm}$$

Utilizando el método iterativo y considerando un "a = 1" se tiene:

$$A_s = \frac{848,96 \times 10^5}{0,9 \times 4\,200 \times (160,75 - 1/2)} = 140,151 \text{ cm}^2 \quad a = \frac{140,151 \times 4\,200}{0,85 \times 281 \times 85} = 28,994 \text{ cm}$$

Tabla VIII. **Método iterativo de acero para viga intermedia**

As	a
140,151	1,000
153,564	28,994
155,035	31,768
155,198	32,073
155,216	32,106
155,218	32,110
155,218	32,111
155,218	32,111

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

$$As = 155,22 \text{ cm}^2 \approx 1,074 \%$$

$$No_{\text{Barras}} = \frac{As}{A_{\text{Barra No 11}}} = \frac{155,22 \text{ cm}^2}{10,065 \text{ cm}^2} = 15,42 \sim 16,00 \text{ Barras}$$

Se utilizará un armado inferior en la viga intermedia de 16 Barras No. 11 como refuerzo a tensión, se procede a realizar los chequeos para verificar que no exceda los límites.

- Área de acero máximo zona sísmica

$$As_{\text{Max}} = 0,5 \times \frac{0,85 \times 0,85 \times 281}{4\ 200} \times \frac{6\ 090}{6\ 090 + 4\ 200} \times 85 \times 160,75$$

$$As_{\text{Max}} = 195,45 \text{ cm}^2 \approx 1,35 \%$$

- Área de acero mínimo

$$A_{S_{\text{Min}}} = \frac{0,8 \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0,8 \sqrt{281} \times 85 \times 160,75}{4\ 200} = 43,63 \text{ cm}^2 \approx 0,30 \%$$

$$A_{S_{\text{Min}}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\ 200} \times 85 \times 160,75 = 45,87 \text{ cm}^2 \approx 0,32 \%$$

- Área de acero a compresión

El área de acero a compresión se encontrará situado en la parte superior de la viga, está definido como una tercera parte del acero principal a tensión debido a que no existen momentos negativos en las vigas principales, teniendo el siguiente armado con barras No 11:

$$A_{S_{\text{Comp}}} = \left(\frac{1}{3}\right) \times A_{S_{\text{Tensión}}} = \left(\frac{1}{3}\right) \times 155,22 = 51,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{No}_{\text{Barras}} = \frac{A_s}{A_{\text{Barra No 11}}} = \frac{51,74 \text{ cm}^2}{10,065 \text{ cm}^2} = 5,14 \text{ Barras No. 11}$$

$$5 \times A_{\text{Barra No 11}} = 5 \times 10,065 \text{ cm}^2 = 50,325 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{Comp faltante}}} = 51,74 \text{ cm}^2 - 50,325 \text{ cm}^2 = 1,415 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Varilla No 5}} = 2,00 \text{ cm}^2$$

Se utilizará un armado superior en la viga intermedia de 5 Barras No. 11 y 1 Varilla No. 5 como refuerzo a compresión.

- Refuerzo extra por altura

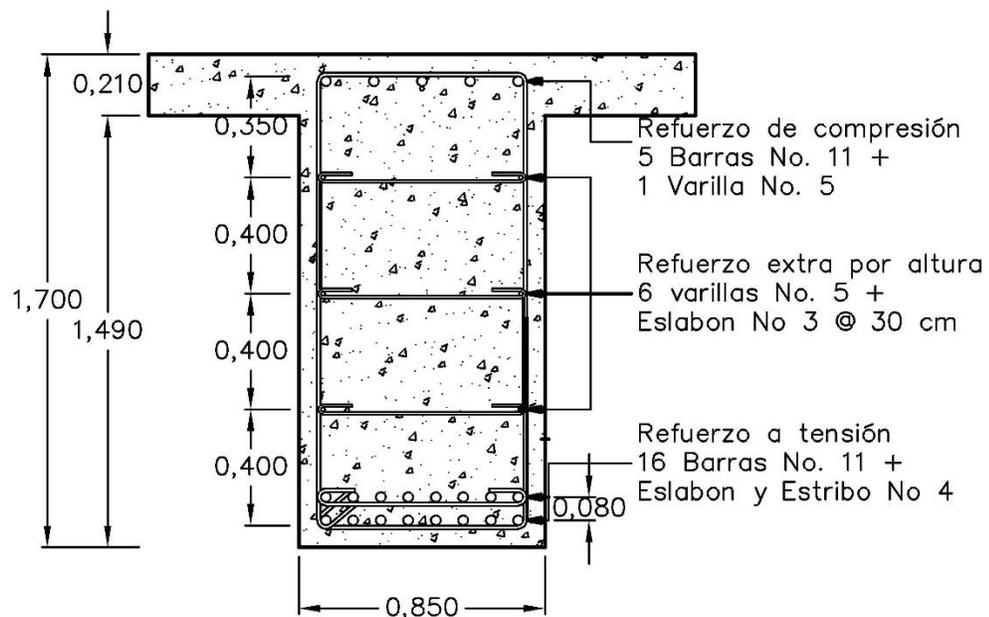
Se recomienda adicionar  $0,25 \text{ plg}^2$  de acero por cada pie de alto, el cual es un equivalente de  $5,29 \text{ cm}^2$  por metro de altura, para este refuerzo extra se utilizarán varillas No 5.

$$A_{s_{\text{extra}}} = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m} \times h = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1,70 \text{ m} = 8,99 \text{ cm}^2$$

$$\text{No}_{\text{Varillas}} = \frac{A_s}{A_{\text{Varilla No 5}}} = \frac{8,99 \text{ cm}^2}{2,00 \text{ cm}^2} = 4,50 \sim 5,00 \text{ Varillas}$$

Como refuerzo extra por altura serán empleadas 6 varillas No 5, distribuidas de forma uniforme en lo alto de la viga.

Figura 25. Armado de viga intermedia



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.9.2.1.8. Diseño a corte de viga intermedia

El cortante que soporta una viga es producto del esfuerzo de flexión que soporta el mismo elemento estructural, por ende, también se debe reforzar para soportar las cargas de servicio que presentan a continuación.

- Análisis de cortante por carga muerta

$$V_{CM} = \frac{W_{CM} \times L}{2} + \sum P_{CM}$$

Donde:

$V_{CM}$  = Cortante generado por carga muerta

$W_{CM}$  = Carga muerta distribuida que aporta carga a la viga en análisis

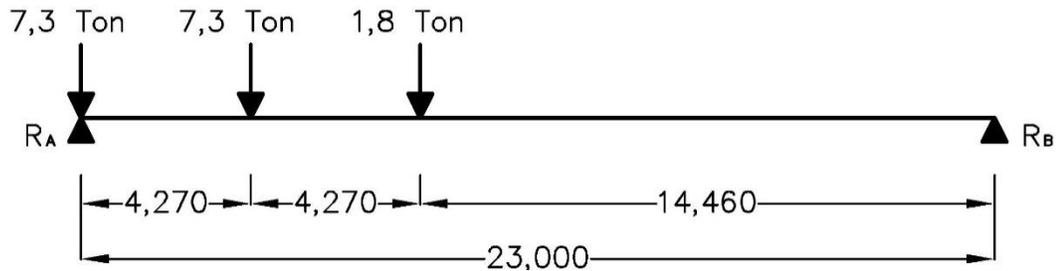
$P_{CM}$  = Son las cargas muertas puntuales producidas por los diafragmas

$$V_{CM} = \frac{4\,820,925 \times 23}{2} + \frac{2 \cdot (1\,693,2) + 2 \cdot (2\,539,8)}{2} = 59\,673,64 \text{ Kg} \sim 59,67 \text{ Ton}$$

- Análisis de cortante por carga viva de vehículo de diseño

Por ser una carga móvil, será analizada utilizando las ecuaciones de equilibrio, un caso en el cual el vehículo de diseño se encuentra por completo sobre la superestructura, con su eje trasero justo sobre el apoyo A en el cual se generará el cortante máximo por carga viva.

Figura 26. Diagrama de cuerpo libre cortante máximo por carga viva



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$\begin{aligned}
 +\curvearrowright \sum M_{RB} &= 0 \\
 23 \cdot R_A - 7,3 \cdot 23 - 7,3 \cdot 18,73 - 1,8 \cdot 14,46 &= 0 \\
 R_A &= \frac{7,3 \cdot 23 + 7,3 \cdot 18,73 + 1,8 \cdot 14,46}{23} = 14,38 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 +\uparrow \sum F_Y &= 0 \\
 -7,3 - 7,3 - 1,8 + R_B + R_A &= 0 \\
 R_B &= 7,3 + 7,3 + 1,8 - 14,38 = 2,02 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

- Análisis de cortante por carga viva de carril de diseño

Esta carga se encuentra uniformemente distribuida a lo largo de la viga, aportando una carga relativamente estática para el servicio simulando casos en los que puede existir tráfico.

$$+\cup \sum M_{RB} = 0$$

$$23 \cdot R_A - \frac{0,9524 \cdot 23^2}{2} = 0$$

$$R_A = \frac{0,9524 \cdot 23^2}{2 \cdot 23} = 10,95 \text{ Ton}$$

$$+\uparrow \sum F_Y = 0$$

$$-0,9524 \cdot 23 + R_B + R_A = 0$$

$$R_B = 0,9524 \cdot 23 - 10,95 = 10,95 \text{ Ton}$$

- Cortante último

Utilizando la combinación de carga indicada por la filosofía de AASHTO, la ecuación es la misma que la que ha sido empleada para encontrar los momentos últimos, tomando los valores de carga de impacto y factor de distribución previamente calculados para este elemento:

$$V_U = 1,25 \times V_{CM} + 1,75(V_{CV+I+FD} + V_{CD})$$

$$V_U = 1,25 \times 59,67 + 1,75(14,38 \times 1,25 \times 1,92 + 10,95) = 154,15 \text{ Ton}$$

- Cortante que resiste el concreto

El concreto es un material relativamente frágil el cual se evita someter a corte, por lo mismo en la siguiente ecuación hay factores de reducción que disminuyen el cortante soportado por el concreto como método de seguridad, dichos factores de carga se pueden encontrar en la Tabla 21.2.1 ACI 318 2014 y se utilizará la ecuación 9.6.3.1 ACI 318 2014.

$$V_{RC} = \Phi \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_{RC} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{281} \times 85 \times 160,75 = 103\,185,37 \text{ Kg} \sim 103,19 \text{ Ton}$$

$V_U > V_{RC} \therefore$  Se necesita acero de refuerzo

- Espaciamiento de estribos

Se encuentra mediante la siguiente ecuación la cual considera restar la resistencia a corte del concreto del cortante nominal teniendo la siguiente:

$$S = \frac{2 \times A_v \times f_y \times d}{V_n - V_{RC}}$$

Donde el cortante nominal viene siendo el cortante último dividido el factor de reducción adecuado para el caso.

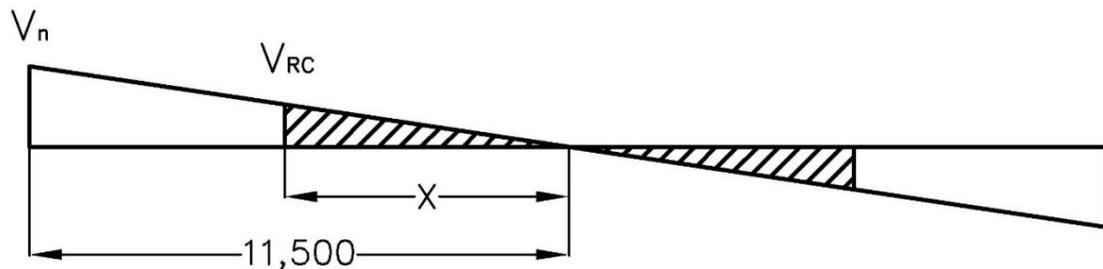
$$V_n = \frac{V_u}{0,85} = \frac{154,15 \text{ Ton}}{0,85} = 181,35 \text{ Ton}$$

Utilizando varillas No. 4 para los estribos, se tiene el siguiente espaciamiento para la sección de viga donde requerirá refuerzo de confinamiento:

$$S = \frac{2 \times 1,27 \times 4\,200 \times 160,75}{181\,350 - 103\,190} = 21,94 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Para determinar la sección de la viga donde no requiere refuerzo por confinamiento, se realiza un análisis por relación de triángulos semejantes en el diagrama de corte último de la viga, en el cual el cortante máximo será dado por el  $V_n$ , graficado en la siguiente figura:

Figura 27. Diagrama corte último en viga intermedia



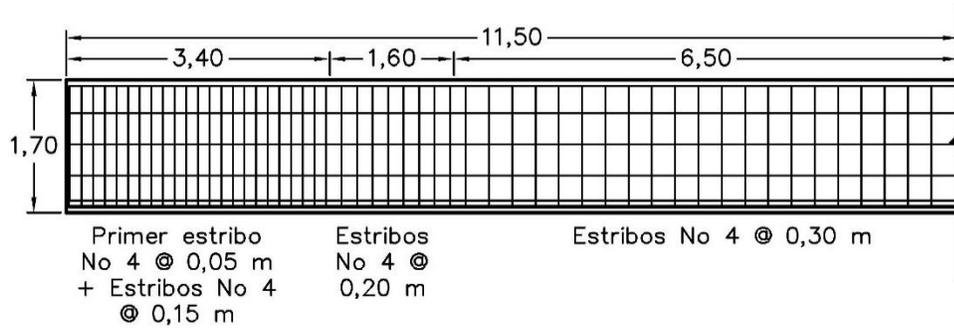
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$\frac{V_n}{11,5} = \frac{V_{RC}}{X}$$

$$X = \frac{V_{RC} \times 11,5}{V_n} = \frac{103\,190 \times 11,5}{181\,350} = 6,54 \text{ m} \sim 6,50 \text{ m}$$

Se requieren estribos cerrados de refuerzo cortante en los primeros 5 metros longitudinales de la viga intermedia, los 12 metros centrales no requieren refuerzo por confinamiento, por lo que se les coloca el espaciamiento máximo permitido de 12 plg (30 cm) entre estribos según el artículo 5.7.2.6-2 AASHTO 2017; el primer estribo de confinamiento se ubicará a 5 cm de la cara externa de la viga y se colocará en la longitud de 3,4 m estribos cerrados de confinamiento a cada 15 cm según las disposiciones del artículo 18.6.4.1 ACI 318 2014; las barras longitudinales de acero tendrán un gancho con una longitud de desarrollo de por lo menos 30 cm según la recomendación de 18.8.5.1 ACI 318 2014.

Figura 28. **Espaciamiento de estribos en viga intermedia**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.9.2.2. **Diseño de viga externa**

Ubicada en los bordes externos de la superestructura, soporta la mitad de la carga muerta y viva aportada por la losa, y cargas aporte del voladizo.

#### 2.9.2.2.1. **Integración de momentos por carga muerta**

- Integración carga muerta distribuida de viga externa:

$$\text{Peso propio de viga} = (1,70 - 0,21) \text{ m} \times 0,85 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 3039,6 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso aporte de losa} = 0,21 \text{ m} \times (1,0375 + 0,85) \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 951,3 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso voladizo} = 0,21 \text{ m} \times 1,30 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 655,2 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso acera peatonal} = 0,15 \text{ m} \times (1,00) \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 360,0 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Baranda (Postes + Tubo H.G.)} = \frac{0,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 1,10 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3}{0,80 \text{ m}} = 132,0 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso asfalto} = 0,05 \text{ m} \times (1,0375 + 0,85 + 0,30) \text{ m} \times 2100 \text{ Kg/m}^3 = 229,69 \text{ Kg/m}$$

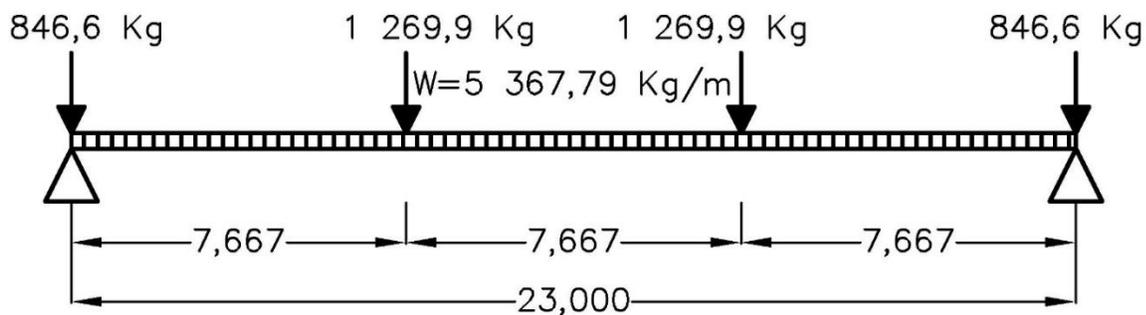
$$\sum W_{CM} = 5367,79 \text{ Kg/m}$$

- Integración cargas puntuales de viga externa:

Peso diafragma interno =  $1,275 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 1,0375 \text{ m} \times 2\,400 \text{ Kg/m}^3 = 1\,269,9 \text{ Kg}$

Peso diafragma externo =  $0,85 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 1,0375 \text{ m} \times 2\,400 \text{ Kg/m}^3 = 846,6 \text{ Kg}$

Figura 29. **Modelo matemático de carga muerta para viga externa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Momento máximo producido por carga muerta

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{8} + P_{DI} \times a$$

$$M_{CM} = \frac{5\,367,79 \text{ Kg/m} \times (23\text{m})^2}{8} + 1\,269,9 \text{ Kg} \times 7,667 = 364\,681,43 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

#### 2.9.2.2. Integración de momentos por carga viva

Debido a que la viga externa tiene las mismas dimensiones de sección y longitud que la viga interna, los análisis por carga viva son los mismos que los

que se encuentran en la sección 2.9.2.1.2 del presente trabajo de graduación, teniendo los siguientes momentos por carga viva:

$$+\cup M_C = 75,22 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$+\cup M_D = -69,23 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

El momento de diseño de carga viva será de 75,22 Ton·m

#### **2.9.2.2.3. Momento debido al impacto**

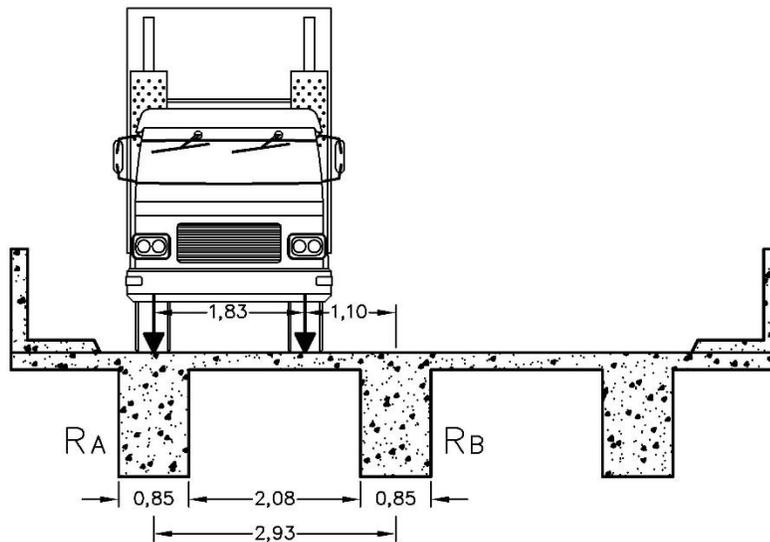
Igual que en el caso anterior, debido a la simetría entre vigas principales, el momento debido al impacto es el mismo tanto para las vigas externas y viga intermedia, para referencia véase el análisis en la sección 2.9.2.1.3 de este documento.

$$M_{CV+I} = 75,22 \text{ Ton}\cdot\text{m} \times (100 \% + 25 \%) = 94,025 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

#### **2.9.2.2.4. Factor de distribución en viga externa**

A diferencia del factor de distribución en las vigas intermedias, las vigas extremas solo reciben 1 carga viva a la vez. Por lo tanto, se considera el caso extremo en el cual las llantas del vehículo de diseño se encuentran alineadas a lo largo del centroide de la viga externa, de igual manera determinando la reacción en función de la carga puntual "P".

Figura 30. Diagrama para factor de distribución viga externa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$+\curvearrowright \sum M_{RB} = 0$$

$$2,925 \cdot R_A - 2,925 \cdot P - P \cdot (2,925 - 1,830) - = 0$$

$$\frac{2,925 \cdot P + 1,095 \cdot P}{2,925} = R_A$$

$$R_A = 1,37 \cdot P$$

#### 2.9.2.2.5. Momento debido a carga de carril de diseño viga externa

La carga del carril de diseño se encuentra uniformemente distribuida y ocupa transversalmente 3,0 m por carril a lo largo de toda la superestructura,

siendo este caso la viga externa, se aporta la mitad de la carga distribuida del carril de diseño. La carga distribuida de carril de diseño es de 952,4 Kg/m.

$$M_{CD} = \frac{\left(\frac{952,4 \text{ Kg/m}}{2}\right) \cdot (23 \text{ m})^2}{8} = 31\,488,73 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Este momento no se ve afectado por modificadores como el impacto y el factor de distribución, solo por los factores de carga indicados para carga viva.

- Momento máximo producido por vehículo de diseño, impacto, factor de distribución y carga de carril de diseño para viga externa.

$$M_{CV+I+FD+CD} = M_{CV+I} \times FD_{RB} + M_{CD} = 94,025 \times 1,37 + 31,49 = 160,304 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

#### **2.9.2.2.6. Cálculo de momento último viga externa**

Utilizado la combinación de cargas indicada por la filosofía LRFD de AASHTO se presenta lo siguiente:

$$M_U = 1,25 \times M_{CM} + 1,75 \times M_{CV+I+FD+CD}$$

$$M_U = 1,25 \times 364,681 + 1,75 \times 160,304 = 736,38 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

### 2.9.2.2.7. Cálculo del acero de refuerzo viga externa

- Área de acero de refuerzo principal a tensión

El peralte efectivo utilizando barras No 11 es el siguiente:

$$d = h - \left( r_{inf} + \frac{\phi}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 170 \text{ cm} - \left( 7,50 \text{ cm} + \frac{11/8 \text{ plg}}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 160,75 \text{ cm}$$

Utilizando el método iterativo y considerando un “a = 1” se obtiene el siguiente resultado:

$$A_s = \frac{736,38 \times 10^5}{0,9 \times 4\,200 \times (160,75 - 1/2)} = 121,566 \text{ cm}^2 \quad a = \frac{121,566 \times 4\,200}{0,85 \times 281 \times 85} = 25,149 \text{ cm}$$

Tabla IX. **Método iterativo de acero para viga externa**

As	a
121,566	1,000
131,472	25,149
132,388	27,198
132,473	27,387
132,481	27,405
132,481	27,407
132,482	27,407
132,482	27,407

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

$$A_s = 132,48 \text{ cm}^2 \approx 0,92 \%$$

$$N_{\text{Barras}} = \frac{A_s}{A_{\text{Barra No 11}}} = \frac{132,48 \text{ cm}^2}{10,065 \text{ cm}^2} = 13,16 \sim 13,00 \text{ Barras No 11} + 1 \text{ No 5}$$

Se utilizará un armado inferior en la viga intermedia de 13 Barras No. 11 y 1 Varilla No. 5 como refuerzo a tensión, se procede a comparar con los límites previamente calculados.

- Área de acero máximo zona sísmica

Debido a que las dimensiones entre las vigas externas e internas son simétricas, el área de acero máximo será el mismo para ambos casos.

$$A_{s_{\text{Max}}} = 195,45 \text{ cm}^2 \approx 1,35 \%$$

- Área de acero mínimo

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{0,8 \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0,8 \sqrt{281} \times 85 \times 160,75}{4\ 200} = 43,63 \text{ cm}^2 \approx 0,30 \%$$

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\ 200} \times 85 \times 160,75 = 45,87 \text{ cm}^2 \approx 0,32 \%$$

- Área de acero a compresión

Definido como una tercera parte del acero principal a tensión, utilizando barras No 11 se tiene el siguiente armado:

$$A_{S_{\text{Comp}}} = \left(\frac{1}{3}\right) \times A_{S_{\text{Tensión}}} = \left(\frac{1}{3}\right) \times 132,48 = 44,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{No}_{\text{Barras}} = \frac{A_s}{A_{\text{Barra No 11}}} = \frac{44,16 \text{ cm}^2}{10,065 \text{ cm}^2} = 4,39 \sim 4,00 \text{ Barras No 11}$$

$$4 \times A_{\text{Barra No 11}} = 4 \times 10,065 \text{ cm}^2 = 40,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{Comp faltante}}} = 44,16 \text{ cm}^2 - 40,26 \text{ cm}^2 = 3,9 \text{ cm}^2$$

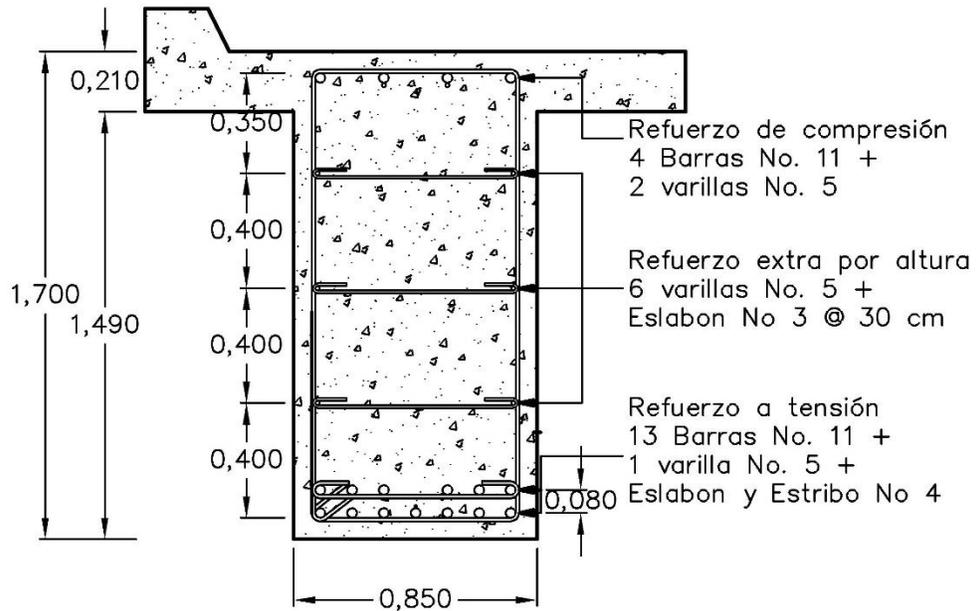
$$2 \times A_{\text{Varilla No 5}} = 2 \times 2,00 \text{ cm}^2 = 4,00 \text{ cm}^2$$

Se utilizará un armado superior en la viga intermedia de 4 Barras No. 11 y 2 Varillas No. 5 como refuerzo a compresión.

- Refuerzo extra por altura

Debido a que las dimensiones de la viga externa son simétricas a las dimensiones de la viga intermedia, utilizarán el mismo refuerzo extra por altura, en el cual serán empleadas 6 varillas No 5, distribuidas de forma uniforme en lo alto de la viga.

Figura 31. Armado de viga externa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.9.2.2.8. Diseño a corte de viga externa

Las siguientes cargas de servicio son las cuales producen el esfuerzo de corte que debe soportar la viga intermedia.

- Análisis de cortante por carga muerta

$$V_{CM} = \frac{W_{CM} \times L}{2} + \sum P_{CM}$$

$$V_{CM} = \frac{5\,367,79 \times 23}{2} + \frac{2 \cdot (846,6) + 2 \cdot (1\,269,9)}{2} = 63\,846,09 \text{ Kg} \sim 63,85 \text{ Ton}$$

- Análisis de cortante por carga viva de vehículo de diseño

Por ser simétrica las dimensiones de la viga externa a la viga interna y es la misma carga viva, el mismo vehículo de diseño, el cortante por carga viva viene siendo el mismo para ambos casos, teniendo lo siguiente:

$$R_A = 14,38 \text{ Ton}; R_B = 2,02 \text{ Ton}$$

- Análisis de cortante por carga viva de carril de diseño

Esta carga se encuentra uniformemente distribuida a lo largo de la losa y en un ancho de carril de 3 metros. Aporta una carga relativamente estática para el servicio simulando casos en los que puede existir tráfico. Por tratarse este caso de la viga externa, solo recibe el aporte de 1,5 m de ancho de la carga de carril de diseño, por lo tanto, el cortante generado por esta carga será la mitad del cortante por carga viva para la viga intermedia.

$$R_A = \frac{10,95 \text{ Ton}}{2} = 5,475 \text{ Ton}$$

$$R_B = R_A = 5,475 \text{ Ton}$$

- Cortante último

Se emplea nuevamente la combinación de carga indicada por AASHTO, donde se considera la carga de impacto para carga viva y el factor de distribución el cual varía por ser viga externa:

$$V_U = 1,25 \times V_{CM} + 1,75(V_{CV+I+FD} + V_{CD})$$

$$V_U = 1,25 \times 63,85 + 1,75(14,38 \times 1,25 \times 1,37 + 5,475) = 132,50 \text{ Ton}$$

- Cortante que resiste el concreto

Por la simetría en sección y diámetro del acero a tensión, el cortante que resiste el concreto en las vigas externas viene siendo el mismo cortante que resiste el concreto en la viga intermedia.

$$V_{RC} = 103,19 \text{ Ton}$$

$V_U > V_{RC} \therefore$  Se necesita acero de refuerzo

- Espaciamiento de estribos

El cortante nominal para este caso será el siguiente:

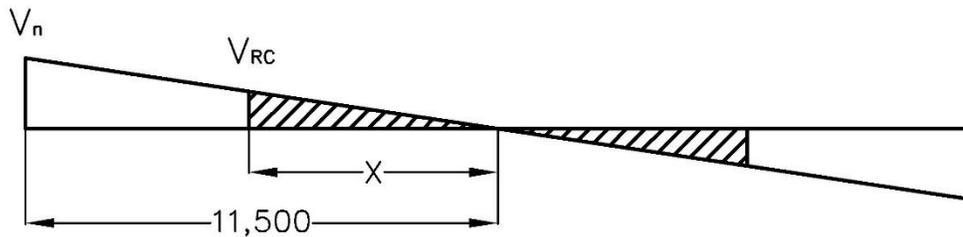
$$V_n = \frac{V_u}{0,85} = \frac{132,50 \text{ Ton}}{0,85} = 155,88 \text{ Ton}$$

Para los estribos, en todos los casos, serán utilizadas varillas No. 4, teniendo el siguiente espaciamiento permitido para la sección de viga donde no será requerido el refuerzo por confinamiento:

$$S = \frac{2 \times 1,27 \times 4 \times 200 \times 160,75}{155\,879 - 103\,190} = 32,55 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm}$$

Para determinar la sección de la viga donde no requiere refuerzo cortante, se analizará una relación de triángulos graficada en la siguiente figura:

Figura 32. Diagrama corte último en viga externa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

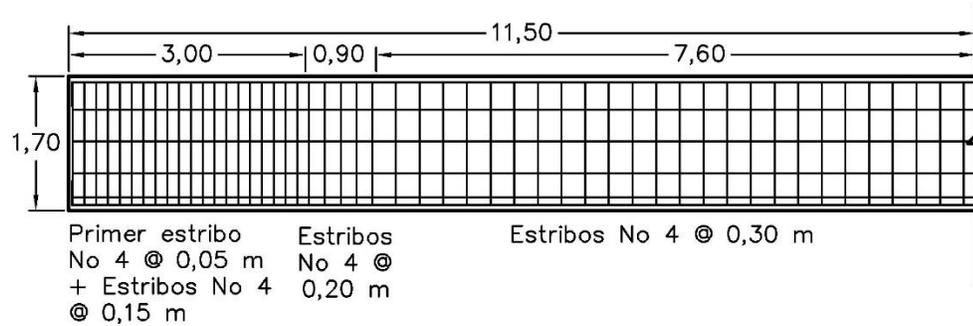
$$\frac{V_n}{11,5} = \frac{V_{RC}}{X}$$

$$X = \frac{V_{RC} \times 11,5}{V_n} = \frac{103\,190 \times 11,5}{155\,879} = 7,61 \text{ m} \sim 7,60 \text{ m}$$

Por recomendación del artículo 18.6.4 ACI 318 2014, se necesitan estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura de la viga y con un espaciamiento máximo entre estribos de 15 cm, por lo cual este espaciamiento entre estribos se conservará durante los primeros 3 metros de longitud de viga. En la siguiente longitud de 0,90 metros se colocarán estribos cerrados de refuerzo cortante a no más de 20 centímetros. El espaciamiento de estribos donde no requiera refuerzo cortante será de 30 centímetros, el máximo permitido por el artículo 5.7.2.6-2 AASHTO 2017.

El primer estribo de confinamiento se ubicará a 5 cm de la cara externa de la viga según las disposiciones del artículo 18.6.4.1 ACI 318 2014 y las barras longitudinales de acero tendrán un gancho con una longitud de desarrollo de por lo menos 30 cm según la recomendación de 18.8.5.1 ACI 318 2014.

Figura 33. **Espaciamiento de estribos en viga externa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.9.3. **Diseño de diafragmas**

Debido a que la función de estos elementos estructurales es proporcionar rigidez a la superestructura, el diseño de refuerzo de acero para los diafragmas se limita a el cálculo de acero mínimo, tanto para tensión como compresión.

#### 2.9.3.1. **Diseño de diafragma externo**

Utilizando varillas No 5 y la sección de diafragma externo definida en el predimensionamiento, se presenta el siguiente peralte efectivo:

$$d = h - \left( r_{inf} + \frac{\emptyset}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 85 \text{ cm} - \left( 7,50 \text{ cm} + \frac{5/8 \text{ plg}}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 76,7 \text{ cm}$$

- Área de acero mínimo

$$A_{S_{Min}} = \frac{0,8 \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0,8 \sqrt{281} \times 40 \times 76,7}{4 200} = 9,80 \text{ cm}^2 \approx 0,29 \%$$

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\ 200} \times 40 \times 76,7 = 10,30 \text{ cm}^2 \approx 0,30 \%$$

$$No_{\text{Varillas}} = \frac{A_s}{A_{\text{Varillas No 5}}} = \frac{10,30 \text{ cm}^2}{2,00 \text{ cm}^2} = 5,15 \sim 5 \text{ Varillas No 5} + 1 \text{ No 3}$$

- Refuerzo extra por altura

Usando varillas No 5 se tiene:

$$A_{s_{\text{extra}}} = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m} \times h = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0,85 \text{ m} = 4,50 \text{ cm}^2$$

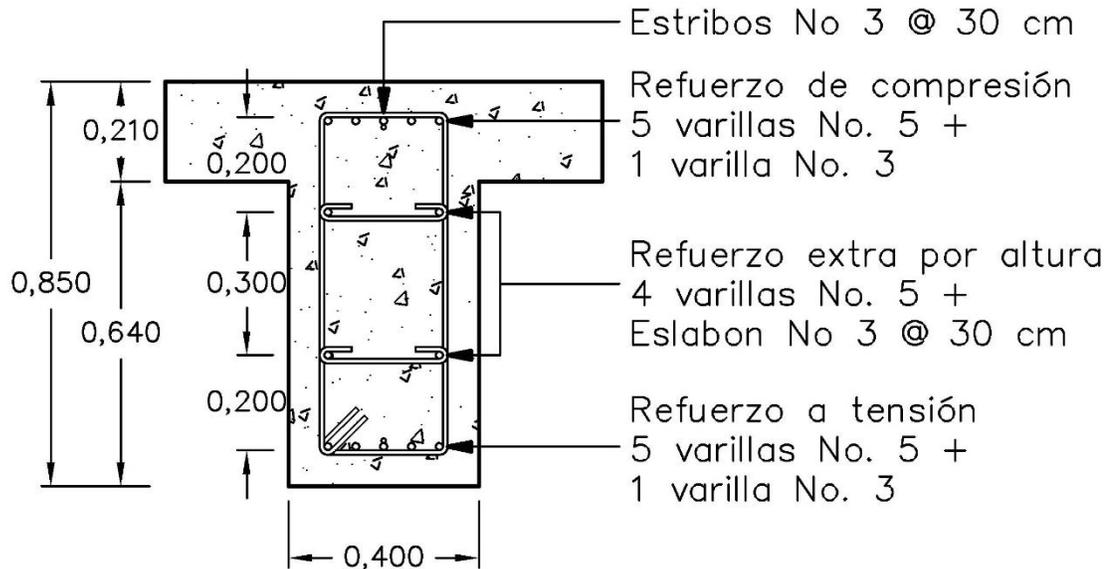
$$No_{\text{Varillas}} = \frac{A_s}{A_{\text{Varilla No 5}}} = \frac{4,50 \text{ cm}^2}{2,00 \text{ cm}^2} = 2,25 \sim 3,00 \text{ Varillas}$$

Como refuerzo extra por altura se requieren 3 varillas No 5, pero se colocarán 4 varillas No 5 para guardar la simetría en la altura de la viga diafragma externo.

- Espaciamiento de estribos

Debido a que los diafragmas externos e internos no resistirán flexión, el refuerzo cortante se limitará a utilizar el espaciamiento de estribos máximo permitido por el artículo 5.7.2.6-2 AASHTO 2017, por lo que se utilizarán estribos No 3 @ 30 cm.

Figura 34. Armado de diafragma externo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.9.3.2. Diseño de diafragma interno

Utilizando varillas No 5 y la sección de diafragma interno definido en el predimensionamiento, se tiene el siguiente peralte efectivo:

$$d = h - \left( r_{inf} + \frac{\phi}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 127,5 \text{ cm} - \left( 7,50 \text{ cm} + \frac{5/8 \text{ plg}}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 119,2 \text{ cm}$$

- Área de acero mínimo

$$A_{s_{Min}} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0,8 \sqrt{281} \times 40 \times 119,2}{4200} = 15,22 \text{ cm}^2 \approx 0,30 \%$$

$$A_{S_{\text{Min}}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\ 200} \times 40 \times 119,2 = 16,01 \text{ cm}^2 \approx 0,31 \%$$

$$No_{\text{Varillas}} = \frac{A_s}{A_{\text{Varillas No 5}}} = \frac{16,01 \text{ cm}^2}{2,00 \text{ cm}^2} = 8,00 \text{ Varillas}$$

- Refuerzo extra por altura

Usando varillas No 5 se tiene:

$$A_{S_{\text{extra}}} = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m} \times h = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m} \times 127,5 \text{ m} = 6,74 \text{ cm}^2$$

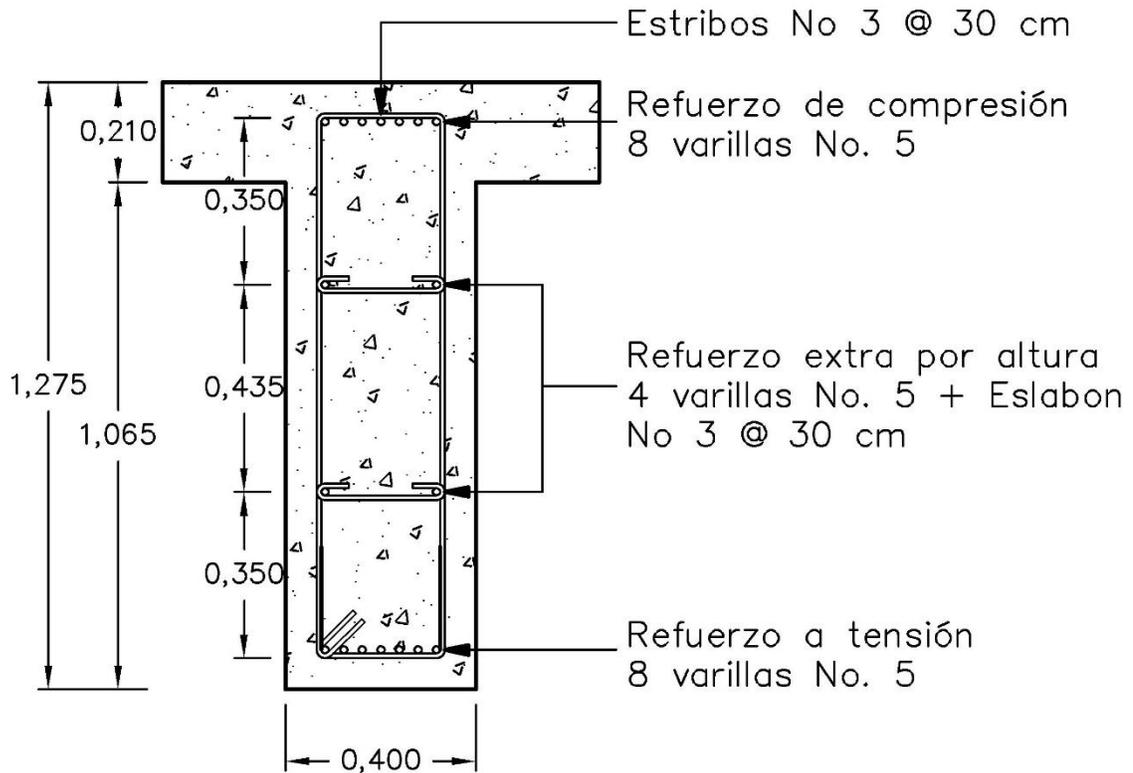
$$No_{\text{Varillas}} = \frac{A_s}{A_{\text{Varilla No 5}}} = \frac{6,74 \text{ cm}^2}{2,00 \text{ cm}^2} = 3,37 \sim 4,00 \text{ Varillas}$$

Como refuerzo extra por altura se necesitan 4 varillas No 5 colocadas de forma simétrica en lo alto del diafragma interno, para conservar la simetría en la distribución del refuerzo en la viga diafragma externo.

- Espaciamiento de estribos

No requiere refuerzo cortante, por lo que se utilizará el espaciamiento máximo permitido por la normativa AASHTO, utilizando varillas No 3 @ 30 cm.

Figura 35. Armado de diafragma interno



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

## 2.10. Diseño de la subestructura

La subestructura es el conjunto de elementos estructurales diseñados para soportar las cargas verticales aportadas por la superestructura y transmitir dichas cargas al suelo, también sirve para brindar estabilidad a toda la estructura. Entre los elementos que conforman la subestructura para este proyecto están las cortinas, viga de apoyo y estribos, por ser un elemento de concreto reforzado con una luz menor de 25 metros no es necesario el diseño de pilas intermedias.

Entre los elementos estructurales que transmiten las cargas verticales están los estribos, cuya particularidad es servir de apoyos, transmitir cargas verticales al suelo y ser empleados como muros de contención para el relleno de los alcantarillados. Otros elementos estructurales para transmitir cargas verticales son las pilas, estas últimas son diseñadas para transmitir las cargas verticales del puente al lecho del río, por lo general necesitan un diseño especial en su cimentación y en su geometría para no afectar considerablemente el flujo del río, solo son utilizadas en puentes de viga losa mayores de 25 metros de largo.

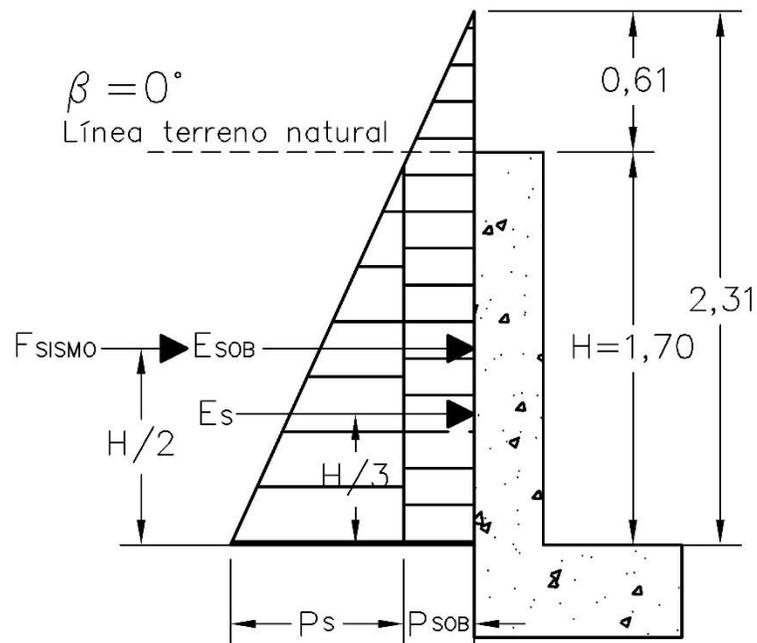
### **2.10.1. Diseño de cortina**

El diseño de la cortina se enfoca en sostener las vigas principales para transmitir las cargas verticales de la superestructura a los estribos, también para detener el relleno de los alcantarillados en su sentido longitudinal. Por eso, las cortinas son diseñadas a flexión y corte, similar a una viga en voladizo empotrada, debido a que la cortina se encuentra empotrada en la viga de apoyo.

#### **2.10.1.1. Momento por el empuje del suelo**

De acuerdo con el método tradicional del artículo 3.20 AASHTO 2002 y actualizado con 3.11.5.5 AASHTO 2017, se realiza este análisis con un suelo equivalente líquido de  $480 \text{ Kg/m}^3$ , donde 3.11.6.4 AASHTO 2017 recomienda una sobrecarga uniforme de dicho suelo actuando a 0,61 m sobre la superficie de rodadura.

Figura 36. Diagrama de cuerpo libre de cortina



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Sobrecarga

$$S_{SOB} = P_{SOB} \times 0,61\text{m} = 480 \text{ Kg/m}^3 \times 0,61 \text{ m} = 292,80 \text{ Kg/m}^2$$

- Presión del suelo

$$S = P_S \times H = 480 \text{ Kg/m}^3 \times 1,70 \text{ m} = 816 \text{ Kg/m}^2$$

- Cálculo de empuje del suelo

$$E = E_S + E_{SOB}$$

$$E_S = S \times H = 816 \text{ Kg/m}^2 \times 1,70 \text{ m} = 1387,2 \text{ Kg/m}$$

$$E_{SOB} = S_{SOB} \times \frac{H}{2} = 292,80 \text{ Kg/m}^2 \times \frac{1,70 \text{ m}}{2} = 248,88 \text{ Kg/m}$$

$$E = 1\,387,2 \text{ Kg/m} + 248,88 \text{ Kg/m} = 1\,636,1 \text{ Kg/m}$$

- Momentos por empuje del suelo

$$M_{E_S} = E_S \times \left(\frac{H}{3}\right) = 1\,387,2 \text{ Kg/m} \times \left(\frac{1,70 \text{ m}}{3}\right) = \text{Kg}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{E_{SOB}} = E_{SOB} \times \left(\frac{H}{2}\right) = 248,88 \text{ Kg/m} \times \left(\frac{1,70 \text{ m}}{2}\right) = 211,66 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

### 2.10.1.2. Momento por fuerza de frenado

O fuerza de frenado, son las fuerzas producidas por las llantas del vehículo de diseño en los aproches de acceso, las cuales son transmitidas a la cortina y se calculan según las disposiciones de 3.6.4 AASHTO 2017 tomando el mayor de los siguientes:

- 25 % de los pesos por eje de camión o tándem de diseño
- 5 % del camión o tándem de diseño más la carga de carril

$$BR_1 = 0,25 \times 32\,800 \text{ Kg} \times 2_{\text{carriles}} = 16\,400 \text{ Kg}$$

$$BR_2 = (0,05 \times 32\,800 \text{ Kg} + 0,05 \times 952,425 \text{ Kg/m} \times 23 \text{ m}) \times 2_{\text{carriles}} = 5\,470,6 \text{ Kg}$$

La fuerza de frenado para 2 vehículos simultáneos será de 16 400 Kg, y esta se encuentra aplicada a un centro de gravedad situado a 1,80 m sobre la superficie de calzada, por lo que el brazo del momento será la sumatoria de



$$T_a = K_T(h_n)^x$$

Donde:

$T_a$  = Período fundamental de vibración en segundos

$h_n$  = Altura total de la estructura en metros

$K_T = 0,047$ ,  $x = 0,90$  Son constantes con valores variables, los indicados en este punto son especiales para sistemas estructurales E1 de concreto reforzado que sean abiertos y pocas particiones rígidas

$$T_a = 0,047(9,70)^{0,90} = 0,36 \text{ s}$$

- Ajuste de sitio

Se utilizan las ecuaciones indicadas en el artículo 4.5.2 de la norma AGIES NSE-2 2018, donde los valores de los coeficientes de sitio  $F_a$  y  $F_v$  se encuentran en la tabla 4.5-1 y tabla 4.5-2 respectivamente.

$$S_{cs} = S_{cr} \times F_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} \times F_v$$

Donde:

$S_{cs}$  = Ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés

$S_{1s}$  = Ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 s

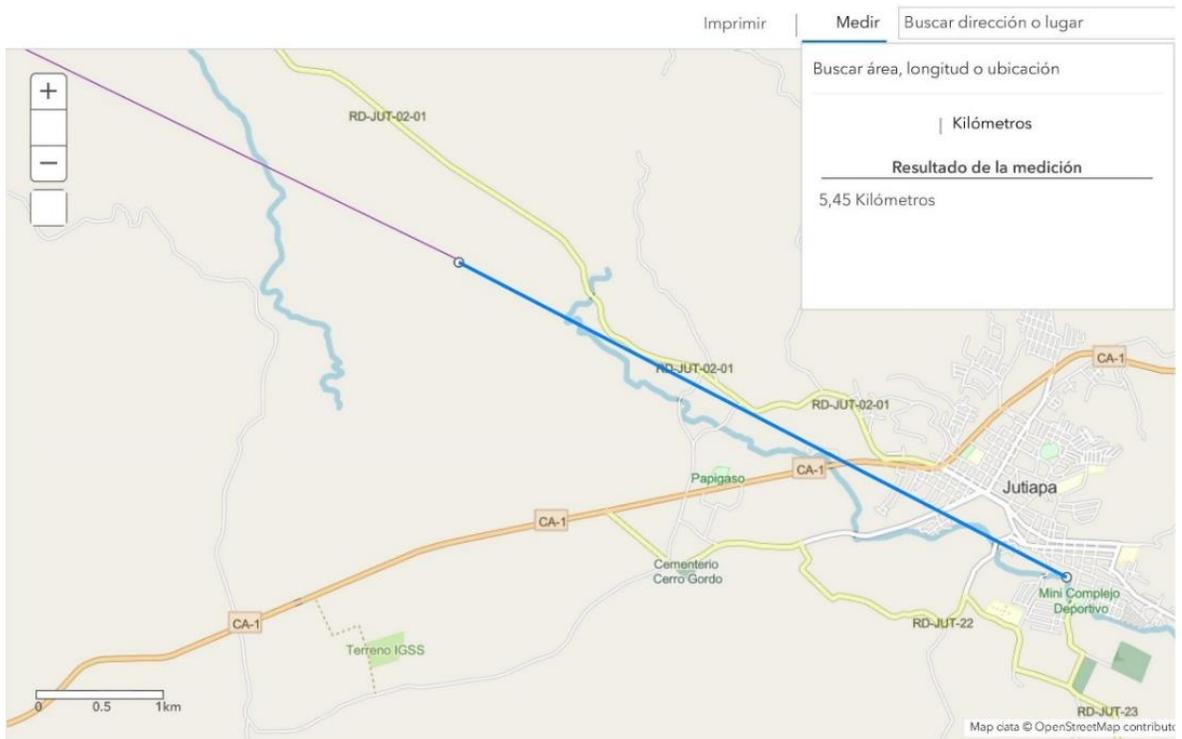
$F_a$  = Coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos

$F_v$  = Coeficiente de sitio para períodos largos de vibración

- Ajuste por intensidades sísmicas especiales

Existen casos en los cuales el valor de  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$  deben ser incrementados por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio, principalmente distancia a la falla más cercana y tipo de falla. Utilizando la herramienta de ARCGIS en línea, se determina que la distancia a la falla más cercana del proyecto se encuentra a 5,45 km.

Figura 37. **Distancia a la falla más cercana**



Fuente: ARCGIS. *Mapa de amenazas geológicas de Guatemala*. [www.arcgis.com](http://www.arcgis.com).

Consulta: mayo de 2019.

Se utilizan las ecuaciones indicadas en el artículo 4.5.3 de la norma AGIES NSE-2 2018, donde los valores de  $N_a$  y  $N_v$  se encontrarán en la tabla 4.6.2-2 y 4.6.2-3, siendo las siguiente:

$$S_{cs} = S_{cr} \times F_a \times N_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} \times F_v \times N_v$$

Donde:

$N_a$  = Factor por proximidad de amenazas sísmicas especiales para períodos cortos de vibración

$N_v$  = Factor por proximidad de amenazas sísmicas especiales para períodos largos de vibración

Considerando una distancia a la falla de 5,45 km y una fuente sísmica del tipo B, se obtienen los siguientes valores:

$$S_{cs} = 1,5 \times 1,0 \times 1,0 = 1,5 \text{ s}$$

$$S_{1s} = 0,55 \times 1,7 \times 1,1 = 1,0285 \text{ s}$$

- Períodos de vibración de transición

Para poder construir los espectros de diseño genéricos, utilizando las ecuaciones del artículo 4.5.4 AGIES NSE-2 2018, se necesita definir los siguientes períodos de vibración expresados en segundos:

- Período  $T_s$  que separa los períodos cortos de los largos

$$T_s = S_{1s} / S_{cs}$$

$$T_s = 1,0285 / 1,5 = 0,686 \text{ s}$$

- Período  $T_0$  que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro

$$T_0 = 0,2 \times T_s$$

$$T_0 = 0,2 \times 0,686 = 0,1372 \text{ s}$$

- Calibración del espectro de respuesta sísmica al nivel requerido

Tomando de referencia el artículo 4.5.5 AGIES NSE-2 2018, se determinará la posibilidad de ocurrencia del sismo de diseño, según el nivel de protección sísmica que se requiera, el cual previamente fue establecido como un sismo ordinario. En la tabla 4.5.5-1 se encuentran los valores del factor  $K_d$  el cual calibrará los parámetros del espectro de diseño mediante las siguientes expresiones, en las cuales para este caso el factor  $K_d$  adoptará un valor de 0,66:

$$S_{cd} = K_d \times S_{cs} = 0,66 \times 1,5 = 0,99 \text{ s}$$

$$S_{1d} = K_d \times S_{1s} = 0,66 \times 1,0285 = 0,68 \text{ s}$$

- Espectros genéricos probables

Para describir la ordenada del espectro sísmico de diseño en función del período “T”, se emplean las ecuaciones del artículo 4.5.6 AGIES NSE-2 2018, la cual expresa las ordenadas espectrales  $S_a(T)$  para cualquier período de vibración T, descritos en las siguientes expresiones:

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{cuando } T_0 \leq T \leq T_s$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \quad \text{cuando } T > T_s$$

$$S_a(T) = S_{cd} \left[ 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{cuando } T < T_0$$

Donde:

$$T_0 = 0,137 \text{ s}$$

$$T = 0,360 \text{ s}$$

$$T_s = 0,686 \text{ s}$$

Teniendo el siguiente caso de los 3 mostrados anteriormente

$$S_a(T) = S_{cd} \quad 0,137 \text{ s} \leq 0,360 \text{ s} \leq 0,686 \text{ s}$$

$$S_a(T) = 0,99 \text{ s}$$

- Coeficiente sísmico

Se determina el coeficiente sísmico siguiendo lo indicado en el artículo 3.3.2 AGIES NSE-3 2018, donde indica que el coeficiente sísmico de diseño a nivel de cedencia se calcula mediante la siguiente expresión:

$$C_{sm} = \frac{S_a(T)}{R} = \frac{0,99}{8} = 0,12375$$

- Valores mínimos de Csm

Se debe verificar que el valor del coeficiente sísmico cumpla lo siguiente:

$$C_s \geq 0,044 \cdot S_{cd} \geq 0,01 \qquad 0,12375 \geq 0,04365 \geq 0,01 \text{ cumple}$$

$$C_s \geq = \frac{0,75 \cdot K_d \cdot S_{1r}}{R} \qquad \text{cuando } S_{1r} > 0,6g$$

$$0,55g > 0,6g \text{ No cumple por lo tanto no se revisa por } C_s \geq = \frac{0,75 \cdot K_d \cdot S_{1r}}{R}$$

- Fuerza de sismo

Teniendo un valor de coeficiente sísmico del 12,375 %, se calcula un cortante basal por unidad de metro de ancho:

$$F_{sismo} = 12,375 \% (0,30 \text{ m} \times 1,70 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3) = 151,47 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

- Momento de sismo

Aplicando la fuerza del sismo al centro de la cortina se tiene:

$$M_{sismo} = 151,47 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \times \frac{1,70 \text{ m}}{2} = 128,75 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

#### 2.10.1.4. Momento último en cortina

Para el momento último que soportan las cortinas se utilizará la combinación de carga para evento extremo 1 para cargas de sismo, empleando la ecuación por factores de carga indicada en el artículo 3.4.1 AASHTO 2017.

$$M_U = 1,0(M_{EH} + M_{ES}) + 0,50M_{BR} + M_{sismo}$$

$$M_U = 1,0(786,1 + 186,66) + 0,5(7\ 863,0) + 128,75 = 5\ 033,01 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

#### 2.10.1.5. Cálculo del acero de refuerzo para cortina

- Área de acero de refuerzo principal a flexión

El peralte efectivo utilizando varillas No 5 es el siguiente:

$$d = b - \left( r + \frac{\emptyset}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 30 \text{ cm} - \left( 5,00 \text{ cm} + \frac{5/8 \text{ plg}}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 24,21 \text{ cm}$$

Utilizando el método iterativo y considerando un “a = 1” y una longitud unitaria de 100 cm para encontrar el área de acero por unidad de longitud, se tiene:

$$A_s = \frac{5,033 \times 10^5}{0,9 \times 4\ 200 \times (24,21 - 1/2)} = 5,61 \text{ cm}^2 \quad a = \frac{5,61 \times 4\ 200}{0,85 \times 281 \times 100} = 0,9875 \text{ cm}$$

Tabla X. **Método iterativo de acero para cortina**

As	a
5,617	1,000
5,615	0,988
5,615	0,987
5,615	0,987

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

$$A_s = 5,62 \text{ cm}^2 \approx 0,187 \%$$

- Área de acero máximo zona sísmica

$$A_{s_{\text{Max}}} = 0,5 \times \frac{0,85 \times 0,85 \times 281}{4\ 200} \times \frac{6\ 090}{6\ 090 + 4\ 200} \times 100 \times 24,21$$

$$A_{s_{\text{Max}}} = 51,95 \text{ cm}^2 \approx 1,73 \%$$

- Área de acero mínimo

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{0,8 \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0,8 \sqrt{281} \times 100 \times 24,21}{4\ 200} = 7,73 \text{ cm}^2 \approx 0,26 \%$$

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\ 200} \times 100 \times 24,21 = 8,13 \text{ cm}^2 \approx 0,27 \%$$

$$A_s < A_{s_{\text{Min}}} < A_{s_{\text{Max}}}$$

Debido a que el área de acero calculada es menor que el área de acero mínimo se procederá a realizar el diseño con acero mínimo en ambas direcciones de la cortina.

$$No_{\text{Varilla No 5}} = \frac{A_s}{A_{\text{Varilla No 5}}} = \frac{8,13 \text{ cm}^2}{2,00 \text{ cm}^2} = 4,11 \sim 5,00 \text{ Varillas No 5}$$

Utilizar 1 varilla No 5 @ 20 cm como refuerzo de acero principal en cortinas por cada metro de longitud en ambas direcciones.

- Refuerzo de corte

Para el cortante último que soportan las cortinas se utilizará la combinación de cargas para evento extremo 1, cargas de sismo, empleando la ecuación por factores de carga indicada en el artículo 3.4.1 AASHTO 2017.

$$V_U = 1,0(E_S + E_{SOB}) + 0,50BR + F_{\text{sismo}}$$

$$V_U = 1,0(1\,387,2 + 248,88) + 0,50 \times \left(\frac{16\,400}{7,3}\right) + 151,47 = 2\,911 \text{ Kg/m}$$

La razón por la todas las fuerzas son multiplicadas por 7,3 m y solo la fuerza BR no, es porque estas fuerzas se encuentran en función por unidad de longitud, por lo que para tener el cortante total se encuentra multiplicando estos valores por la longitud total del ancho de calzada. Este valor de cortante último se compara con el cortante que resiste el concreto.

$$V_{RC} = \Phi \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_{RC} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{281} \times 100 \times 24,21 = 18\,283 \text{ Kg} \sim 18,28 \text{ Ton/m}$$

$$V_U < V_{RC} \therefore \text{No se necesita acero de refuerzo}$$

No requiere refuerzo cortante, se empleará el espaciamiento máximo equivalente a  $d/2$ , usando varillas No 3 @ 12 cm en lo alto de la cortina.

### 2.10.2. Diseño de viga de apoyo

Esta viga de apoyo trabaja a compresión, por lo que su refuerzo de acero longitudinal en ambas camas será el área de acero mínimo, utilizando el mayor de los siguientes resultados:

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0,8 \sqrt{281} \times 90 \times 34,21}{4\,200} = 9,83 \text{ cm}^2 \approx 0,27 \%$$

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\,200} \times 90 \times 34,21 = 10,34 \text{ cm}^2 \approx 0,29 \%$$

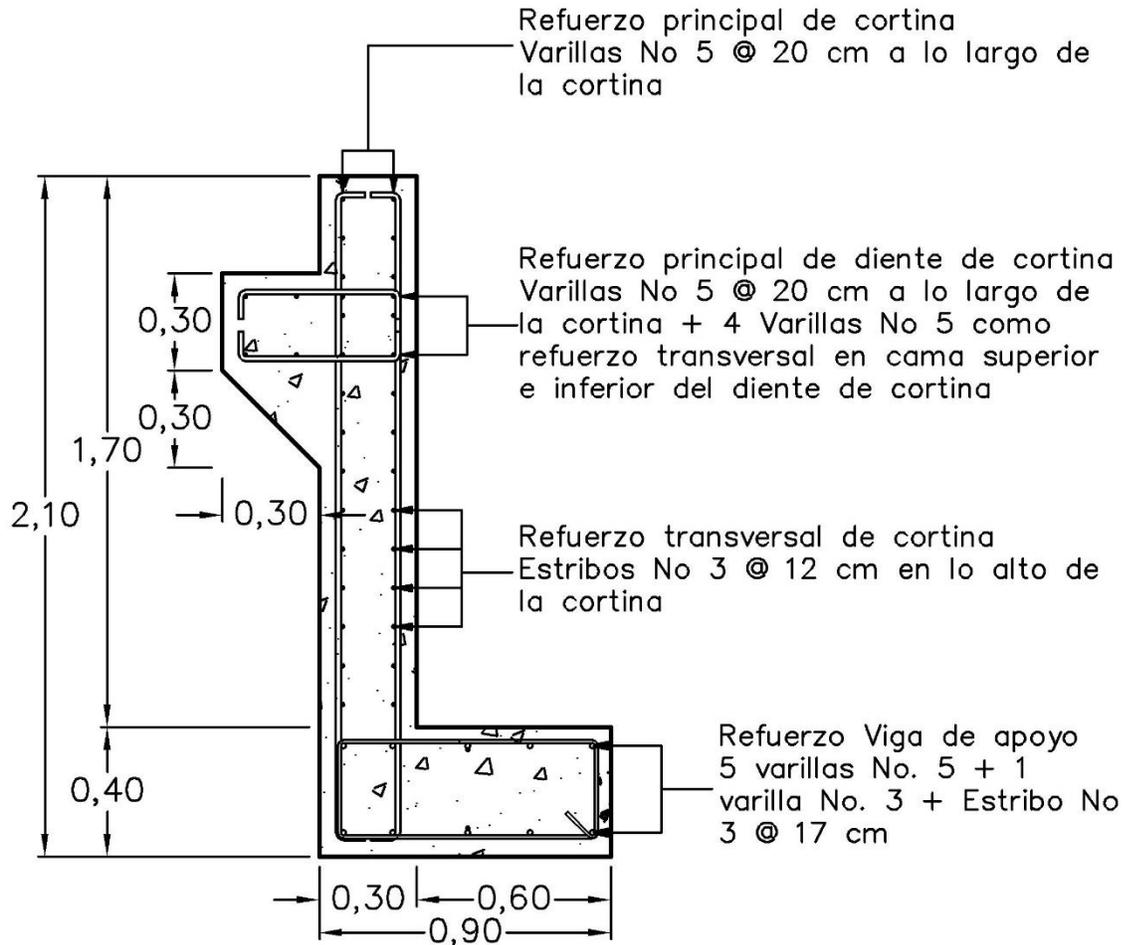
$$No_{\text{Varilla No 5}} = \frac{A_{s_{\text{Min}}}}{A_{\text{Varilla No 5}}} = \frac{10,34 \text{ cm}^2}{2,00 \text{ cm}^2} = 5,17 \sim 5 \text{ Varillas No 5} + 1 \text{ Varilla No 3}$$

El peralte efectivo utilizando varillas No 5 es el siguiente:

$$d = b - \left( r + \frac{\emptyset}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 40 \text{ cm} - \left( 5,00 \text{ cm} + \frac{5/8 \text{ plg}}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 34,21 \text{ cm}$$

Como las vigas de apoyo carecen de esfuerzos de flexión, estas no reciben mayores esfuerzos cortantes, por lo que su acero de refuerzo transversal se encuentra limitado al espaciamiento máximo permitido por  $d/2$ , utilizando estribos No 3 @ 17 cm.

Figura 38. Armado de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.10.3. Diseño de apoyo elastomérico

Estos apoyos son dispositivos ubicados entre la superestructura y la infraestructura de un puente, cuya función es el transmitir cargas. En este caso, se utiliza un dispositivo del tipo de expansión, el cual permite traslaciones y rotaciones.

El apoyo elastomérico utiliza caucho natural o sintético (neopreno), el cual permite las rotaciones y traslaciones, sustituyendo los complicados dispositivos tradicionales de rótulas y péndulos de concreto armado o metálico.

Otra función característica de los apoyos elastomérico es amortiguar los esfuerzos de impacto, disipando la energía de las vibraciones, brindando un apoyo simple. El neopreno, a comparación del caucho natural, posee una mejor resistencia a la corrosión, envejecimiento e intemperie, razón por la cual se utiliza neopreno para el presente diseño.

### 2.10.3.1. Cortante en apoyo elastomérico

Se utilizarán las cargas en el estado límite de servicio con todos los factores de carga igual a 1,0 sin factor de impacto, provenientes de la viga intermedia, con su factor de viga intermedia, para realizar el diseño del apoyo elastomérico, utilizando sus cortantes generados por carga muerta y carga viva, con sus respectivos modificadores de carga, los cuales han sido calculados durante el proceso de diseño de la viga intermedia.

$$V_U = V_{CM} + V_{CV+FI}$$

$$V_U = \frac{W_{CM} \times L_{Vlga}}{2} + \left( R_{Max\ Viva} \times FI + \frac{W_{CD} \times L_{Vlga}}{2} \right)$$

$$V_U = \frac{4\ 820,925 \times 23}{2} + \left( 8\ 710 \times 1,92 + \frac{925,4 \times 23}{2} \right)$$

$$V_U = 55\ 440,64\ Kg + 27\ 360,7\ Kg = 82\ 801,34\ Kg \sim 82,80\ Ton$$

### 2.10.3.2. Área de apoyo elastomérico

Teniendo el valor de cortante mayorado previamente calculado y el requisito del estado límite de servicio, utilizando un neopreno con dureza de Shore 60, el esfuerzo a compresión promedio para dispositivos de elastómero rectangulares reforzados con acero cumplirá con las especificaciones del artículo 14.7.6.3.2 AASHTO 2017.

$$\sigma_s \leq 1,25 \times G S_i \quad \text{o} \quad \sigma_s \leq 87,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

$S_i$  = Factor de forma de una capa interior

$G$  = Módulo de corte según la tabla 14.7.6.2-1 AASHTO 2017

Se demuestra que el área requerida para el apoyo de elastomérico es la siguiente:

$$A_{\text{req}} = \frac{V_U}{\sigma_s} = \frac{82\,800 \text{ Kg}}{87,9 \text{ Kg/cm}^2} = 942 \text{ cm}^2$$

Para un ancho de viga de 85 cm, se escoge una sección de apoyo de neopreno  $W$  de 85 cm.

$$L = \frac{A_{\text{req}}}{W} = \frac{942 \text{ cm}^2}{85 \text{ cm}} = 11,08 \text{ cm}$$

Se adopta una longitud para apoyo de neopreno  $L$  de 20 cm y un ancho  $W$  de 85 cm.

### 2.10.3.3. Máxima deformación por corte en el dispositivo

La máxima deformación por corte  $\Delta_S$  del dispositivo se toma como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura, indicado en el artículo 14.7.6.3.4 AASHTO 2017.

- Deformación por temperatura

Considerando la zona del municipio de Jutiapa, se utilizan los datos de temperatura del INSIVUMEH, de la estación de Asunción Mita por pertenecer a la misma cuenca, presentando una variación de temperatura de 32,5°C como la máxima y la inferior de 21,6°C, teniendo como desplazamiento por temperatura lo siguiente:

$$\Delta_{temp} = L_{Viga} \times \alpha \times \Delta_t$$

Donde:

$\Delta_{temp}$  = Deformación por temperatura

$L_{Viga}$  = Longitud total de la viga expresada en cm

$\Delta_t$  = Variación de temperatura en °C

$\alpha$  = Coeficiente de expansión térmica para concreto de peso normal según artículo 5.4.2.2 AASHTO 2017 expresado en /°C

$$\Delta_{temp} = 2\,300\text{cm} \times 10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C} \times (32,5 - 21,6)^{\circ}\text{C} = 0,27\text{ cm}$$

- Retracción del concreto

Considerando una retracción de 0,5 mm por metro de longitud, se tiene una retracción de 11,5 mm para toda la estructura.

- Máximo desplazamiento horizontal

Considerando las combinaciones de carga, se tiene la siguiente deformación máxima, utilizando un factor de modificación por efecto de temperatura uniforme de 1,2, indicado en la tabla 3.4.1.1-1 AASHTO 2017.

$$\Delta_U = Y_{TU} \times (\Delta_{temp} + \Delta_{retrac})$$

$$\Delta_U = 1,2 \times (0,27 \text{ cm} + 1,15 \text{ cm}) = 1,704 \text{ cm}$$

#### **2.10.3.4. Espesor requerido de elastómero**

Analizando las disposiciones del artículo 14.7.6.3.4 de AASHTO 2017, el espesor mínimo requerido para el dispositivo de apoyo será 2 veces la deformación máxima por corte la cual a su vez es el desplazamiento horizontal máximo de la superestructura, teniendo la siguiente ecuación:

$$h_{rt} \geq 2 \cdot \Delta_S$$

$$h_{rt} \geq 2 \cdot 1,704 \text{ cm} = 3,408 \text{ cm}$$

#### **2.10.3.5. Factor de Forma $S_i$ mínimo**

Utilizando las dimensiones del apoyo de neopreno en su plano, se presenta el esfuerzo a compresión generado para cada apoyo.

$$\sigma_s = \frac{V_U}{A} = \frac{82\,800 \text{ Kg}}{1\,700 \text{ cm}^2} = 48,71 \text{ Kg/cm}^2$$

Teniendo un módulo de corte G de 9,14 para una dureza Shore A de 60, se tiene lo siguiente:

$$\sigma_s \leq 1,25 \times G \times S_i$$

$$S_i \leq \frac{\sigma_s}{1,25 \times G} = \frac{48,71 \text{ Kg/cm}^2}{1,25 \times 9,14 \text{ Kg/cm}^2} = 4,26$$

$$S_{i \text{ min}} = 4,26$$

#### 2.10.3.6. Espesor de una capa interna del elastómero

Utilizando la ecuación 14.7.5.1-1 AASHTO 2017, se despeja el espesor para capa interna:

$$S_i \geq \frac{L W}{2 h_{ri}(L+W)}$$

$$h_{ri} \leq \frac{L W}{2 S_i(L+W)} = \frac{(20 \times 85) \text{ cm}^2}{2 \times 4,26 \times (20 + 85) \text{ cm}} = 1,90 \text{ cm}$$

Se adopta un espesor de capa interna  $h_{ri}$  de 1,40 cm. Con este espesor de capa interior, presentando el siguiente factor de forma:

$$S_i \geq \frac{(20 \times 85) \text{ cm}^2}{2 \times 1,40 \text{ cm} \times (20 + 85) \text{ cm}} = 5,78$$

$$S_i \geq S_{i \text{ min}} \quad \therefore \quad 5,78 \geq 4,26 \text{ cumple el espesor } h_{ri}$$

### 2.10.3.7. Espesor para las capas externas del elastómero

Usando la recomendación por el artículo 14.7.6.1 AASHTO 2017, el espesor de las capas externas no debe exceder el 70 % del espesor de las capas internas.

$$h_{re} \leq 0,7 \times 1,40 \text{ cm} = 0,98 \text{ cm}$$

Se utilizará un espesor de capas externas  $h_{re}$  de 0,60 cm. Con este espesor de capa externa, se tiene el siguiente factor de forma:

$$S_i \geq \frac{(20 \times 85) \text{ cm}^2}{2 \times 0,60 \text{ cm} \times (20 + 85) \text{ cm}} = 13,49$$

### 2.10.3.8. Número de capas internas

Teniendo el espesor requerido para de apoyo elastomérico

$$h_{rt} = n \times h_{ri} + 2 \times h_{re}$$
$$n = \frac{h_{rt}}{h_{ri} + 2 \times h_{re}} = \frac{3,41}{1,40 + 2 \times 0,60} = 1,31 \sim 2$$

Se verifica con artículo 14.7.6.1, utilizando las condiciones para dispositivos elastómeros rectangulares reforzados con acero y cuando la rotación principal ocurre alrededor de un eje paralelo al eje transversal del puente.

$$\frac{S_i^2}{n} \leq 22$$

$$\frac{5,78^2}{2} = 16,70 \leq 22 \text{ cumple con el límite}$$

Por lo tanto, se presenta el siguiente espesor total del elastómero

$$h_{rt} = 2 \times h_{ri} + 2 \times h_{re} = 2 \times 1,40 + 2 \times 0,60 = 4,00 \text{ cm}$$

### 2.10.3.9. Espesor de placas de refuerzo $h_s$

Usando placas de acero grado 60, para el estado límite de servicio, se utiliza la ecuación 14.7.5.3.5-1 AASHTO 2017.

$$h_s \geq \frac{3 \times h_{ri} \times \sigma_s}{f_y} = \frac{3 \times 1,4 \text{ cm} \times 48,71 \text{ Kg/cm}^2}{4\,200 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$h_s \geq 0,04871 \text{ cm}$$

Para el estado límite de fatiga, se utiliza la ecuación 14.7.5.3.5-2 AASHTO 2017.

$$h_s \geq \frac{2 \times h_{ri} \times \sigma_{LL}}{\Delta F_{TH}}$$

Donde:

$\sigma_{LL}$  = Esfuerzo de compresión por carga viva en estado límite de servicio

$\Delta F_{TH}$  = Constante de amplitud de fatiga crítica para la categoría A, indicado en la tabla 6.6.1.2.5-3 AASHTO 2017, teniendo un valor de 1 687 Kg/cm<sup>2</sup>

$$h_s \geq \frac{2 \times 1,4 \text{ cm} \times \left( \frac{27\,360,7 \text{ Kg}}{1\,700 \text{ cm}^2} \right)}{1\,687 \text{ Kg/cm}^2} = 0,027 \text{ cm}$$

El espesor mínimo de las placas de refuerzo  $h_s$  es de 1/16" (0,159 cm), considerando ésta última limitante se adoptará un espesor de placas de refuerzo  $h_s$  de 2mm.

$$h_s = 2 \text{ mm} = 0,2 \text{ cm} > 0,159 \text{ cm}$$

#### **2.10.3.10. Altura total del apoyo elastomérico reforzado**

Considerando los espesores de las placas de refuerzo y neopreno, se tiene la siguiente altura

$$H = h_{rt} + (n + 1) \times h_s = 4,00 \text{ cm} + (2 + 1) \times 0,2 \text{ cm} = 4,6 \text{ cm}$$

#### **2.10.3.11. Chequeos**

Considerando los requisitos de diseño mínimos, se presentan los siguientes parámetros de revisión, chequeo o verificación.

- Estabilidad del dispositivo

En el artículo 14.7.6.3.6 AASHTO 2017 indica que la altura total del dispositivo de apoyo elastomérico no superaría en dimensiones los siguientes:

$$H \leq \frac{L}{3} \quad \text{y} \quad H \leq \frac{W}{3}$$

$$4,6 \text{ cm} \leq \frac{20 \text{ cm}}{3} = 6,67 \text{ cm}$$

$$4,6 \text{ cm} \leq \frac{85 \text{ cm}}{3} = 28,33 \text{ cm}$$

Cumple ambas condiciones de estabilidad satisfactoriamente.

- Esfuerzo de compresión por carga total  $\sigma_s$

Se tienen que verificar las ecuaciones 14.7.6.3.2-7 AASHTO 2018

$$\sigma_s \leq 1,25 \times G \times S_i$$

$$48,71 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1,25 \times (9,14 \text{ Kg/cm}^2) \times 5,78 = 66,04 \text{ Kg/cm}^2$$

Y verificar ecuación 14.7.6.3.2-8

$$\sigma_s \leq 87,89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$48,71 \text{ Kg/cm}^2 \leq 87,89 \text{ Kg/cm}^2$$

Cumple ambas condiciones de compresión de forma satisfactoria.

- Deformaciones por compresión en el dispositivo

Siguiendo las disposiciones del artículo 14.7.6.3.3 se procede a separar los esfuerzos mayorados por compresión y carga de servicio para el análisis del elemento y realizar la debida conversión a ksi.

$$\sigma_D = \frac{55\,440,64 \text{ Kg}}{1\,700 \text{ cm}^2} \times \frac{1 \text{ Ksi}}{70,305713 \text{ Kg/cm}^2} = 0,464 \text{ Ksi}$$

$$\sigma_s = 48,71 \text{ Kg/cm}^2 \times \frac{1 \text{ Ksi}}{70,305713 \text{ Kg/cm}^2} = 0,693 \text{ Ksi}$$

Teniendo estos valores de esfuerzos y factores de forma adimensionales para la capa externa e interna, se analiza la figura C 14.7.6.3.3-1 AASHTO 2017 encontrando la deformación por compresión inicial para distintos casos indicada en la siguiente tabla.

Tabla XI. **Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60**

CAPA	CARGA	S	$\sigma$ (Ksi)	$\epsilon$ (%)
Interna	Muerta	5,78	0,464	2,70
	Total	5,78	0,693	3,70
Externa	Muerta	13,49	0,464	1,80
	Total	13,49	0,693	2,50

Fuente: elaboración propia, con uso de *figura C 14.7.6.3.3-1 AASHTO 2017*.

- Deflexión por compresión inicial del dispositivo

Es la deflexión por compresión debido a la carga muerta inicial y a la carga viva instantánea en una cara interna en un dispositivo de elastómero reforzado con acero en el estado límite de servicio y sin impacto, tomando las disposiciones de 14.7.5.3.6 AASHTO 2017.

$$\delta = nh_{ri} \epsilon_{int} + 2h_{re} \epsilon_{ext} = 2(1,40)(0,037) + 2(0,60)(0,025) = 0,1336 \text{ cm}$$

- Deflexión por compresión inicial debido a carga muerta

Es la deflexión por compresión debido a la carga muerta inicial instantánea en una cara del dispositivo de elastómero reforzado, utiliza las mismas disposiciones que en el caso anterior.

$$\delta_D = nh_{ri} \epsilon_{D \text{ int}} + 2h_{re} \epsilon_{D \text{ ext}} = 2(1,40)(0,027) + 2(0,60)(0,018) = 0,0972 \text{ cm}$$

- Deflexión por compresión inicial debido a carga viva

Es la deflexión por compresión debido a la carga viva instantánea en una cara del dispositivo de elastómero reforzado, continúa con las disposiciones de los casos anteriores.

$$\delta_{LL} = \delta - \delta_D = 0,1336 \text{ cm} - 0,0972 \text{ cm} = 0,0364 \text{ cm}$$

- Deflexión por creep

La deflexión por carga muerta a lo largo del tiempo que incluya los efectos del creep se toma como la ecuación 14.7.5.3.6-3 AASHTO 2017.

$$\delta_{\text{creep}} = C_d \delta_D$$

Donde:

$C_d$  = Coeficiente de creep encontrado en tabla 14.7.6.2-1 AASHTO 2017.

$$\delta_{\text{creep}} = 0,35 \times 0,0972 \text{ cm} = 0,03402 \text{ cm}$$

- Deflexión debido al creep y carga viva

Continuando con la consideración del artículo mencionado en el caso previo, la deflexión debido al creep y la carga viva no debe superar 1/8 de plg.

$$\delta_{\text{creep} + \text{LL}} = 0,03402 \text{ cm} + 0,0364 \text{ cm} = 0,07042 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{creep} + \text{LL}} = 0,07042 \text{ cm} < 1/8\text{plg} = 0,3175 \text{ cm}$$

Cumple con esta condición.

- Deflexión por compresión inicial de una capa interior de elastómero.

Considerando la limitante del artículo 14.7.6.3.3, la deflexión por compresión debido a la carga muerta inicial y la carga viva instantánea en una cara interna del dispositivo de elastómero reforzado con acero en el estado límite de servicio y sin impacto no excederá el 9 %  $h_{ri}$ , siendo  $h_{ri}$  el espesor de una capa interna del dispositivo.

$$\delta_i = \varepsilon_{\text{int}} h_{ri} < 0,09 h_{ri}$$

$$0,037 < 0,09 \text{ cumple con esta condición}$$

### **2.10.3.12. Anclaje del dispositivo**

Siguiendo las recomendaciones del artículo 14.8.3, los dispositivos serán anclados adecuadamente al apoyo para prevenir su movimiento fuera del sitio durante la construcción o después durante la vida útil del puente, los dispositivos de elastómero se pueden dejar sin anclaje si cuentan con la fricción

adecuada, un coeficiente de diseño de fricción de 0,2 puede asumirse entre el elastómero y la superficie limpia del concreto.

La fuerza debido a la deformación de un dispositivo de elastómero se tomará como la ecuación 14.6.3.1.2 AASHTO 2017.

$$H_{bu} = GA \frac{\Delta_U}{h_{rt}}$$

Donde:

G = Módulo de corte del elastómero

A = Área plana del dispositivo de elastómero

$h_{rt}$  = Espesor total del apoyo de elastómero

$\Delta_U$  = Deformación por corte de las combinaciones de carga aplicables de resistencia y evento extremo.

$$H_{bu} = 14,60 \text{ Kg/cm}^2 \times 1700 \text{ cm}^2 \frac{1,704 \text{ cm}}{4,00 \text{ cm}} = 10,573 \text{ Ton}$$

Con un coeficiente de fricción de 0,2 y la carga muerta permanente en servicio 55,44 Ton, la fuerza de fricción que se desarrolla es:

$$F_{fr} = \mu \times V_D = 0,2 \times 55,4 \text{ Ton} = 11,08 \text{ Ton}$$

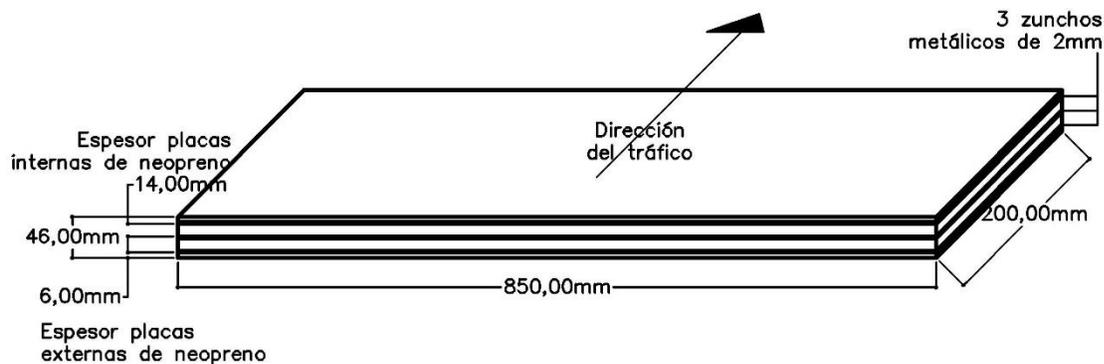
$$H_{bu} = 10,573 \text{ Ton} < F_{fr} = 11,08 \text{ Ton}$$

No se requieren anclajes según el comentario C 14.8.3.1 AASHTO 2017.

### 2.10.3.13. Rotación del dispositivo

El diseño por rotación se encuentra implícito en la geometría y requerimientos límites de esfuerzo que corresponden al método utilizado, por lo tanto, no se requieren cálculos de rotación adicionales.

Figura 39. **Detalle de apoyo elastomérico**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.10.4. Diseño de estribos

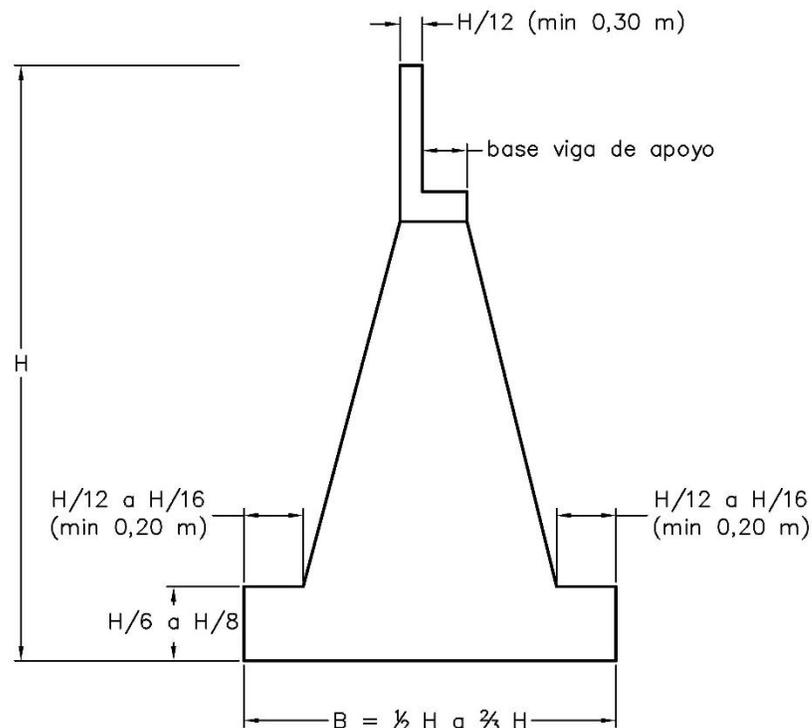
Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente, cuyas funciones son las de soportar la carga de la superestructura y servir para la contención de los terraplenes u aproches de acceso, por lo que estos estribos son sometidos a esfuerzos de compresión y de empuje de tierra.

Para este proyecto serán empleados estribos de muros por gravedad de concreto ciclópeo. Los estribos por gravedad utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales debido al empuje del terreno y otras cargas. Son de

concreto masivo y no necesitan refuerzo. No son admitidas tracciones en cualquier sección del estribo.

Las dimensiones de los elementos que conforman al estribo se encuentran en función de la altura  $H$ , según se muestra en la siguiente imagen.

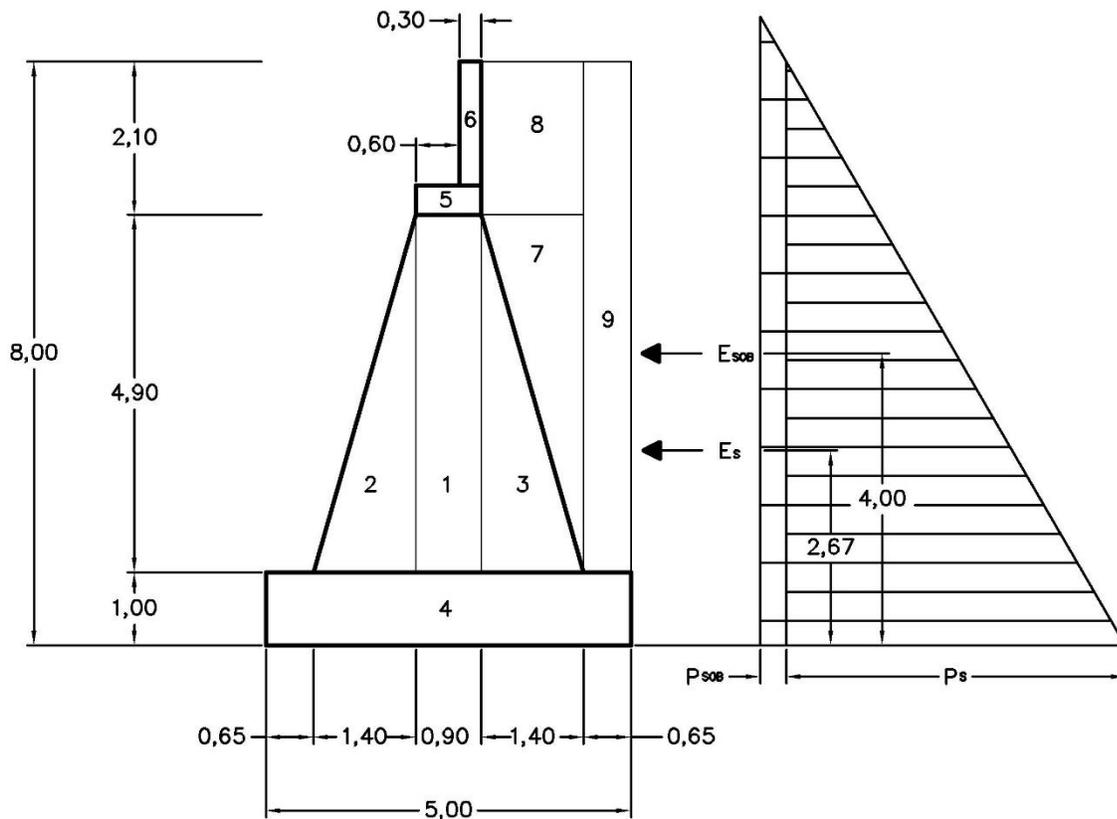
Figura 40. **Parámetros de predimensionamiento de estribos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Considerando los parámetros anteriores, se realiza el análisis de volteo con las disposiciones previamente indicadas en el diseño de la cortina, con un suelo equivalente líquido de  $480 \text{ Kg/m}^3$ , donde se recomienda una sobrecarga uniforme de dicho suelo actuando a  $0,61 \text{ m}$  sobre la superficie de rodadura.

Figura 41. Geometría y diagrama de presión de suelo en estribo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

#### 2.10.4.1. Revisión del estribo sin superestructura

En esta revisión solo será considerada la carga propia del elemento, el peso para concreto ciclópeo, concreto armado y el equivalente líquido de suelos para relleno de superficie horizontal con arena o grava densa ubicados en tabla 3.11.5.5-1 AASHTO 2017.

#### 2.10.4.1.1. Momento de volteo $MV_{CM}$

Analizando las presiones de suelo y sobrecarga utilizando el equivalente líquido de suelos de  $480 \text{ Kg/m}^3$  se obtiene:

$$P_s = 480 \text{ Kg/m}^3 \times 8,00 \text{ m} = 3\,840 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sob} = 480 \text{ Kg/m}^3 \times 0,61 \text{ m} = 292,80 \text{ Kg/m}^2$$

Con las presiones se prosigue con el cálculo de los empujes respectivos:

$$E_s = 3\,840 \text{ Kg/m}^2 \times \frac{8,00 \text{ m}}{2} = 15\,360 \text{ Kg/m}$$

$$E_{sob} = 292,80 \text{ Kg/m}^2 \times 8,00 \text{ m} = 2\,342,4 \text{ Kg/m}$$

Teniendo los siguientes momentos a los centroides de cada figura previamente indicados en el diagrama de presión del suelo en estribo:

$$M_{Es} = 15\,360 \text{ Kg/m} \times \frac{8,00 \text{ m}}{3} = 37\,120 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{Esob} = 2\,342,4 \text{ Kg/m} \times \frac{8,00 \text{ m}}{2} = 9\,369,6 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

Tabla XII. **Momentos de volteo sin superestructura**

Sección	H (m)	Pres (Kg/cm <sup>2</sup> )	Empuje (Kg)	Brazo	Momento (Kg-m)
Ps	8	3 840	15 360	2,67	40 960
Psob	8	292,8	2 342,4	4,00	9 369,6
			<b>∑17 702,4 E<sub>v</sub></b>		<b>∑ 50 329,6 M<sub>v</sub></b>

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

#### 2.10.4.1.2. **Momento estabilizante ME<sub>CM</sub>**

Producido por el peso propio de la estructura y el relleno, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla XIII. **Momento estabilizante sin superestructura**

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Peso esp. (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso (Kg/m)	Brazo	Momento (Kg-m/m)
1	4,41	2 500	11 025	2,5	27 562,5
2	3,43	2 500	8 575	1,583	13 574,225
3	3,43	2 500	8 575	3,417	29 300,775
4	5,00	2 500	12 500	2,5	31 250
5	0,36	2 400	864	2,5	2 160
6	0,51	2 400	1 224	2,8	3 427,2
7	3,43	1 950	6 688,5	3,883	25 971,4455
8	2,94	1 950	5 733	3,65	20 925,45
9	4,55	1 950	8 872,5	4,675	41 478,9375
			<b>∑ 64 057 W<sub>E</sub></b>		<b>∑ 195 650,533 M<sub>E</sub></b>

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

#### 2.10.4.1.3. Chequeo por volteo

La condición para que cumpla el chequeo por volteo consta en que la relación entre el momento estabilizante y el momento de volteo sea mayor a 1,50.

$$\text{Volteo} = \frac{M_E}{M_V} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{195\,650,533}{50\,329,6} = 3,89 > 1,50$$

Cumple por volteo.

#### 2.10.4.1.4. Chequeo por deslizamiento

Verificando la siguiente relación por deslizamiento:

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 \times \frac{W_E}{E_V} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 \times \frac{64\,057}{17\,702,4} = 1,81 > 1,50$$

Cumple por deslizamiento.

#### 2.10.4.1.5. Chequeo por presiones

En este chequeo se considera que el esfuerzo de compresión tiene variación por el momento de volteo debido al empuje de suelo y su sobrecarga, por ende, existen una presión máxima y una presión mínima. En ningún caso la

presión máxima excederá la capacidad de soporte del suelo y la presión mínima no será menor que 0, de ser una presión negativa indica que existe tensión la cual no está permitida para esta cimentación.

$$\text{Presión} = \frac{W_E}{A} \times \left( 1 \pm 6 \times \frac{e}{b} \right)$$

Donde:

- $W_E$  = Peso estabilizante de la estructura
- $A$  = Área de cimentación por unidad de longitud
- $e$  = Excentricidad =  $b/2 - a$
- $b$  = Base del estribo

Se calcula “a” mediante la siguiente fórmula:

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E} = \frac{195\,650,533 - 50\,329,6}{64\,057} = 2,269$$

$$3a > b \rightarrow 3 \times 2,269 = 6,807 > 5,00$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{5}{2} - 2,269 = 0,231 \text{ m}$$

$$\text{Presión} = \frac{64\,057 \text{ Kg}}{5,00 \text{ m} \times 1,00 \text{ m}} \times \left( 1 \pm 6 \times \frac{0,231 \text{ m}}{5,00 \text{ m}} \right)$$

$$\text{Presión}_{\text{máxima}} = 16\,362,72 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} < 31\,800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \text{ Cap. Soporte}$$

$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 9\,260 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} > 0$$

Cumple por presiones.

#### 2.10.4.2. Revisión del estribo con superestructura y carga viva

Las cargas vivas y muertas de la superestructura se vieron integradas previamente en los casos de la viga, sin embargo, se utilizarán los cortantes no mayorados para este análisis.

##### 2.10.4.2.1. Carga de superestructura

Utilizando los cortantes por carga muerta y viva de cada viga no mayorados, se tiene la siguiente carga dividida por el ancho total de la superestructura para evaluar la carga por unida de longitud. El cortante por carga viva si se encuentra afectado por el factor de viga intermedia o factor de viga de borde, pero carece de impacto.

$$W_{\text{Total}} = \frac{V_{\text{Intermedia}} + 2V_{\text{externa}}}{9,30 \text{ m}} = \frac{(V_{\text{D Intermedia}} + V_{\text{LL Intermedia}}) + 2(V_{\text{D externa}} + V_{\text{LL externa}})}{9,30 \text{ m}}$$

$$W_{\text{Total}} = \frac{(59,67 + (10,95 + 14,38 \times 1,92)) + 2(63,85 + (5,48 + 14,38 \times 1,37))}{9,30 \text{ m}}$$

$$W_{\text{Total}} = \frac{(98,23 \text{ Ton}) + 2(89,03 \text{ Ton})}{9,30 \text{ m}} = 29,71 \text{ Ton/m}$$

Utilizar un brazo de 2,5 m, punto medio de la base del estribo.

#### 2.10.4.2.2. Momento estabilizante $ME_{CM+MV}$

Este momento es considerado la suma algebraica del momento estabilizante por la subestructura y el momento estabilizante de la superestructura por carga muerta y carga viva:

$$ME_{CM+MV} = M_{\text{Subestructura}} + M_{\text{Superestructura}}$$

$$ME_{CM+MV} = 195\,650,533 \text{ Kg}\cdot\text{m/m} + 29\,710 \text{ Kg/m} \times 2,50\text{m} = 269\,925 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

#### 2.10.4.2.3. Chequeo por volteo

$$\text{Volteo} = \frac{ME_{CM+MV}}{M_V} > 1,50$$
$$\text{Volteo} = \frac{269\,925}{50\,329,6} = 5,36 > 1,50$$

Cumple por volteo.

#### 2.10.4.2.4. Chequeo por deslizamiento

Verificando la siguiente relación por deslizamiento:

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 \times \frac{W_E + W_{\text{Total}}}{E_V} > 1,50$$
$$\text{Deslizamiento} = 0,5 \times \frac{64\,057 + 29\,710}{17\,702,4} = 5,30 > 1,50$$

Cumple por deslizamiento.

#### 2.10.4.2.5. Chequeo por presiones

Se calcula "a" mediante la siguiente fórmula:

$$a = \frac{ME_{CM+MV} - M_V}{W_E + W_{Total}} = \frac{269\,925 - 50\,329,6}{64\,057 + 29\,710} = 2,342$$

$$3a > b \rightarrow 3 \times 2,342 = 7,026 > 5,00$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{5}{2} - 2,342 = 0,158 \text{ m}$$

$$\text{Presión} = \frac{64\,057 \text{ Kg} + 29\,710 \text{ Kg}}{5,00 \text{ m} \times 1,00 \text{ m}} \times \left( 1 \pm 6 \times \frac{0,158 \text{ m}}{5,00 \text{ m}} \right)$$

$$\text{Presión}_{\text{máxima}} = 22\,309,04 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} < 31\,800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \text{ Cap. Soporte}$$

$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 15\,197,75 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} > 0$$

Cumple por presiones.

#### 2.10.4.3. Revisión del estribo con sismo sin carga viva

Última revisión, se realiza por las acciones de sismo, para esta prueba no se considera la carga viva.

$$W_{\text{Total Sismo}} = W_E + W_{CM} = W_E + \frac{(V_{D \text{ Intermedia}}) + 2(V_{D \text{ externa}})}{9,30 \text{ m}}$$

$$W_{\text{Total Sismo}} = 64\,057 + \frac{(59\,670) + 2(63\,850)}{9,30 \text{ m}} = 84\,204 \text{ Kg/m}$$

#### 2.10.4.3.1. Momento estabilizante

$$ME_{\text{CM+SISMO}}$$

Este momento es la suma algebraica del momento estabilizante por la subestructura y el momento estabilizante de la superestructura por carga muerta.

$$ME_{\text{CM+SISMO}} = M_{\text{Subestructura}} + M_{\text{CM Superestructura}}$$

$$ME_{\text{CM+SISMO}} = 195\,650,533 \text{ Kg}\cdot\text{m/m} + 20\,147 \text{ Kg/m} \times 2,50\text{m}$$

$$ME_{\text{CM+SISMO}} = 246\,018 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

#### 2.10.4.3.2. Fuerza horizontal $FH_{\text{CM+SISMO}}$

Se calcula aplicando el coeficiente sísmico previamente calculado de 12,375 %. Se implementará una junta sísmica entre la transición de la subestructura y superestructura de 1 pulgada, esto con el fin de aplicar las disposiciones del artículo 11.6.5.2.2 AASHTO 2017, en el cual indica que en los muros de contención que no tengan restricción de movimientos horizontales entre 1,0 a 2,0 pulgadas o más durante un evento sísmico, el coeficiente de aceleración horizontal puede ser reducido a  $0,5C_s$ , adoptando el valor de 6,1875 %.

$$F_H = (1,00 + 0,5C_s)E_V + 0,5C_s W_{\text{Total Sismo}}$$

$$F_H = (1,00 + 0,061875)17\,702,4 \text{ Kg/m} + (0,061875)84\,204 \text{ Kg/m}$$

$$F_H = 24\,007,86 \text{ Kg/m}$$

### 2.10.4.3.3. Momento de volteo $MV_{CM+SISMO}$

Es el momento de volteo resultado por las fuerzas de sismo, se encuentra descrito en la siguiente tabla.

Tabla XIV. Momentos de volteo con sismo y sin carga viva

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Peso esp. (Kg/cm <sup>2</sup> )	Peso (Kg)	Brazo	Momento (Kg-m)
1	4,41	2 500	11 025	3,45	38 036,25
2	3,43	2 500	8 575	2,633	22 577,975
3	3,43	2 500	8 575	2,633	22 577,975
4	5,00	2 500	12 500	0,5	6 250
5	0,36	2 400	864	6,1	5 270,4
6	0,51	2 400	1 224	7,15	8 751,6
7	3,43	1 950	6 688,5	4,267	28 539,8295
8	2,94	1 950	5 733	6,95	39 844,35
9	4,55	1 950	8 872,5	4,5	39 926,25
			$\Sigma$ 64 057 $W_E$		$\Sigma$ 211 775 $MV_{CM+SISMO}$

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

$$M_{EQ} = (0,5C_S)MV_{CM+SISMO} = (0,061875)(211\,775) = 13\,103,58 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{U+S} = (1 + 0,5C_S)M_V + W_{CM}(0,5C_S)(H') + M_{EQ}$$

$$M_{U+S} = (1,061875)(50\,329,6) + \left( \frac{(59\,670) + 2(63\,850)}{9,30 \text{ m}} \right) (0,061875)(6,3) + 13\,103,58$$

$$M_{U+S} = (53\,443,74) + (7\,853,67) + 13\,103,58$$

$$M_{U+S} = 74\,400,99 \sim 74\,401,00$$

#### 2.10.4.3.4. Chequeo por volteo

$$\text{Volteo} = \frac{ME_{CM+SISMO}}{M_{U+S}} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{246\,018}{74\,401} = 3,31 > 1,50$$

Cumple por volteo.

#### 2.10.4.3.5. Chequeo por deslizamiento

Verificando la siguiente relación por deslizamiento:

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 \times \frac{W_{\text{Total Sismo}}}{F_H} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 \times \frac{84\,204}{24\,007,86} = 1,75 > 1,50$$

Cumple por deslizamiento.

#### 2.10.4.3.6. Chequeo de presiones

Se calcula “a” mediante la siguiente fórmula:

$$a = \frac{ME_{CM+SISMO} - M_{U+S}}{W_{Total\ Sismo}} = \frac{246\ 018 - 74\ 401}{84\ 204} = 2,04$$

$$3a > b \rightarrow 3 \times 2,04 = 6,12 > 5,00$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{5}{2} - 2,04 = 0,46\ m$$

$$Presión = \frac{84\ 204\ Kg}{5,00\ m \times 1,00\ m} \times \left( 1 \pm 6 \times \frac{0,46\ m}{5,00\ m} \right)$$

$$Presión_{máxima} = 26\ 136,9 \frac{Kg}{m^2} < 31\ 800 \frac{Kg}{m^2}\ Cap.\ Soporte$$

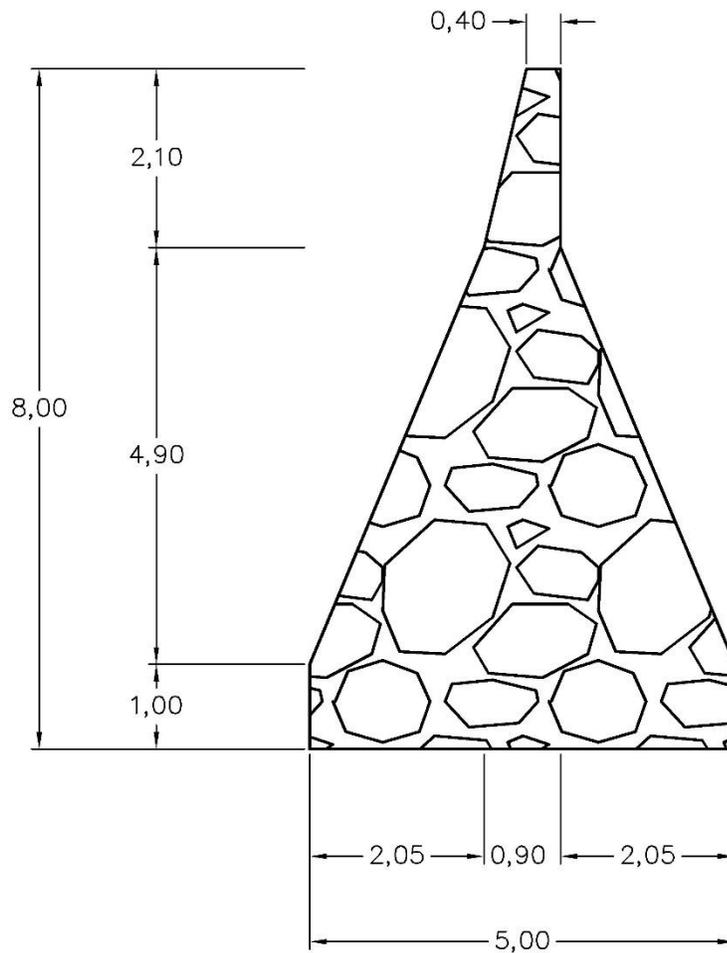
$$Presión_{mínima} = 7\ 544,68 \frac{Kg}{m^2} > 0$$

Cumple por presiones.

#### 2.10.4.4. Aletones

La finalidad de estos elementos estructurales de protección es el proteger las bases del puente, evitando la socavación y el colapso de la estructura. Su función principal es la de proteger la subestructura y los aproches de posibles socavaciones, sus dimensiones son las siguientes.

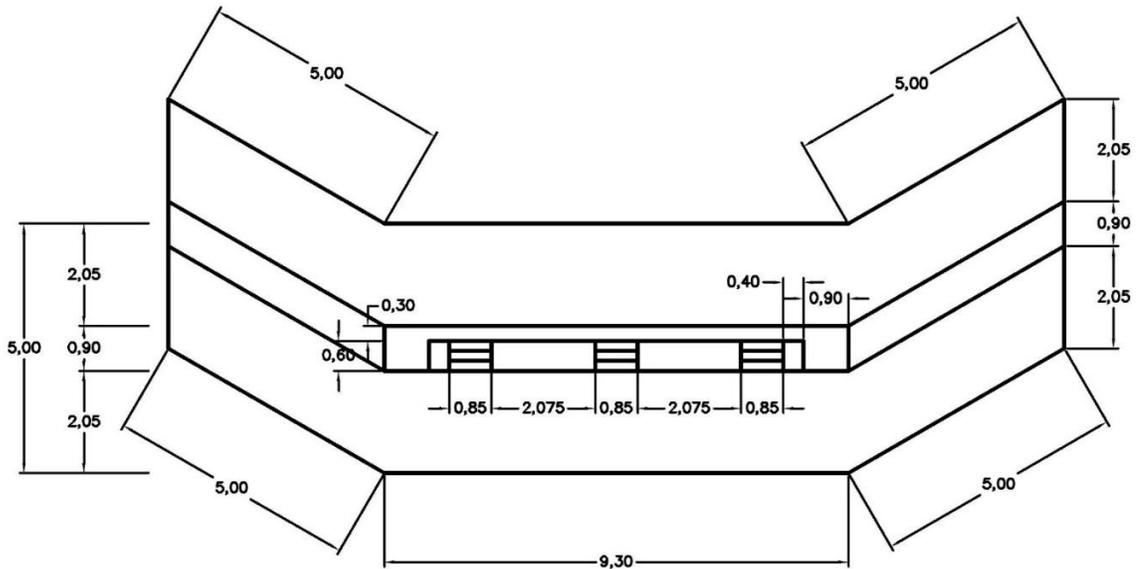
Figura 42. **Elevación de aletones**



Fuete: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Con este elemento estructural se tiene la siguiente vista en planta para cada estribo del presente proyecto.

Figura 43. Configuración en planta para estribos



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.10.5. Aproche

La función de los aproches es el brindar una suave transición en los accesos del puente, compuesto por el relleno adecuado de material granular de ser requerido y la losa de transición.

#### 2.10.5.1. Relleno

Es el relleno que se construirá en los accesos del puente. El material utilizado para el relleno estructural debe ser granular de libre drenaje, libre de exceso de humedad, turba, terrones de arcilla, raíces, césped u otros materiales contaminantes y debe cumplir las siguientes condiciones:

- Dimensión máxima: 50 mm
- Material que pasa el tamiz de 75  $\mu$ m, AASHTO T27 y T11 15 % máximo
- Límite líquido, AASHTO T89 30 % máximo

Los rellenos en los accesos de puentes deben ser construidos hasta la altura de subrasante, y en una longitud de 10 metros medidos en la parte superior del relleno y a partir de cada estribo.

Cada capa debe ser compactada como mínimo al 90 % de la densidad máxima, determinada según el método AASHTO T180; y los últimos 300 mm superiores deben ser compactados como mínimo al 95 % de la densidad máxima por el método citado; estas capas deben ser sucesivas horizontales con un espesor que permita la compactación especificada.

La compactación se comprobará por medio del método ASTM D 1556 en campo. Se deberá controlar el contenido de humedad adecuado, calentando el material y determinando la humedad a peso constante o por el método de carburo de calcio, AASHTO T217, a efecto de obtener la compactación especificada. Se recomienda hacer la compactación del relleno hasta la altura de subrasante en capas de 0,20 m.

#### **2.10.5.2. Capa de subbase**

Es la capa de la estructura del pavimento destinada a soportar, transmitir y distribuir de forma uniforme el efecto de las cargas del tránsito proveniente de las capas superiores del pavimento, de manera que el suelo de subrasante pueda soportar. Puede tener un espesor compactado variable por tramos, pero en todo caso debe tener un espesor mayor de 100 mm y menor de 700 mm, en este caso se usará un espesor uniforme de 500 mm.

La subbase debe estar constituida por materiales de tipo granular en su estado natural o mezclados, que formen y produzcan un material que llene los siguientes requisitos:

- Valor soporte: CBR, AASHTO T193, mínimo de 30, efectuado sobre una muestra saturada al 95 % de compactación AASHTO T180.
- Piedras grandes y excesos de finos: El tamaño máximo de las piedras que contenga el material de subbase, no debe exceder los 70 mm ni exceder de  $\frac{1}{2}$  del espesor de la capa. El material de subbase no debe tener más del 50 % en peso, de partículas que pasen el tamiz 0,425 mm, ni más del 25 % en peso, de partículas que pasen el tamiz 0,075 mm.
- Plasticidad: La porción que pasa el tamiz 0,425 mm, no debe tener un índice de plasticidad, AASHTO T90, mayor de 6, ni un límite líquido, AASHTO T89, mayor de 25, ambos determinados, con una muestra preparada en húmedo según AASHTO T146. Cuando las disposiciones especiales lo indiquen, el índice de plasticidad puede ser más alto, pero en ningún caso mayor de 8.
- Equivalente de arena: No debe ser menor de 25, determinado por el método AASHTO T176.

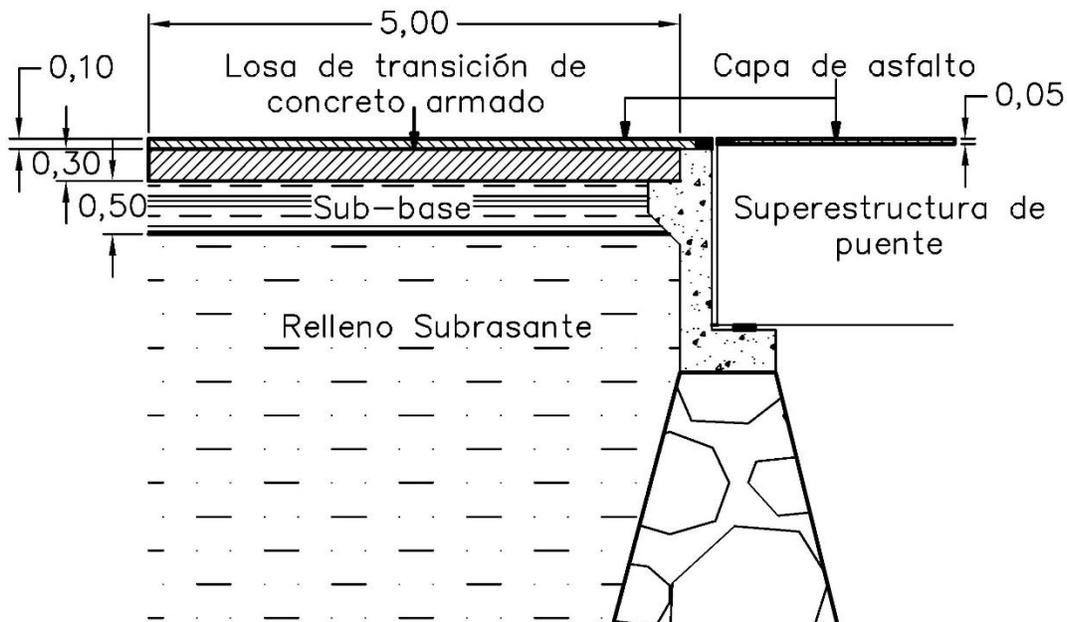
Para la compactación de la capa de subbase, se debe realizar en capas no mayores de 300 mm ni menores a 100 mm. Debe compactarse en su totalidad, hasta lograr el 100 % de la densidad máxima determinada por el método AASHTO T180. Se recomienda una compactación de la de subbase en capas de 0,15 m.

### 2.10.5.3. Losa de transición

Son losas de transición con la vía o carretera, apoyadas en el aprоче de acceso del puente y el diente superior de la cortina con un espesor mínimo de 30 cm. Se recomienda que la longitud de la losa de transición no sea superior a la altura del terraplén medido desde la base del estribo, y en ningún caso será inferior a 3 m.

Considerando las limitantes previamente indicadas se elige una longitud de losa de transición de 5 metros de longitud, ancho de vía de 7,3 metros y un espesor de 0,30 m. Para el diseño se considera que el refuerzo principal se encontrará paralelo al tráfico.

Figura 44. Corte de aprоче



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.10.5.3.1. Diseño losa de transición

Para la integración de cargas y momentos, se considera un ancho unitario de 1 metro para facilitar los análisis y armado para la losa de transición.

- Momento debido a carga muerta

$$M_{CM} = \frac{(0,30\text{m} \times 1\text{m} \times 2\,400\text{Kg/m}^3 + 0,10\text{m} \times 1\text{m} \times 2\,100\text{Kg/m}^3)(5\text{m})^2}{8} = 2\,906 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

- Momento debido a carga viva

$$M_{\text{CARRIL DE DISEÑO}} = \frac{\left(\frac{952,4 \text{ Kg/m}}{3}\right)(5 \text{ m}^2)}{8} = 992,1 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{CAMIÓN DE DISEÑO}} = \frac{(7\,300 \text{ Kg})(5 \text{ m})}{4} = 9\,125 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

- Momento ultimo

$$M_U = 1,25(2\,906 \text{ Kg}\cdot\text{m}) + 1,75(992,1 \text{ Kg}\cdot\text{m} + 9\,125 \text{ Kg}\cdot\text{m})$$

$$M_U = 21\,337 \sim 21,34 \text{ Ton}$$

- Acero de refuerzo principal

Se obtiene el siguiente peralte efectivo considerando un recubrimiento de 5 centímetros para la cama inferior y superior.

$$d = 30 \text{ cm} - \left( 5,00 \text{ cm} + \frac{5/8 \text{ plg}}{2} \times \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right) = 24,21 \text{ cm}$$

Área de acero principal calculado por el método iterativo considerando un “a = 1” para la primera iteración:

$$A_s = \frac{21,34 \times 10^5}{0,9 \times 4\,200 \times (24,21 - 1/2)} = 23,811 \text{ cm}^2 \quad a = \frac{23,811 \times 4\,200}{0,85 \times 281 \times 100} = 4,187 \text{ cm}$$

Tabla XV. **Método iterativo para acero principal en losas de transición**

<b>As</b>	<b>a</b>
23,811	1,000
25,526	4,187
25,701	4,489
25,719	4,519
25,721	4,523
25,722	4,523
25,722	4,523

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

$$A_s = 25,72 \text{ cm}^2 \approx 0,857 \%$$

- Área de acero máximo

$$A_{s_{\text{Max}}} = 0,5 \times \frac{0,85 \times 0,85 \times 281}{4\,200} \times \frac{6\,090}{6\,090 + 4\,200} \times 100 \times 24,21$$

$$A_{s_{\text{Max}}} = 34,63 \text{ cm}^2 \approx 1,15 \%$$

- Área de acero mínimo

$$A_{S_{\text{Min}}} = \frac{0,8 \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0,8 \sqrt{281} \times 100 \times 24,21}{4\,200} = 7,73 \text{ cm}^2 \approx 0,26 \%$$

$$A_{S_{\text{Min}}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\,200} \times 100 \times 24,21 = 8,13 \text{ cm}^2 \approx 0,27 \%$$

- Espaciamiento

Debido a que  $A_{S_{\text{Min}}} < A_s < A_{S_{\text{Max}}}$  se utilizará el área de acero obtenido por medio del método de iteraciones de  $24,63 \text{ cm}^2$ , y el diseño es realizado con varillas No. 5, las cuales poseen un área de  $2,00 \text{ cm}^2$ , por lo que el espaciamiento se encuentra definido por:

$$S = \frac{2,00 \text{ cm}^2}{25,72 \text{ cm}^2} \times 100 = 7,77 \text{ cm} \approx 7,5 \text{ cm}$$

Para la cama inferior de refuerzo de acero principal paralelo al tráfico se debe utilizar 1 varilla No. 5 @ 7,5 cm.

- Acero por temperatura

$$A_{S_{\text{Temp}}} \geq \frac{758,4 \times 5\,000 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}}{2 (30 + 5\,000) \text{ cm} \times 4\,200 \text{ Kg/cm}^2} = 2,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{S_{\text{Temp}}} \leq 12,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{S_{\text{Temp}}} = 2,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Espaciamiento

$$S = \frac{A_{\text{VarillaNo3}}}{A_{S_{\text{Temp}}}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{2,69 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0,263 \text{ m} < S_{\text{Máx}}$$

Se utilizará un refuerzo por temperatura en la cama superior de las losas de transición con 1 varilla No 3 @ 25 cm, en ambas direcciones.

- Refuerzo de distribución

Empleando la ecuación para el refuerzo principal paralelo al tráfico, se tiene la siguiente expresión:

$$\frac{100}{\sqrt{\frac{500 \text{ cm} \times 1 \text{ plg} \times 1 \text{ pie}}{2,54 \text{ cm} \times 12 \text{ plg}}}} = 24,69 \% \sim 25 \% \leq 50 \%$$

Por lo que el área de acero de distribución será el siguiente:

$$A_{S_{\text{Dist}}} = A_{S_{\text{Principal}}} \times 25 \% = 25,72 \text{ cm}^2 \times 25 \% = 6,43 \text{ cm}^2$$

Para el acero de distribución se realizará el diseño con varillas No. 4, teniendo el siguiente espaciamento para refuerzo de distribución:

$$S = \frac{A_{\text{Varilla}}}{A_{S_{\text{Dist}}}} = \frac{1,27 \text{ cm}^2}{6,43 \text{ cm}^2} = 0,20 \text{ m}$$

El refuerzo de acero por distribución perpendicular al tráfico se utilizará 1 varilla No. 4 @ 20 cm.

## 2.11. Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto se realizó una cuantificación y cotización de los materiales según los planos finales. Los costos de mano de obra, materiales y equipo se basaron en salarios, cotizaciones y alquiler respectivamente, dentro de la región; con un factor de indirectos de 46,00 % que incluye el ISO+ISR, y un IVA del 12 %.

Tabla XVI. Presupuesto para puente vehicular a colonia Santa Bárbara

CONSTRUCCION DE PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA					
Municipalidad de Jutiapa Municipio de Jutiapa					
NUMERO	REGLON	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
<b>1 TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1,1	LIMPIEZA Y PREPARACION DEL TERRENO	M2	2 217,00	8,96	Q 19 864,32
1,2	ESTUDIO DE SUELOS	UNIDAD	1,00	6 867,84	Q 6 867,84
1,3	TOPOGRAFÍA	DIA	1,00	3 924,48	Q 3 924,48
1,4	TRAZO Y ESTAQUEADO	ML	175,00	47,60	Q 8 330,00
<b>2 MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
2,1	CORTE Y EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL	M3	2 572,00	62,46	Q 160 647,12
2,2	RELLENO SUBRASANTE	M3	719,00	101,22	Q 72 777,18
2,3	RELLENO SUB-BASE	M3	550,00	95,99	Q 52 794,50
<b>3 SUBESTRUCTURA</b>					
3,1	ESTRIBO+ALETÓN DE CONCRETO CICLOPEO	M3	575,00	2 242,92	Q 1 289 679,00
3,2	CORTINA + VIGA DE APOYO DE CONCRETO REFORZADO	ML	18,60	3 607,77	Q 67 104,52
3,3	APOYO ELASTOMÉRICO DE NEOPRENO CON DUREZA SHORE 60	UNIDAD	6,00	732,19	Q 4 393,14
3,4	LOSA DE TRANSICIÓN	M2	72,00	1 290,61	Q 92 923,92
<b>4 SUPERESTRUCTURA</b>					
4,1	LOSA DE CONCRETO REFORZADO	M2	214,00	868,41	Q 185 839,74
4,2	VIGA INTERIOR	ML	23,00	6 001,53	Q 138 035,19
4,3	VIGA EXTERIOR	ML	46,00	5 728,42	Q 263 507,32
4,4	DIAFRAGMA EXTERNO	ML	13,40	1 439,53	Q 19 289,70
4,5	DIAFRAGMA INTERNO	ML	13,40	2 141,25	Q 28 692,75
4,6	BANQUETAS DE CONCRETO DE 15CM	M2	36,80	681,91	Q 25 094,29
4,7	CARPETA DE RODADURA	M2	168,00	272,67	Q 45 808,56
<b>5 INSTALACIONES HIDRÁULICAS</b>					
5,1	TUBERÍA PVC 4" C-125 PSI	ML	23,00	461,72	Q 10 619,56
<b>6 BARANDAS</b>					
6,1	POSTE DE CONCRETO DE 0.20*0.20*1.10	UNIDAD	60,00	609,70	Q 36 582,00
6,2	TUBO HG 3"	ML	92,00	878,79	Q 80 848,68
<b>7 VARIOS</b>					
7,1	OBRA FALSA	ML	23,00	2 976,41	Q 68 457,43
<b>T O T A L</b>					<b>Q 2 682 081,24</b>
<b>COSTO POR METRO LINEAL DE OBRA</b>					<b>Q 116 612,23</b>

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

## 2.12. Estudio de impacto ambiental

Toda actividad humana genera un impacto en los ambientes naturales, físico, biológico y social. Este impacto puede ser positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones o neutro. Por medio de la matriz de Leopold modificada se realizará una evaluación preliminar de impacto ambiental, para poder determinar el grado de importancia que provocará la construcción del puente vehicular a colonia Santa Bárbara Jutiapa.

### 2.12.1. Evaluación rápida

Se empleará el uso de la matriz de Leopold modificada, teniendo la siguiente

Tabla XVII. **Matriz de Leopold modificada**

No.	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental	Tipo de impacto ambiental (de acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar los lugares donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental. Indicar que se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y vecindario.
1	Aire	Gases o partículas (polvo, vapores, humo, hollín, monóxido de carbono, óxidos de azufre, etc.)	Debido al uso de maquinaria en la obra.	En los lugares de operaciones de la obra, durante el tiempo que ésta dure.	Utilizar equipo adecuado con su debido mantenimiento para no afectar a los usuarios e identificar las zonas de trabajo para no crear inconvenientes con la población general
		Ruido	Debido al uso de maquinaria en la obra.	En los lugares de operaciones de la obra, durante el tiempo que ésta dure.	Trabajar en horario hábil, evitando turnos nocturnos para no generar inconvenientes con los vecinos.

Continuación tabla XVII.

No.	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental	Tipo de impacto ambiental (de acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar los lugares donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental. Indicar que se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y vecindario.
1	Aire	Vibraciones	Debido al uso de maquinaria en la obra.	En los lugares de operaciones de la obra, durante el tiempo que ésta dure.	Trabajar en horario hábil, evitando turnos nocturnos para no generar inconvenientes con los vecinos.
		Olores	No aplica.	No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.
2	Agua	Abastecimiento de agua	Cantidad: No aplica.	No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.
		Aguas residuales ordinarias (aguas residuales generadas por las actividades domésticas).	Cantidad: No aplica.	No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.
		Aguas residuales especiales (aguas residuales generadas por servicios públicos municipales, actividades industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias).	Cantidad: No aplica.	Descarga: No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.
		Mezcla de las aguas residuales anteriores	Cantidad: No aplica.	Descarga: No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.
		Agua de lluvia	Captación: No aplica.	Descarga: No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.

Continuación tabla XVII.

No.	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental	Tipo de impacto ambiental (de acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar los lugares donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental. Indicar que se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y vecindario.
3	Suelo	Desechos sólidos (basura común)	Cantidad: Solo los producidos por la obra (materiales de construcción)	Únicamente en el lugar de construcción.	Recolectar todos los desechos y ubicarlos en un lugar adecuado para su posterior recolección.
		Desechos peligrosos (con una o más de las siguientes características: corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos, inflamables y bioinfecciosos)	Cantidad: Debido a los materiales que se usarán en la ejecución de la obra.	Disposición: en el lugar de la obra.	Dar especificaciones de manejo de los materiales para que no existan manejos inadecuados de ellos, y solo utilizarlos cuando sea necesario.
		Descarga de aguas residuales (si van directo al suelo)	No aplica.	No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.
		Modificación del relieve o topografía del área.	Debido al uso de maquinaria en la obra.	En los lugares de operaciones de la obra.	Modificar solo lo que está en el derecho de vía, y lo indicado en las especificaciones.
4	Bio - diversidad	Flora (árboles, plantas)	No aplica.	No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.
		Fauna (animales)	No aplica.	No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.
		Ecosistema	No aplica.	No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.

Continuación tabla XVII.

<b>No.</b>	<b>Aspecto Ambiental</b>	<b>Impacto Ambiental</b>	<b>Tipo de impacto ambiental (de acuerdo con la descripción del cuadro anterior)</b>	<b>Indicar los lugares donde se espera se generen los impactos ambientales</b>	<b>Manejo ambiental. Indicar que se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y vecindario.</b>
5	Visual	Modificación del Paisaje	Por el uso de maquinaria.	En los lugares de operaciones de la obra, durante el tiempo que ésta dure.	Tratar de minimizar los cortes para evitar afectar a los vecinos del proyecto.
6	Social	Cambio o modificaciones sociales, económicas y culturales, incluyendo monumentos arqueológicos.	No aplica.	No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Word.



### **3. DISEÑO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA CASERÍO LINDA VISTA CANTÓN AMAYITO, JUTIAPA**

Se le brinda el nombre de red de distribución al conjunto de tuberías cuya función es el suministrar agua potable a los habitantes de una localidad establecida.

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

El presente proyecto consiste en el diseño de la red de distribución de agua potable para el caserío Linda Vista cantón Amayito, perteneciente al municipio de Jutiapa, Jutiapa, red que se conectará a la línea de distribución proveniente de la fuente de agua potable conocida como Agua Tibia, que a su vez abastece al casco urbano de Jutiapa.

#### **3.2. Datos preliminares**

Se presenta la información necesaria para el diseño adecuado de una red de distribución de agua potable, considerando las condiciones iniciales del proyecto. Esta información es proveniente del departamento de planificación urbana POT de la municipalidad de Jutiapa.

##### **3.2.1. Fuente de abastecimiento**

La fuente de abastecimiento, como previamente se ha mencionado, es el manantial Agua Tibia, el cual provee de agua potable al casco urbano de Jutiapa, con 2 bombas a presión, dichas bombas trabajan 6 horas al día cada

una y de forma alterna. La primera expulsa un caudal de 600 galones por minuto y la segunda 950 galones por minuto.

### **3.2.2. Obras existentes**

El proyecto de red de distribución de agua potable será un ramal extra que se conectará por medio de una abrazadera a la línea de distribución de agua potable del casco urbano de la municipalidad de Jutiapa. Antes del proyecto, existe la línea de distribución la cual tiene un diámetro variable de 12 y 10 pulgadas. El diámetro de la línea de distribución posee 12 pulgadas en la sección que se realizará la conexión a la red de distribución para el Caserío Linda Vista, cantón Amayito, Jutiapa.

### **3.3. Topografía**

Parte del proceso de obtención de la información necesaria para el diseño es de forma indispensable la realización de un levantamiento topográfico que incluya la localización de todos los puntos y elementos importantes de la red de distribución de agua potable.

#### **3.3.1. Tipo y orden de levantamiento topográfico**

Para el levantamiento topográfico principal el INFOM recomienda utilizar estaciones totales en planimetría y altimetría. Con esto, se busca reemplazar los tres tipos de órdenes de levantamiento topográfico por uno único de alta precisión. Por ende, el levantamiento topográfico de este proyecto se ha realizado empleando una estación total, facilitando y brindando directamente los datos de altura, eliminando el cálculo por hilos o necesidad de un nivel de precisión.

### **3.3.2. Libreta de campo**

La libreta topográfica de este proyecto es electrónica, debido al empleo de una estación total. En dicha libreta, se encuentran plasmados los datos del número de punto, norte, este, elevación y descripción para cada punto. Dicha libreta se encontrará en el plano topográfico, ubicado en el apartado de apéndice 3.

### **3.4. Criterios de diseño**

Las siguientes son las facultades y requisitos que debe cumplir el diseño de la siguiente red de distribución de agua potable, dados por las normas o reglamentos brindados por las autoridades correspondientes, en este caso serán empleadas las de UNEPAR-INFOM.

#### **3.4.1. Período de diseño**

Es el tiempo de diseño para el cual se considera que el sistema prestará un servicio de forma eficiente a la población. Para determinarlo, se toma en cuenta los factores de vida útil de los materiales, calidad de los materiales y de las construcciones, costos y tasas de interés, futuras ampliaciones del sistema, comportamiento del sistema en sus primeros años, población de diseño y caudal.

Este proyecto es una obra civil, por lo tanto, se encuentra establecido como normativa por el INFOM que el período de mínimo de diseño para este tipo de proyectos debe ser de 20 años. Por lo tanto, para este proyecto se utilizará el período de diseño mínimo normado de 20 años.

### **3.4.2. Tasa de crecimiento poblacional**

Para el cálculo adecuado del diseño de la red de distribución de agua potable es necesario saber cómo se incrementa la población durante el tiempo que servirá. La fuente básica de información serán los censos de población realizados por las autoridades correspondientes.

Considerando los datos tomados por el Instituto Nacional de Estadística (INE), la información obtenida por parte del Hospital Nacional de Jutiapa y en conjunto con el departamento municipal de planificación DMP y el departamento de planificación urbana POT de la municipalidad de Jutiapa, se utilizará una tasa de crecimiento poblacional del 3,0 % para este caserío del municipio. Esta tasa se emplea en el método geométrico de cálculo de población.

### **3.4.3. Estimación de la población de diseño**

Existen varios métodos para el cálculo de la población al final del período de diseño, entre ellos se tiene:

- Método geométrico
- Método aritmético
- Método parabólico o tasa declinante
- Método logístico

Se empleará el método geométrico como modelo, porque es el que más se utiliza en el medio por ser el que más se aproxima a definir la población futura real, cuya fórmula es la siguiente:

$$P_f = P_i \times (1+R)^n$$

Donde:

$P_f$  = Número de habitantes al final del período de diseño

$P_i$  = Número de habitantes en la actualidad

R = Tasa de crecimiento poblacional geométrico

n = Período de diseño correspondiente en años

Como dato para población inicial, se multiplica el promedio de 4,6 habitantes por vivienda en Jutiapa, según proyecciones de población del INE en 2006, por la cantidad de 44 viviendas contabilizadas durante la topografía. Con la operación previamente mencionada se tiene una población inicial de 203 habitantes, el período de diseño para este proyecto será de 20 años y la tasa de crecimiento poblacional elegida es del 3,00 %. Prosiguiendo con el cálculo, se sustituyen valores y se tiene lo siguiente:

$$P_f = 203 \times (1 + 3,00 \%)^{20} = 366,64 \text{ habitantes} \approx 367 \text{ habitantes}$$

#### **3.4.4. Dotación y tipo de servicio**

Es la cantidad de agua asignada a un habitante de su respectiva población en un día, expresado en litros/habitante/día. Según la Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento o agua para consumo humano, para una elección adecuada de la dotación se deben tomar en cuenta los factores de clima, nivel de vida, actividades productivas, abastecimiento privado, servicios comunales o públicos, facilidad de drenaje, calidad y cantidad de agua, medición, administración del sistema y presiones.

A falta de los factores previamente mencionados y considerando el tipo de proyecto, citando la guía anteriormente mencionada, se puede tomar un valor dentro de los rangos indicados de dotación en la siguiente tabla:

Tabla XVIII. **Dotación de agua potable**

Tipo de Servicio	Rango de dotación (l/hab/día)	
	mínimo	máximo
Exclusivamente llena cántaros	30	60
Mixto de llena cántaros y conexiones prediales	60	90
Exclusivamente conexiones prediales fuera de la vivienda	60	120
Conexiones intradomiciliarias con opción a varios grifos por vivienda	90	170
Pozo excavado o hincado con bomba manual	20	-
Servicio de aljibes	20	-

Fuente: elaboración propia, adaptado de *Instituto de Fomento Municipal Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano*. p. 25 -26.

Para este proyecto se utilizará un valor de 150 l/hab/día debido a que el tipo de proyecto es para conexiones intradomiciliarias con opción a varios grifos por vivienda.

### **3.5. Determinación de caudales**

Existen varios caudales de diseño los cuales son los consumos considerados para el dimensionamiento de las tuberías y obras hidráulicas en cada componente de una red de distribución de agua potable, los cuales se

encuentran basados en información básica, aforo y estudio poblacional, lo cual es importante para satisfacer la demanda.

### 3.5.1. Caudal medio diario

Es la cantidad de agua que consume una población durante un período de 24 horas. Dicho caudal se define como el promedio de los consumos diarios en el transcurso de un año.

Para el empleo en el diseño, el caudal medio estará en función de la dotación y el número de habitantes calculados al final del período de diseño, calculándolo de la siguiente expresión:

$$Q_m = \frac{\text{Dot} \times P_f}{86\,400}$$

Donde:

$Q_m$  = Caudal medio en litros/segundo

Dot = Dotación en litro/habitante/día

$P_f$  = Número de habitantes al final del período de diseño

Sustituyendo datos en la ecuación se tiene:

$$Q_m = \frac{150(\text{l/h/d}) \times 367(\text{h})}{86\,400(\text{s/d})} = 0,6371 \text{ l/s} \approx 0,64 \text{ l/s}$$

### 3.5.2. Caudal máximo diario

También conocido como caudal de conducción, es el máximo consumo producido en un día durante un período de observación de un año. Es el resultado de multiplicar el consumo medio diario por el factor día máximo (FDM) que va de 1,2 a 1,5 para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes y de 1,2 para poblaciones mayores de 1 000 habitantes.

Para este proyecto se utilizará un FDM de 1,5, el mayor valor debido a que la población es menor de 1 000 habitantes y su consumo puede tener una alta variabilidad durante el período de un año. Para el cálculo del caudal máximo diario se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q_{md} = Q_m \times FDM$$

Donde:

$Q_{md}$  = Caudal máximo diario en litros/segundo

$Q_m$  = Caudal medio en litros/segundo

FDM = Factor día máximo

Sustituyendo valores en la ecuación se tiene:

$$Q_{md} = 0,64 \times 1,5 = 0,96 \text{ l/s}$$

### 3.5.3. Caudal máximo horario

También conocido como el caudal de distribución, es el máximo caudal producido durante una hora en un período de observación de un año. Con fines de diseño, este caudal se obtiene al multiplicar el caudal medio por un factor hora máximo (FHM). Dicho factor va de 2,0 a 3,0 para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes y de 2,0 para poblaciones mayores de 1 000 habitantes.

El consumo de agua varía considerablemente dependiendo de la hora del día. Para este proyecto se utilizará un FHM de 3,0, el máximo valor debido a que la población es considerablemente menor de 1 000 habitantes y su consumo puede tener una alta variabilidad en una hora durante el período de un año. Para el cálculo del caudal máximo horario se emplea la siguiente ecuación:

$$Q_{mh} = Q_m \times FDM$$

Donde:

$Q_{mh}$  = Caudal máximo horario en litros/segundo

$Q_m$  = Caudal medio en litros/segundo

FHM = Factor hora máximo

Sustituyendo valores en la ecuación se tiene:

$$Q_{mh} = 0,64 \times 3 = 1,92 \text{ l/s}$$

### 3.5.4. Caudal de vivienda

El caudal de vivienda es un valor estimado del caudal que le corresponde a cada domicilio y se determina por medio del caudal máximo horario dividido entre el número total de viviendas de una población dada, como en la siguiente ecuación:

$$Q_{vu} = \frac{Q_{mh}}{No_{viv}}$$

Donde:

$Q_{vu}$  = Caudal vivienda unitario en litros/segundo

$Q_{mh}$  = Caudal máximo horario en litros/segundo

$No_{viv}$  = Número de viviendas

$$Q_{vu} = \frac{1,92 \text{ (l/s)}}{80 \text{ (viv)}} = 0,0245 \text{ l/s/v}$$

### 3.5.5. Caudal instantáneo

Este caudal toma en cuenta la probabilidad que se utilicen al mismo tiempo las conexiones domiciliarias de un ramal. El caudal instantáneo nunca tomará valores menos a 0,20 l/s. Se debe hacer una comparación entre los cálculos obtenidos del caudal de uso simultáneo y el caudal de vivienda. Deberá utilizarse el resultado mayor entre ambos considerando la demanda por cada ramal independiente. Se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{ins} = k \sqrt{n-1}$$

Donde:

$Q_{ins}$  = Caudal instantáneo o de uso simultáneo no menor de 0,20 l/s

k = Coeficiente con valor 0,20 servicio predial y 0,15 llena cántaros

n = Número de conexiones o llena cántaros futuros

### 3.5.6. Pérdidas de carga

Se define como la energía perdida de energía por un fluido a causa de la resistencia superficial dentro del conducto, energía mecánica que es convertida en energía térmica irrecuperable. En otras palabras, es la pérdida de energía en el sistema debido a la fricción del fluido y la superficie de la tubería.

Las pérdidas de carga se obtienen por medio de la fórmula de Hazen y Williams, cabe recalcar que es una fórmula de uso exclusivo para agua potable, no sirve en otros fluidos y es aplicable para cualquier material de tubería con su respectivo coeficiente de fricción.

$$hf = \frac{1\,743,811 \times L \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times \emptyset^{4,87}}$$

Donde:

hf = Pérdida de carga en metros

L = Longitud de la tubería en metros

Q = Caudal en litros/segundo

C = Coeficiente de fricción, en PVC el valor es de 150

$\emptyset$  = Diámetro de la tubería en pulgadas

### 3.6. Parámetros de diseño

Tipo de fuente	Manantial
Aforo bomba 1	600 gal/min
Aforo bomba 2	950 gal/min
Tipo de sistema	Bombeo y gravedad
Red de distribución	Ramales abiertos
Clima	Cálido
Viviendas actuales	44 viviendas
Viviendas futuras	80 viviendas
Densidad de población	4,6 hab/viv
Población actual	203 habitantes
Población futura	367 habitantes
Tasa de crecimiento poblacional	3,00 %
Período de diseño	20 años
Dotación	150 litros/habitante/día
Factor de día máximo	1,5
Factor de hora máximo	3,0
Caudal medio diario	0,64 l/s
Caudal máximo diario	0,96 l/s
Caudal máximo horario	1,92 l/s
Caudal unitario de vivienda	0,0245 l/s
Tubería a utilizar	PVC
Coeficiente Hazen Williams para PVC	150
Constante k del caudal instantáneo	0,20 para servicio predial

### **3.7. Diseño de los componentes del sistema**

Para el sistema de abastecimiento del caserío Linda Vista, cantón Amayito, Jutiapa, se tiene previsto el diseño de una red de distribución la cual se conectará directamente a la línea de distribución proveniente de Agua Tibia, fuente de agua potable que abastece al casco urbano de Jutiapa.

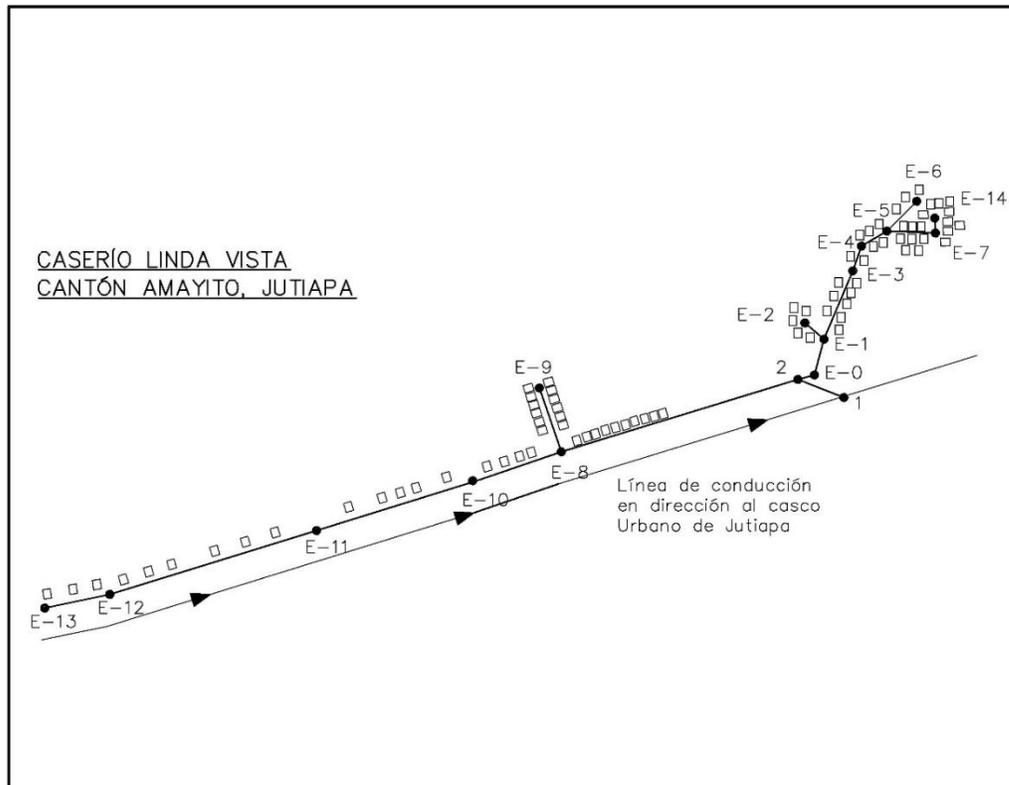
El diseño de la red de distribución de agua potable será adaptado a las condiciones de demanda de la población y presiones iniciales generadas por la línea de conducción, debido a que esta se encuentra en funcionamiento.

#### **3.7.1. Diseño hidráulico red de distribución**

Para el cálculo hidráulico de la red de distribución se empleó el método de ramales abiertos, tomando como ejemplo el diseño de los tramos que van desde la Estación 1 hasta la estación E-9.

Considerando los datos plasmados en los parámetros de diseño, cabe recalcar que en cada ramal de la red de distribución variará el caudal de diseño, en el cual debe hacerse una comparación entre el caudal de vivienda y el caudal instantáneo, que se calculan sumando el caudal actual del tramo más los caudales acumulados de los ramales que salen del tramo, tomando siempre el mayor.

Figura 45. **Esquema simplificado red de distribución Linda Vista**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 3.7.1.1. Ramal de estación 1 a 2

Es la parte inicial de la red de distribución de agua potable, posee en total 66 viviendas las que generan demanda simultánea. Se inicia con el cálculo de caudal de diseño para esta sección inicial:

Caudal de demanda por vivienda:

$$Q_{de} = Q_{vu} \times No_{viviendas} = 0,024 \text{ l/s/v} \times 80 \text{ v} = 1,92 \text{ l/s}$$

Caudal instantáneo:

$$Q_{ins} = 0,20 \sqrt{80-1} = 1,78 \text{ l/s}$$

Caudal de diseño:

$$Q_{ins} < Q_{de}$$

$$Q_{dis} = Q_{de} = 1,92 \text{ l/s}$$

El caudal de diseño será el mayor de los dos caudales calculados anteriormente, cálculo que será realizado para cada ramal para poder calcular el diámetro de la tubería, utilizando los siguientes datos del tramo en cuestión:

Caudal	=	1,92 l/s
Longitud	=	13,933 metros
Cota inicial	=	497,80 metros
Cota final	=	497,79 metros

Se calcula primero la pérdida de carga disponible, obtenido de la diferencia de nivel entre los puntos inicial y final del tramo analizado:

$$\text{Carga disponible} = \text{Cota}_1 - \text{Cota}_2 = 497,80 - 497,79 = 0,01 \text{ metros}$$

Para esta pérdida de carga se calcula un diámetro teórico utilizando la fórmula de Hazen Williams, en la cual se despeja el diámetro, teniendo:

$$\phi_{teo} = \left( \frac{1743,811 \times L \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times hf} \right)^{(1/4,87)} = \left( \frac{1743,811 \times 13,933 \times 1,92^{1,85}}{150^{1,85} \times 0,01} \right)^{(1/4,87)}$$

$$\emptyset_{\text{teórico}} = 3,91 \text{ plg}$$

El diámetro por emplear para este tramo se obtiene al comparar diámetros comerciales superiores e inferiores con el diámetro teórico calculado, utilizando el que mejor se adapte al diseño hidráulico. Para este tramo, el diámetro nominal seleccionado fue del cual tiene un diámetro real de 2,144 pulgadas y su pérdida de carga corresponde a:

$$hf_{\text{real}} = \frac{1\,743,811 \times 13,933 \times 1,92^{1,85}}{150^{1,85} \times 2,144^{4,87}} = 0,187 \text{ metros}$$

Se continúa con el cálculo de las cotas piezométrica en cada nodo. La cota piezométrica inicial en esta red de distribución será la cota de terreno natural más la presión del agua proveniente de la línea de conducción de agua potable, teniendo lo siguiente:

$$Cp_{z_1} = Ctn_1 + P_{lc} = 497,80 \text{ m} + 40 \text{ m. c. a.} = 537,80 \text{ metros}$$

El resto de las cotas piezométricas son el resultado de la resta entre la cota piezométrica del nodo anterior y las pérdidas por fricción del tramo analizado.

$$Cp_{z_2} = Cp_{z_1} - hf_{1-2} = 537,80 - 0,187 = 537,613 \text{ metros}$$

La presión o carga dinámica en cada nodo se calculará mediante el método de la gradiente hidráulica, consiste en la diferencia entre la cota piezométrica y la cota de terreno natural respectivo a cada nodo. Para su chequeo respectivo y el diseño adecuado de la hidráulica, se debe verificar que las presiones dinámicas en cualquier punto de la red no deben ser menores a

10 metros columna de agua y no mayor de 60 metros columna de agua. En el caso de tener presiones cercanas a los 60 metros prestar una especial atención a la calidad de las válvulas, uniones y accesorios para evitar fugas cuando la red se encuentre en servicio.

$$Pd_1 = Cpz_1 - Ctn_1 = 537,80 - 497,80 = 40 \text{ metros}$$

$$Pd_2 = Cpz_2 - Ctn_2 = 537,613 - 497,79 = 39,823 \text{ metros Chequea}$$

Como último chequeo se calcula la velocidad del agua en el tramo, la cual debe ser mayor a 0,6 m/s para evitar sedimentación y menor a 3,0 m/s para evitar el golpe de ariete. En el caso que inevitablemente dichas velocidades sean menores o mayores a los límites, estas se deben justificar y preverse la protección adecuada para las obras expuestas a deterioro por ello. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{1,974 \times Q_{dis}}{\phi_{dis}^2}$$

Donde:

V = Velocidad en el tramo a analizar en m/s

$Q_{dis}$  = Caudal de diseño del tramo analizado en l/s

$\phi_{dis}$  = Diámetro de diseño real en pulgadas

$$V_{1-2} = \frac{1,974 \times 1,92}{2,144^2} = 0,82 \text{ m/s Chequea}$$

### 3.7.1.2. Ramal de estación 2 a E-8

Este ramal abastece a 40 viviendas, considerando este número de conexiones domiciliarias se tiene:

Caudal de demanda por vivienda:

$$Q_{de} = Q_{vu} \times No_{viviendas} = 0,024 \text{ l/s/v} \times 40 \text{ v} = 0,96 \text{ l/s}$$

Caudal instantáneo:

$$Q_{ins} = 0,20 \sqrt{40-1} = 1,25 \text{ l/s}$$

Caudal de diseño:

$$Q_{ins} \geq Q_{de}$$

$$Q_{dis} = Q_{ins} = 1,25 \text{ l/s}$$

Caudal	=	1,25 l/s
Longitud	=	278,310 metros
Cota inicial	=	497,79 metros
Cota final	=	494,32 metros

$$\text{Carga disponible} = \text{Cota}_2 - \text{Cota}_{E-8} = 497,79 - 494,32 = 3,47 \text{ metros}$$

$$\phi_{teo} = \left( \frac{1743,811 \times L \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times hf} \right)^{(1/4,87)} = \left( \frac{1743,811 \times 278,310 \times 1,25^{1,85}}{150^{1,85} \times |3,47|} \right)^{(1/4,87)}$$

$$\phi_{\text{teorico}} = 1,85 \text{ plg}$$

$$hf_{\text{real}} = \frac{1\,743,811 \times 278,310 \times 1,25^{1,85}}{150^{1,85} \times 1,676^{4,87}} = 5,589 \text{ metros}$$

$$Cpz_{E-8} = Cpz_2 - hf_{2-E-8} = 537,613 - 5,589 = 532,024 \text{ metros}$$

$$Pd_{E-8} = Cpz_{E-8} - Ctn_{E-8} = 532,024 - 494,32 = 37,704 \text{ metros Chequea}$$

$$V_{1-2} = \frac{1,974 \times 1,25}{1,676^2} = 0,88 \text{ m/s Chequea}$$

### 3.7.1.3. Ramal de estación E-8 a E-9

Con este tramo finaliza el ramal que llega a E-9, este ramal posee 12 conexiones domiciliarias, por lo que se tiene lo siguiente:

Caudal de demanda por vivienda:

$$Q_{\text{de}} = Q_{\text{vu}} \times \text{No}_{\text{viviendas}} = 0,024 \text{ l/s/v} \times 12 \text{ v} = 0,288 \text{ l/s}$$

Caudal instantáneo:

$$Q_{\text{ins}} = 0,20 \sqrt{12-1} = 0,66 \text{ l/s}$$

Caudal de diseño:

$$Q_{\text{ins}} \geq Q_{\text{de}}$$

$$Q_{\text{dis}} = Q_{\text{ins}} = 0,66 \text{ l/s}$$

Caudal	=	0,66 l/s
Longitud	=	75,260 metros
Cota inicial	=	494,32 metros
Cota final	=	500,90 metros

$$\text{Carga disponible} = \text{Cota}_{E-8} - \text{Cota}_{E-9} = 494,32 - 500,90 = -6,58 \text{ metros}$$

$$\phi_{\text{teo}} = \left( \frac{1\,743,811 \times L \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times hf} \right)^{(1/4,87)} = \left( \frac{1\,743,811 \times 75,260 \times 0,66^{1,85}}{150^{1,85} \times |-6,58|} \right)^{(1/4,87)}$$

$$\phi_{\text{teorico}} = 0,97 \text{ plg}$$

$$hf_{\text{real}} = \frac{1\,743,811 \times 75,26 \times 0,66^{1,85}}{150^{1,85} \times 1,464^{4,87}} = 0,896 \text{ metros}$$

$$\text{Cpz}_{E-9} = \text{Cpz}_{E-8} - hf_{E-8-E-9} = 532,024 - 0,896 = 531,128 \text{ metros}$$

$$\text{Pd}_{E-9} = \text{Cpz}_{E-9} - \text{Ctn}_{E-9} = 531,128 - 500,90 = 30,228 \text{ metros} \quad \text{Chequea}$$

$$V_{1-2} = \frac{1,974 \times 0,66}{1,464^2} = 0,61 \text{ m/s} \quad \text{Chequea}$$

Debido a que el proceso tiende a ser cíclico, se procederá a realizar el cálculo previamente mostrado en una hoja de cálculo digital utilizando el programa Microsoft Excel.

Tabla XIX. Memoria de cálculo hidráulico de la red de distribución

EST	PO	Cota		Long mts	# Vivienda Actual	Q factor vivienda	Q uso simultaneo	Q diseño l/s
		Inicial	Final					
1	2	497,80	497,79	13,933	80	1,92	1,78	1,92
2	E-0	497,79	500,00	19,202	40	0,96	1,25	1,25
E-0	E-1	500,00	497,92	42,191	40	0,96	1,25	1,25
E-1	E-2	497,92	497,70	30,432	5	0,12	0,40	0,40
E-1	E-3	497,92	494,32	84,899	35	0,84	1,17	1,17
E-3	E-4	494,32	492,00	28,632	27	0,648	1,02	1,02
E-4	E-5	492,00	494,06	31,130	25	0,6	0,98	0,98
E-5	E-6	494,06	496,72	50,399	3	0,072	0,28	0,28
E-5	E-7	494,06	494,55	59,302	17	0,408	0,80	0,80
E-7	E-14	494,55	494,90	20,501	9	0,216	0,57	0,57
2	E-8	497,79	494,32	278,310	40	0,96	1,25	1,25
E-8	E-9	494,32	500,90	75,260	12	0,288	0,66	0,66
E-8	E-10	494,32	502,89	106,400	18	0,432	0,82	0,82
E-10	E-11	502,89	502,32	185,500	14	0,336	0,72	0,72
E-11	E-12	502,32	504,26	244,001	9	0,216	0,57	0,57
E-12	E-13	504,26	508,47	75,100	3	0,072	0,28	0,28

EST	PO	hf disponible	Ø teórico (pulg)	Ø real (plg)	hf real metros	Vel m/s	Chequeo Velocidad
1	2	0,01	3,91	2,144	0,187	0,82	Chequea
2	E-0	-2,21	1,17	1,676	0,386	0,88	Chequea
E-0	E-1	2,08	1,39	1,676	0,847	0,88	Chequea
E-1	E-2	0,22	1,34	0,926	1,335	0,92	Chequea
E-1	E-3	3,6	1,40	1,676	1,509	0,82	Chequea
E-3	E-4	2,32	1,16	1,676	0,395	0,72	Chequea
E-4	E-5	-2,056	1,20	1,676	0,399	0,69	Chequea
E-5	E-6	-2,664	0,78	0,926	1,143	0,64	Chequea
E-5	E-7	-0,49	1,70	1,464	1,008	0,74	Chequea
E-7	E-14	-0,35	1,29	1,161	0,576	0,83	Chequea
2	E-8	3,47	1,85	1,676	5,589	0,88	Chequea
E-8	E-9	-6,58	0,97	1,464	0,896	0,61	Chequea
E-8	E-10	-8,57	1,07	1,464	1,893	0,76	Chequea
E-10	E-11	0,57	2,00	1,464	2,594	0,66	Chequea
E-11	E-12	-1,94	1,50	1,161	6,851	0,83	Chequea
E-12	E-13	-4,21	0,77	0,926	1,703	0,64	Chequea

Continuación tabla XIX.

EST	PO	Cota Piezometrica		Presión m.c.a.		Presión PSI		Tubos PVC
		Inicio	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	
1	2	537,800	537,613	40,000	39,823	56,880	56,628	3
2	E-0	537,613	537,227	39,823	37,227	56,628	52,937	4
E-0	E-1	537,227	536,380	37,227	38,460	52,937	54,690	8
E-1	E-2	536,380	535,045	38,460	37,345	54,690	53,105	6
E-1	E-3	536,380	534,871	38,460	40,551	54,690	57,664	15
E-3	E-4	534,871	534,476	40,551	42,476	57,664	60,401	5
E-4	E-5	534,476	534,077	42,476	40,021	60,401	56,910	6
E-5	E-6	534,077	532,934	40,021	36,214	56,910	51,496	9
E-5	E-7	534,077	533,069	40,021	38,519	56,910	54,774	10
E-7	E-14	533,069	532,493	38,519	37,593	54,774	53,457	4
2	E-8	537,613	532,024	39,823	37,704	56,628	53,615	47
E-8	E-9	532,024	531,128	37,704	30,228	53,615	42,984	13
E-8	E-10	532,024	530,131	37,704	27,241	53,615	38,737	18
E-10	E-11	530,131	527,537	27,241	25,217	38,737	35,859	31
E-11	E-12	527,537	520,686	25,217	16,426	35,859	23,358	41
E-12	E-13	520,686	518,983	16,426	10,513	23,358	14,949	13

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

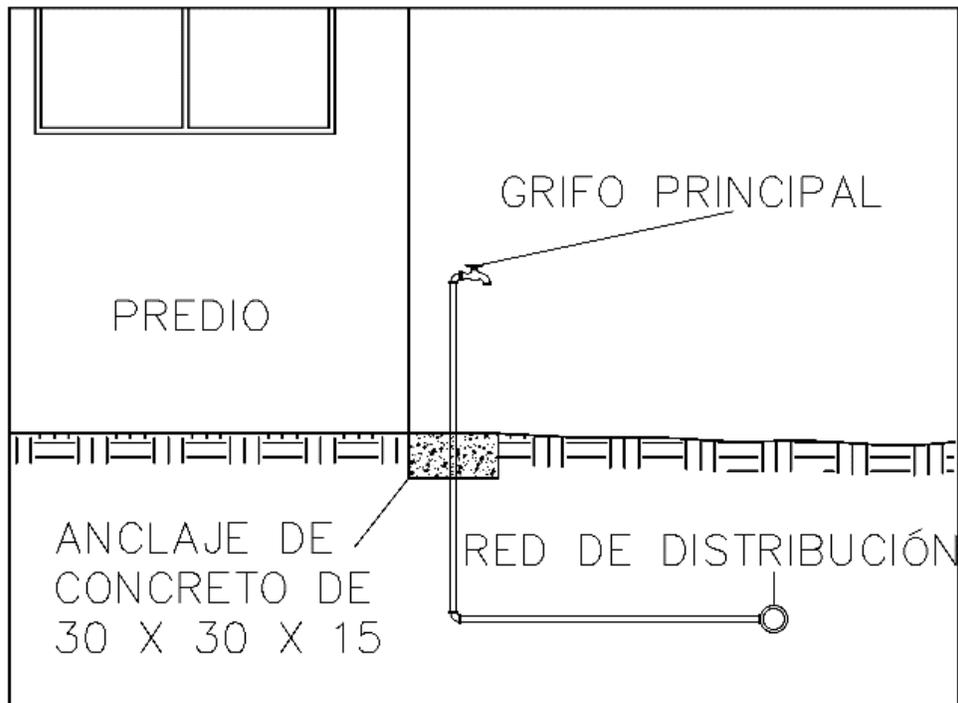
### 3.7.2. Conexión domiciliaria

Por medio de estas los usuarios podrán tener acceso al servicio de agua potable en sus viviendas, utilizando para ello un grifo instalado dentro de la propiedad. Para el diseño de la red de distribución se emplearon los cálculos como conexiones domiciliarias, mientras que su puesta en obra será de forma predial, posteriormente los usuarios tendrán la potestad para realizar sus propias conexiones domiciliarias.

Cabe recalcar que, toda el agua municipal perteneciente al municipio de Jutiapa no tiene contadores de agua, la población tiene acceso gratis a la red de distribución de agua potable, sin embargo, no se tiene un control del gasto

que produce cada vivienda. Este fenómeno propio de Jutiapa, se debe a que una administración pasada de la municipalidad de Jutiapa, decidió eliminar todos los contadores de agua, brindando un acceso gratis a la red de distribución. Por eso el intento de instalación de contadores de agua, en la actualidad, produce un descontento de la población general.

Figura 46. **Esquema conexión predial**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 3.8. Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto se realizó la cuantificación de los materiales a utilizar y sus precios con IVA incluido los cuales han sido cotizados en el área del municipio.

Tabla XX. **Cuantificación y costos de materiales**

No.	DESCRIPCIÓN	CANT.	UNIDAD	PRECIO U.	TOTAL
<b>1 TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1,01	Limpieza y chapeo	86,07	m <sup>2</sup>	Q -	Q -
1,02	Trazo con cal	1356	ml	Q 0,05	Q 67,78
1,03	Excavación	60,25	m <sup>3</sup>	Q -	Q -
1,04	Relleno	60,25	ml	Q -	Q -
<b>2 RED DE DISTRIBUCIÓN</b>					
2,01	Abrazadera de 12" con salida de 2 1/2"	1	u	Q 500,00	Q 500,00
2,02	Tubería PVC 2 1/2"	3	u	Q 127,10	Q 381,30
2,03	Tubería PVC 1 1/2"	85	u	Q 56,40	Q 4 794,00
2,04	Tubería PVC 1 1/4"	72	u	Q 47,20	Q 3 398,40
2,05	Tubería PVC 1"	45	u	Q 40,00	Q 1 800,00
2,06	Tubería PVC 3/4"	28	u	Q 31,80	Q 890,40
2,07	Tubería HG 1 1/2"	2	u	Q 186,77	Q 373,54
2,08	Reductor liso de 2 1/2" a 1 1/2"	1	u	Q 21,30	Q 21,30
2,09	Reductor liso de 1 1/2" a 1 1/4"	2	u	Q 4,90	Q 9,80
2,1	Reductor liso de 1 1/2" a 3/4"	2	u	Q 4,90	Q 9,80
2,11	Reductor liso de 1 1/4" a 1"	2	u	Q 4,30	Q 8,60
2,12	Reductor liso de 1" a 3/4"	1	u	Q 2,80	Q 2,80
2,13	Tee PVC 1 1/2"	1	u	Q 11,40	Q 11,40
2,14	Tee PVC 1 1/4"	1	u	Q 6,70	Q 6,70
2,15	Yee PVC 1 1/2"	1	u	Q 23,60	Q 23,60
2,16	Yee PVC 1 1/4 "	1	u	Q 64,10	Q 64,10
2,17	Codo PVC 90° 1 1/4"	1	u	Q 5,30	Q 5,30
2,18	Codo PVC 45° 1 1/2"	2	u	Q 8,20	Q 16,40
2,19	Paso de zanjón	3	u	Q 8 953,20	Q 26 859,60
2,20	Lata Pegamento PVC 1/4 galon	4	u	Q 152,00	Q 608,00

Continuación tabla XX.

No.	DESCRIPCIÓN	CANT.	UNIDAD	PRECIO U.	TOTAL
<b>3 CONECCIONES PEDIALES</b>					
3,01	Tee reductora lisa 1 1/2 x 1/2"	25	u	Q 16,50	<b>Q 412,50</b>
3,02	Tee reductora lisa 1 1/4 x 1/2"	29	u	Q 12,00	<b>Q 348,00</b>
3,03	Tee reductora lisa 1 x 1/2"	15	u	Q 6,60	<b>Q 99,00</b>
3,04	Tee reductora lisa 3/4 x 1/2"	11	u	Q 3,90	<b>Q 42,90</b>
3,05	Tuberia PVC 1/2"	40	u	Q 24,70	<b>Q 988,00</b>
3,06	Sacos de cemento	30	u	Q 72,30	<b>Q 2 169,00</b>
3,07	Arena	3	m <sup>3</sup>	Q 125,00	<b>Q 375,00</b>
3,08	Piedrín	3	m <sup>3</sup>	Q 157,00	<b>Q 471,00</b>
<b>4 CAJA PARA VÁLVULA INICIAL</b>					
4,01	Válvula de compuerta 2 1/2"	1	u	Q 530,00	<b>Q 530,00</b>
4,02	Válvula de cheque 2 1/2"	1	u	Q 589,00	<b>Q 589,00</b>
4,03	Sacos de cemento	3	u	Q 72,30	<b>Q 216,90</b>
4,04	Arena	0,25	u	Q 125,00	<b>Q 31,25</b>
4,05	Piedrín	0,25	u	Q 157,00	<b>Q 39,25</b>
4,06	Varillas de 3/8	11	u	Q 23,50	<b>Q 258,50</b>
4,07	Varillas de 1/4	6	u	Q 7,50	<b>Q 45,00</b>
4,08	Alambre de amarre	1	libra	Q 4,00	<b>Q 4,00</b>
<b>TOTAL</b>					<b>Q 46 472,12</b>

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Para este caso, donde costo de los materiales no asciende a un monto mayor de noventa mil quetzales (Q90 000,00), por tanto, se ejecuta un proceso de compra directa, en donde la municipalidad de Jutiapa trabaja en conjunto con el COCODE de la comunidad del caserío Linda Vista para la ejecución del proyecto. Es decir, la municipalidad brinda los materiales y el COCODE se encarga de la mano de obra del proyecto, donde los mismos pobladores y beneficiarios del proyecto aportan su trajo de forma gratuita.

### **3.9. Propuesta de planes de concientización sobre el uso adecuado del agua potable e higiene**

El acceso al agua potable y saneamiento es un derecho humano reconocida por la Asamblea General de las Naciones Unidas, reafirmando que el agua potable limpia y el saneamiento son esenciales para la realización de todos los derechos humanos.

Muchas comunidades pertenecientes a los municipios que forman parte del corredor seco tienen problemas para en el acceso al agua potable. Por lo que, al momento de implementar un proyecto de distribución de agua potable, es importante explicar, mediante talleres, el uso adecuado del vital líquido para su uso consciente a la población beneficiaria.

Se puede organizar por parte de las autoridades el implementar talleres en el salón de usos múltiples de la municipalidad, escuelas o albergues sobre el uso adecuado del agua potable a la población beneficiaria. Entre otros casos, debido a que sea deficiente la convocatoria, se dejará un diseño de trifoliar en el apartado de apéndice 4, el cual se encuentra diseñado para el público general.

## CONCLUSIONES

1. Ha sido efectuado el diseño del puente vehicular de doble carril que atraviesa el río Salado, conectando el casco urbano de Jutiapa con la colonia Santa Bárbara, con una carga viva AASHTO HL-93, una luz de 23 metros de longitud y un ancho de rodadura de 7,3 metros.
2. La topografía fue realizada tomando la recomendación del Manual de Diseño de Puentes de Perú, tomando datos topográficos de coordenadas y elevación a por lo menos 100 metros lineales en cada acceso del puente, 100 metros aguas arriba del río y 100 metros aguas abajo del río.
3. El desarrollo del estudio hidrológico ha sido satisfactorio debido a que cumple con los requisitos para el diseño de la altura adecuada para el puente vehicular, entre los cuales se encuentra el cálculo del caudal máximo para un período de retorno de 100 años por medio del hidrograma unitario de Snyder y análisis hidráulico empleando el software HEC-RAS.
4. Se ejecutó el diseño de una red de distribución de agua potable para el caserío Linda Vista, cantón Amayito, la cual será conectada a la línea de distribución de agua potable proveniente de Agua Tibia y tiene un período de diseño de 20 años.
5. Queda el diseño de un trifoliar para que la municipalidad brinde un taller a la población beneficiaria del diseño de red de distribución de agua potable para el uso adecuado de dicho recurso e higiene.



## RECOMENDACIONES

1. Es importante realizar una adecuada supervisión durante la realización de ambos proyectos, los cuales garanticen el funcionamiento efectivo de cada uno, para cumplir las especificaciones técnicas y el control de los materiales utilizados.
2. Se sugiere realizar un análisis con un interés compuesto del 5 % como mínimo, por cada año que haya transcurrido desde la aprobación de estos presupuestos hasta el año de ejecución de los proyectos, para aumentar los presupuestos de cada proyecto debido al fenómeno de la inflación.
3. Comprobar la calidad del concreto utilizado durante la obra del puente vehicular, garantizando las resistencias especificadas durante el diseño, al igual que el grado de resistencia del acero.
4. La municipalidad podría realizar talleres de concientización de agua potable e higiene para la población beneficiaria de los proyectos de agua potable venideros, proporcionando una copia del tríptico diseñado durante el presente trabajo de graduación, el cual incluye la información necesaria para la población general.
5. Debido a que la mano de obra para el proyecto de agua potable se considera como no calificada, es necesario un adecuado apoyo de supervisión y ejecución por parte de las autoridades municipales durante el desarrollo físico del proyecto.



## BIBLIOGRAFÍA

1. American Associations of State Highways and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. 17a ed. Washington: AASHTO, 2002. 829 p.
2. \_\_\_\_\_ . *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. 8ª ed. Washington: AAHSTO, 2017. 1745 p.
3. American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14) y Comentario a Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318RSUS-14)*. Farmington Hills: ACI, 2014. 587 p.
4. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2018.
5. CHOW, Ven, MAIDMENT, David. y MAYNS, Larry. *Applied Hidrology*. Estados Unidos de América: McGraw-Hill, Inc.: 1988. 564 p.
6. COMUDE del municipio de Jutiapa, Jutiapa y SEGEPLAN. *Plan de Desarrollo Jutiapa, Jutiapa*. Guatemala: 2010. 94 p.

7. DEL VALLE CASTILLO, Aura Denise. *Diseño de puente vehicular en la aldea Las Lagunas y diseño de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos, municipio de Huehuetenango, departamento de Huehuetenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2010. 111 p.
8. INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL. *Mapa de Uso Potencial de la tierra. Hoja Laguna de Renata 2259 III UPT*. 3ra ed. Guatemala: IGN, 1977.
9. \_\_\_\_\_ . *Mapa de Uso Potencial de la tierra. Hoja Jutiapa 2258 IV UPT*. 3ra ed. Guatemala: IGN, 1994.
10. INFOM-UNEPAR. *Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano*. Guatemala: 2011. 64 p.
11. INSIVUMEH. *Informe de Intensidades de precipitación en Guatemala*. Guatemala. 12 p.
12. MARTÍNEZ MARTÍNEZ, Billy Roger. *Diseño de la red de distribución de agua potable para la aldea Yolwitz del municipio de San Mateo Ixtatán, Huehuetenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2010. 83 p.
13. Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), Dirección General de Caminos y Ferrocarriles (DGCF) y Dirección de Normatividad Vial. *Manual de Diseño de Puentes*. Perú: Julio 2003. 282 p.

14. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de Concreto*. 12va ed. Colombia: McGraw-Hill Interamericana S. A. 2001. 721 p.
15. SEMINARIO MANRIQUE, Ernesto. *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de Piura, 2004. 168 p.
16. RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes Con AASHTO-LRFD 2014 (7th Edition)*. Perú: Prometeo Desencadenado, diciembre 2017. 337 p.



## APÉNDICES

### Apéndice 1. Libreta topográfica puente vehicular

Point	Easting	Northing	Elevation	Description	Point	Easting	Northing	Elevation	Description
1	10 000	6 000	300	E-1	38	9 972,181	6 004,014	285,959	NIVEL
2	10 005,113	6 000	300,251	NORTE	39	9 971,694	6 005,863	288,247	CERCO.ARBOL.AMAT
3	10 034,091	5 997,468	301,266	REF-2	40	9 965,134	6 008,551	285,84	E-2
4	10 006,97	6 003,922	300,691	REF-1	41	9 942,731	5 999,416	290,009	2-A
5	10 017,19	6 000,941	300,786	LC.CALLE	42	9 965,943	6 001,852	284,683	LC.CALLE
6	10 017,378	5 997,056	300,312	OC.CALLE	43	9 965,993	6 000,516	284,962	NIVEL
7	10 017,562	5 995,851	299,859	CERCO	44	9 966,173	5 998,665	285,606	CERCO.ARBOL.AMAT
8	10 017,029	6 004,091	300,976	OC.CALLE	45	9 965,42	6 003,632	284,924	NIVEL
9	10 016,965	6 004,825	301,156	CERCO	46	9 965,423	6 006,287	286,104	CERCO
10	10 007,951	6 000,777	300,42	LC.CALLE	47	9 965,499	6 010,456	286,081	NIVEL
11	10 007,741	5 996,617	300,283	OC.CALLE	48	9 963,722	6 001,736	284,287	LC.CALLE
12	10 007,58	5 995,839	300,082	CERCO	49	9 963,65	6 000,433	284,762	NIVEL
13	10 007,325	6 003,721	300,609	OC.CALLE	50	9 963,466	5 998,508	285,438	CERCO
14	10 007,583	6 004,528	301,11	CERCO	51	9 963,241	5 996,126	285,472	NIVEL
15	9 998,504	6 000,085	299,828	LC.CALLE	52	9 966,318	5 995,683	285,755	NIVEL
16	9 999,016	5 996,569	298,188	OC.CALLE	53	9 963,635	6 002,804	284,401	NIVEL
17	9 999,234	5 995,468	297,442	CERCO	54	9 963,837	6 006,261	285,869	CERCO
18	9 998,575	6 004,01	298,944	OC.CALLE	55	9 963,411	6 009,724	285,448	NIVEL
19	9 998,508	6 004,672	298,658	CERCO	56	9 961,633	6 001,924	283,243	LC.ORIA.RIO
20	9 993,849	6 000,561	295,779	LC.CALLE	57	9 961,646	5 998,549	283,31	NIVEL
21	9 993,684	5 997,945	295,417	NIVEL	58	9 961,974	6 006,191	283,524	NIVEL
22	9 993,674	5 996,223	295,353	CERCO	59	9 957,283	6 001,914	282,876	LC.RIO
23	9 994,309	6 003,423	295,876	NIVEL	60	9 957,139	5 998,552	282,898	NIVEL.LC.RIO
24	9 994,429	6 004,445	295,922	CERCO	61	9 957,002	6 006,646	282,846	NIVEL.LC.RIO
25	9 986,989	6 001,345	290,549	LC.CALLE	62	9 954,459	6 001,597	282,904	LC.ORIA.RIO
26	9 986,284	5 999,305	290,759	NIVEL	63	9 954,409	5 998,578	282,84	NIVEL
27	9 986,383	5 997,447	291,011	CERCO	64	9 954,41	6 005,669	282,918	NIVEL
28	9 985,969	6 004,544	290,208	NIVEL	65	9 949,716	6 000,982	285,987	LC.CALLE
29	9 986,229	6 005,547	290,747	CERCO	66	9 949,712	5 998,065	286,07	CERCO
30	9 979,25	6 002,693	288,02	LC.CALLE	67	9 949,742	5 994,93	285,812	NIVEL
31	9 979,526	6 000,604	288,422	NIVEL	68	9 949,04	6 005,893	286,494	CERCO
32	9 979,325	5 999,142	289,314	CERCO	69	9 949,074	6 008,679	285,875	NIVEL
33	9 979,208	6 006,829	287,698	NIVEL	70	9 945,041	6 002,086	289,003	LC.CALLE
34	9 979	6 007,449	288,676	CERCO	71	9 945,185	5 998,25	289,47	CERCO
35	9 972,256	6 002,462	285,53	LC.CALLE	72	9 945,227	5 993,996	289,591	NIVEL
36	9 972,309	6 000,597	285,447	NIVEL	73	9 944,517	5 987,748	289,615	NIVEL
37	9 972,025	5 998,577	287,2	CERCO	74	9 945,299	6 005,767	288,73	CERCO

Continuación apéndice 1.

Point	Easting	Northing	Elevation	Description
75	9 944,747	6 010,643	288,907	NIVEL
76	9 942,342	6 019,744	288,508	NIVEL
77	9 956,809	6 017,718	282,926	LC.RIO.ABAJO
78	9 960,929	6 017,718	283,169	ORIA.RIO
79	9 962,384	6 017,583	285,209	CORONA.RIO
80	9 964,944	6 017,977	285,845	NIVEL
81	9 952,323	6 016,547	283,165	ORIA.RIO
82	9 951,293	6 016,225	284,322	NIVEL
83	9 947,573	6 013,852	286,514	NIVEL
84	9 944,852	6 013,53	288,689	CORONA.RIO
85	9 952,596	6 031,069	282,922	LC.RIO.ABAJO
86	9 941,41	6 023,084	287,917	CORONA.RIO
87	9 943,543	6 025,371	286,054	NIVEL
88	9 945,506	6 027,338	284,596	NIVEL
89	9 947,847	6 028,836	283,446	ORIA.RIO
90	9 958,183	6 035,574	283,173	ORIA.RIO
91	9 959,783	6 036,898	285,483	CORONA.RIO
92	9 962,344	6 037,389	285,749	NIVEL
93	9 945,398	6 038,457	282,639	LC.RIO.ABAJO
94	9 940,98	6 034,301	283,749	ORIA.RIO
95	9 938,332	6 032,124	285,766	NIVEL
96	9 935,605	6 028,382	288,427	CORONA.RIO
97	9 948,6	6 041,986	282,949	ORIA.RIO
98	9 948,906	6 043,128	284,08	NIVEL
99	9 949,512	6 043,479	284,668	CORONA.RIO
100	9 953,468	6 047,22	285,622	NIVEL
101	9 930,596	6 050,645	283,006	LC.RIO.ABAJO
102	9 924,684	6 032,545	288,641	CORONA.RIO
103	9 934,283	6 055,378	283,604	ORIA.RIO
104	9 934,523	6 056,554	285,633	CORONA.RIO
105	9 937,694	6 062,002	285,604	NIVEL
106	9 926,488	6 038,955	286,126	NIVEL
107	9 929,169	6 044,56	282,836	ORIA.RIO
108	9 921,691	6 053,607	282,896	E-3
109	9 957,704	5 984,663	283,106	LC.RIO.ARIVA
110	9 962,487	5 984,534	283,724	ORIA.RIO
111	9 953,36	5 984,631	283,212	ORIA.RIO
112	9 950,14	5 984,481	285,972	NIVEL
113	9 963,82	5 984,479	285,917	CORONA.RIO
114	9 966,963	5 984,315	286,269	NIVEL
115	9 947,717	5 982,876	288,08	CORONA.RIO
116	9 956,426	5 961,688	283,213	LC.RIO.ARIVA
117	9 960,383	5 961,052	283,297	ORIA.RIO
118	9 962,617	5 961,467	285	CORONA.RIO
119	9 963,004	5 961,491	285,18	NIVEL
120	9 951,931	5 962,147	283,917	ORIA.RIO
121	9 950,625	5961,938	285,432	NIVEL
122	9 947,087	5 961,453	288,237	CORONA.RIO
123	9 953,584	5 918,24	283,458	E-4
124	9 954,249	5 936,813	283,385	LC.RIO.ARIVA

Point	Easting	Northing	Elevation	Description
125	9 950,085	5 937,016	283,77	ORIA.RIO
126	9 958,176	5 936,157	283,558	ORIA.RIO
127	9 959,537	5 936,046	284,244	NIVEL
128	9 961,518	5 936,003	285,737	CORONA.RIO
129	9 946,905	5 938,024	287,991	NIVEL
130	9 944,202	5 938,899	289,162	CORONA.RIO
131	9 950,77	5 912,958	283,282	LC.RIO.ARIVA
132	9 947,582	5 913,018	283,411	ORIA.RIO
133	9 946,214	5 913,554	284,046	NIVEL
134	9 940,248	5 912,146	290,552	CORONA.RIO
135	9 954,188	5 912,148	283,475	ORIA.RIO
136	9 956,188	5 911,935	284,208	NIVEL
137	9 959,053	5 911,063	286,158	CORONA.RIO
138	9 954,747	5 897,663	285,939	CORONA.RIO
139	9 952,796	5 898,035	285,102	NIVEL
140	9 951,609	5 898,653	283,642	ORIA.RIO
141	9 948,036	5 899,544	283,457	LC.RIO.ARIVA
142	9 944,419	5 900,72	283,662	ORIA.RIO
143	9 943,317	5 901,226	285,267	NIVEL
144	9 935,437	5 901,012	290,839	CORONA.RIO
145	9 941,346	5 877,907	283,547	LC.RIO.ARIVA
146	9 945,635	5 876,711	283,793	ORIA.RIO
147	9 945,804	5 876,727	284,701	CORONA.RIO
148	9 948,11	5 876,686	284,684	NIVEL
149	9 937,827	5 878,766	283,692	ORIA.RIO
150	9 934,755	5 879,573	288,121	NIVEL
151	9 933,297	5 880,444	289,127	CORONA.RIO
152	9 913,738	6 051,912	282,596	LC.RIO.ABAJO
153	9 913,272	6 047,441	283,042	ORIA.RIO
154	9 913,467	6 045,388	284,396	NIVEL
155	9 914,266	6 041,619	285,528	CORONA.RIO
156	9 913,896	6 056,95	282,93	ORIA.RIO
157	9 913,824	6 057,997	284,754	CORONA.RIO
158	9 914,077	6 061,494	285,397	NIVEL
159	9 886,303	6 053,336	282,384	LC.RIO.ABAJO
160	9 885,934	6 049,929	282,62	ORIA.RIO
161	9 886,58	6 047,049	284,324	NIVEL
162	9 886,948	6 044,348	285,13	CORONA.RIO
163	9 885,85	6 057,11	282,272	ORIA.RIO
164	9 886,046	6 058,086	282,753	NIVEL
165	9 885,56	6 061,022	284,998	CORONA.RIO
166	9 850,355	6 056,826	282,16	LC.RIO.ABAJO
167	9 849,744	6 053,001	282,182	ORIA.RIO
168	9 850,218	6 060,517	282,293	ORIA.RIO
169	9 847,65	6 051,237	284,236	NIVEL
170	9 847,475	6 048,052	286,093	CORONA.RIO
171	9 850,05	6 062,036	283,378	NIVEL
172	9 850,145	6 064,453	284,968	CORONA.RIO
173	9 826,472	6 059,3	281,842	LC.RIO.ABAJO
174	9 826,003	6 055,649	282,279	ORIA.RIO

Continuación apéndice 1.

Point	Easting	Northing	Elevation	Description
175	9 825,432	6 063,07	282,017	ORIA.RIO
176	9 825,46	6 054,952	283,227	NIVEL
177	9 825,853	6 064,962	283,508	NIVEL
178	9 825,611	6 052,374	284,499	CORONA.RIO
179	9 826,359	6 066,437	284,46	CORONA.RIO
180	9 936,838	5 999,196	289,118	LC.CALLE
181	9 937,016	5 995,693	289,399	OC.CALLE
182	9 937,013	5 992,287	289,61	NIVEL
183	9 936,821	5 987,478	289,798	NIVEL
184	9 936,273	6 003,656	289,166	OC.CALLE
185	9 935,871	6 006,543	288,977	NIVEL
186	9 934,201	6 013,102	289,163	NIVEL
187	9 926,091	5 997,518	287,915	LC.CALLE
188	9 926,299	5 993,407	288,494	OC.CALLE
189	9 926,667	5 989,603	288,467	NIVEL
190	9 927,328	5 985,385	288,637	NIVEL
191	9 926,685	6 001,624	288,149	OC.CALLE
192	9 926,298	6 005,988	287,913	NIVEL
193	9 924,706	6 012,836	287,876	NIVEL
194	9 917,945	5 996,152	287,319	LC.CALLE
195	9 919,021	5 992,602	287,548	OC.CALLE
196	9 919,74	5 988,13	287,848	NIVEL
197	9 920,681	5 982,35	288,061	NIVEL
198	9 917,454	6 000,049	287,429	OC.CALLE
199	9 916,932	6 003,479	287,612	NIVEL
200	9 915,917	6 010,304	287,598	NIVEL
201	9 892,597	5 994,002	287,438	LC.CALLE
202	9 892,864	5 989,833	287,485	OC.CALLE
203	9 893,358	5 986,365	287,9	NIVEL
204	9 893,996	5 983,065	288,395	NIVEL
205	9 891,192	5 997,578	287,456	OC.CALLE
206	9 890,773	6 001,335	287,519	NIVEL
207	9 890,074	6 005,625	287,677	NIVEL
208	9 879,424	5 999,4	288,014	ESQ.CASA.REF
209	9 865,793	5 997,975	287,816	ESQ.CASA.REF
210	9 866,931	5 991,744	287,816	LC.CALLE
211	9 867,892	5 987,508	288,041	OC.CALLE
212	9 868,416	5 984,517	288,579	NIVEL
213	9 869,488	5 977,392	288,5	NIVEL
214	9 866,554	5 995,027	287,936	OC.CALLE
215	9 866,224	5 996,245	288,128	NIVEL
216	9 866,383	5 997,973	287,85	NIVEL

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

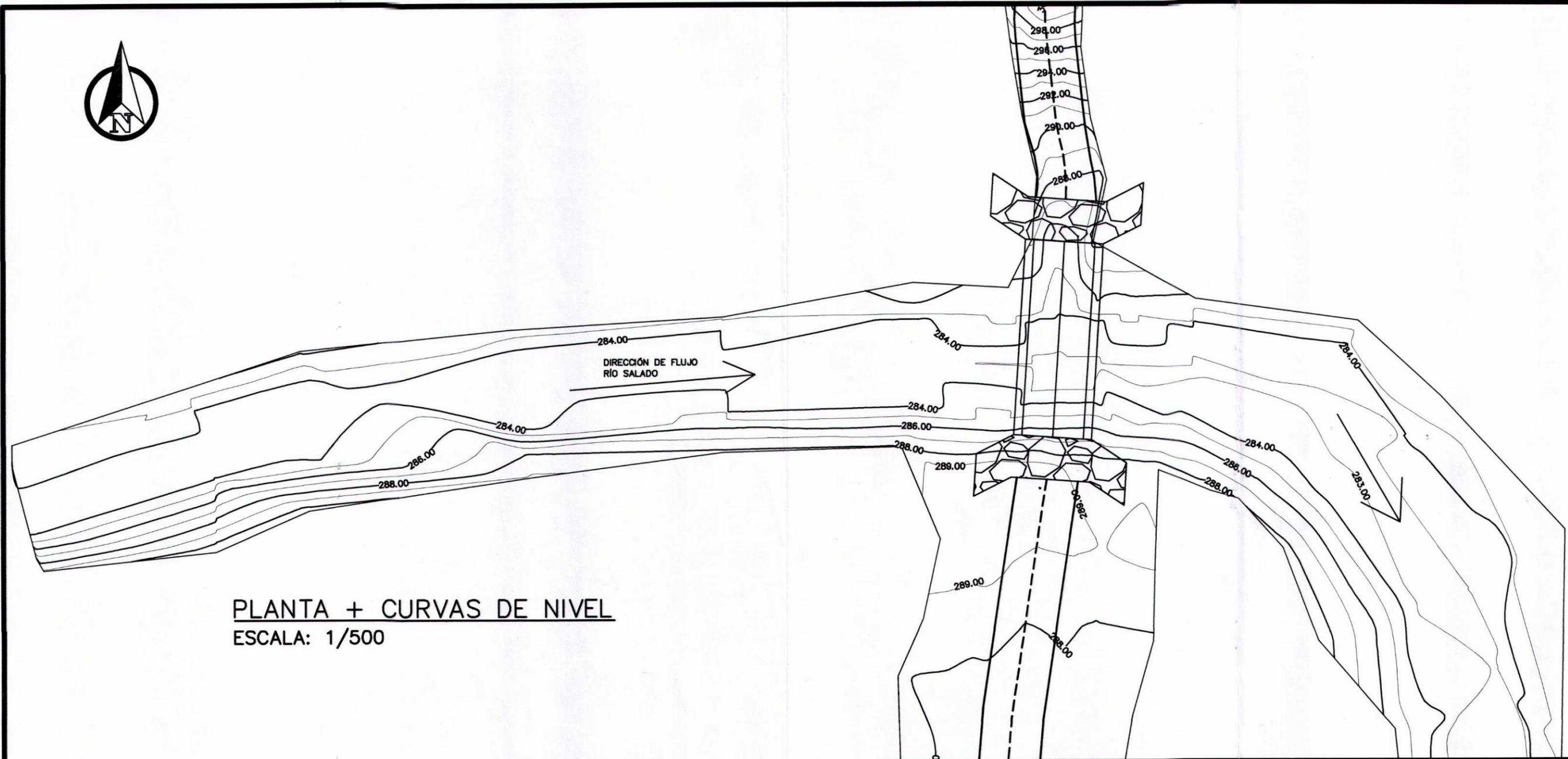


Apéndice 2. **Planos del proyecto puente vehicular a colonia Santa Bárbara, Jutiapa, Jutiapa**

- Planta + curvas de nivel + especificaciones técnicas.
- Perfil de puente vehicular a colonia Santa Bárbara.
- Detalle de armado transversal + longitudinal de viga intermedia y viga externa.
- Detalle de armado de losa + sección transversal de superestructura 9 detalle de armado sección transversal diafragma interno y externo.
- Detalle de armado de cortina y viga de apoyo + detalle de apoyo elastomérico + planta conjunto superestructura y subestructura + planta cortina y aletones.
- Elevación conjunto de aproche + elevación aletones + elevación estribos

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.





**PLANTA + CURVAS DE NIVEL**  
ESCALA: 1/500

**ESPECIFICACIONES:**

1. DISEÑO: "AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2017" Y "AGIES NSE 5.2 PUENTES DE TAMAÑO Y ALTURA LIMITADOS".
2. CARGA VIVA: CAMIÓN DE DISEÑO HL-93 (14.6 TON POR EJE)
3. LUZ LIBRE ENTRE APOYOS 23.00 METROS
4. ANCHO DE RODADURA DE 7.30 METROS
5. SE CONSIDERARÁ UN MÍNIMO DE 0.5% DE PERALTE A LO LARGO DEL PUENTE PARA UN CORRECTO DRENAJE, Y UN 2.0% DE BOMBEO PERPENDICULARMENTE, CON LLORADEROS  $\phi$  0.40 METROS.
6. ANCHO DE ACERA 0.80 METROS
7. CONCRETO DE RESISTENCIA 281 KG/CM<sup>2</sup> (4000 PSI) PARA TODOS LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO
8. CONCRETO DE RESISTENCIA 210 KG/CM<sup>2</sup> (3000 PSI) PARA EL CONCRETO CICLÓPEO
9. RESISTENCIA NOMINAL DEL ACERO 4200 KG/CM<sup>2</sup> (G 60)
10. PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO ARMADO 2400 KG/M<sup>3</sup>
11. PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO CICLÓPEO 2500 KG/M<sup>3</sup>
12. PESO ESPECÍFICO DEL ASFALTO 2100 KG/M<sup>3</sup>
13. VALOR SOPORTE DEL SUELO 31.8 TON.
14. SE CONSIDERARÁ LA MEZCLA DE CONCRETO CICLOPEO COMO UN 33% PIEDRA BOLA Y UN 67% CONCRETO 210 KG/CM<sup>2</sup>
15. RESPETAR LOS RECUBRIMIENTOS Y ARMADOS INDICADOS EN PLANOS
16. EL EMPALME ENTRE BARRAS O VARILLAS DE ACERO SERÁ COMO MÍNIMO DE 10 CENTÍMETROS.
17. LOS ESTRIBOS Y ESLABONES POSEERÁN UN GANCHO SÍSMICO DE POR LO MENOS 5 CM.
18. EL NEOPRENO UTILIZADO PARA LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS DEBE TENER UNA DUREZA SHORE DE 60



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA



PROYECTO:  
PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA JUTIAPA, JUTIAPA

E. P. S.

CONTENIDO:  
PLANTA + CURVAS DE NIVEL + ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

FECHA:  
SEPT. 2019

DISEÑO:  
JULIO PRADO

DIBUJO:  
JULIO PRADO

REVISIÓN:  
ING. MANUEL  
ARRIVILLAGA

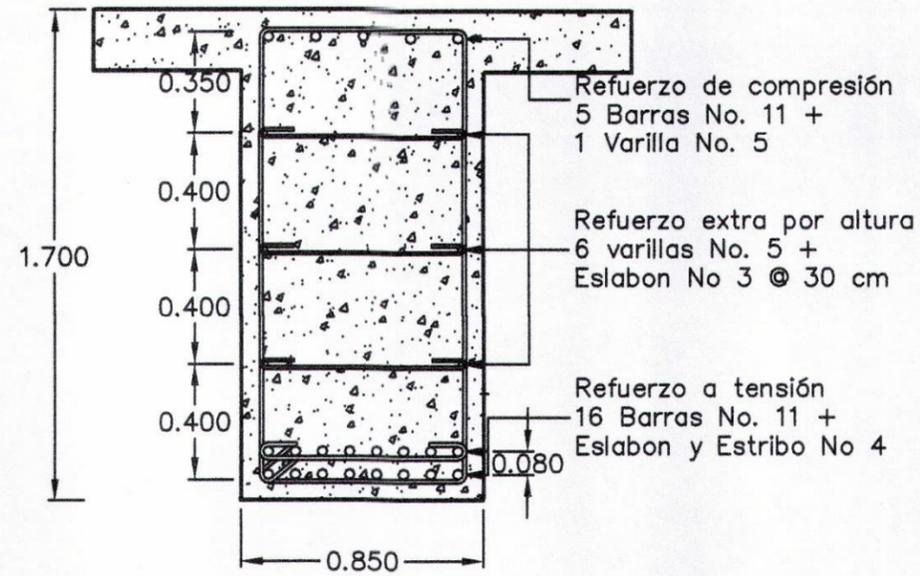
Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta  
ASESOR SUPERIOR DE EPS  
Ingeniería y EPS  
Vo. Bo.

ESCALA:  
INDICADA

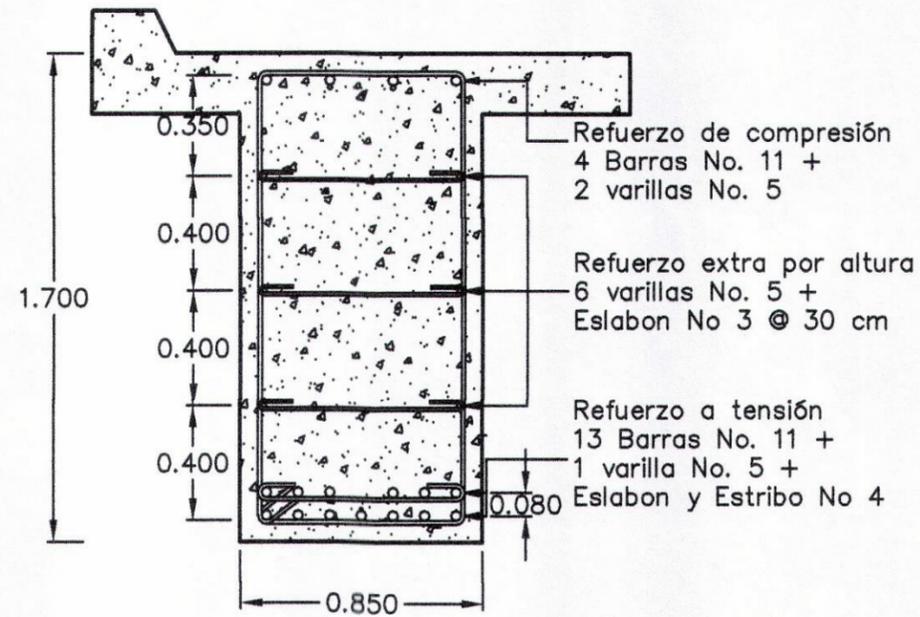
HOJA No

01 / 06

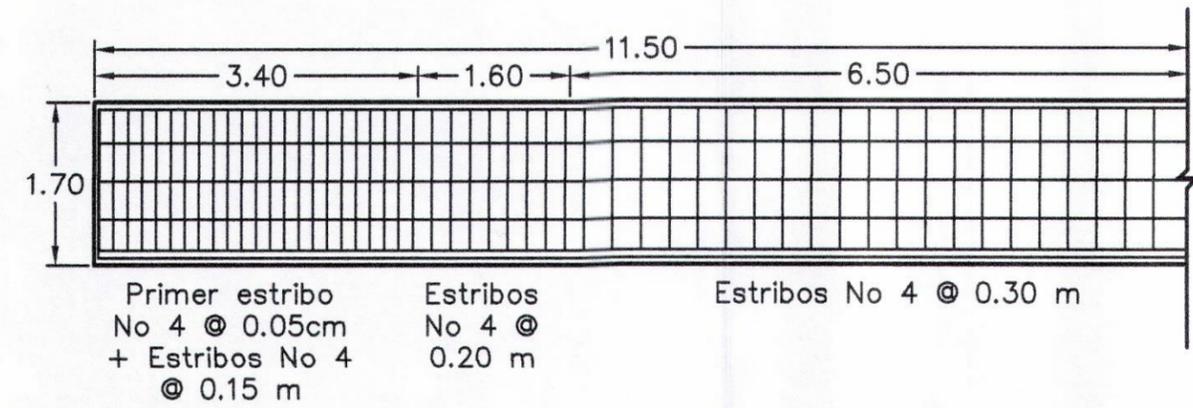




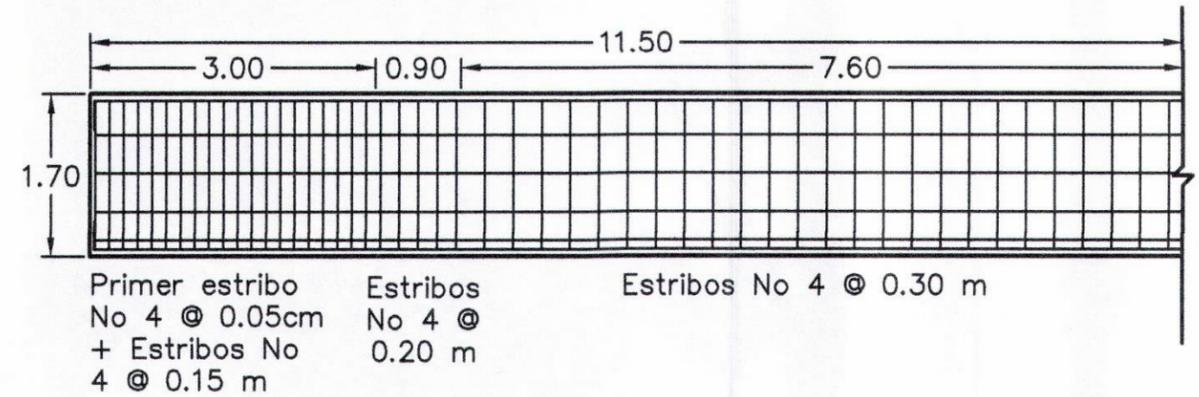
**SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA INTERMEDIA**  
ESCALA: 1/25



**SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA EXTERNA**  
ESCALA: 1/25

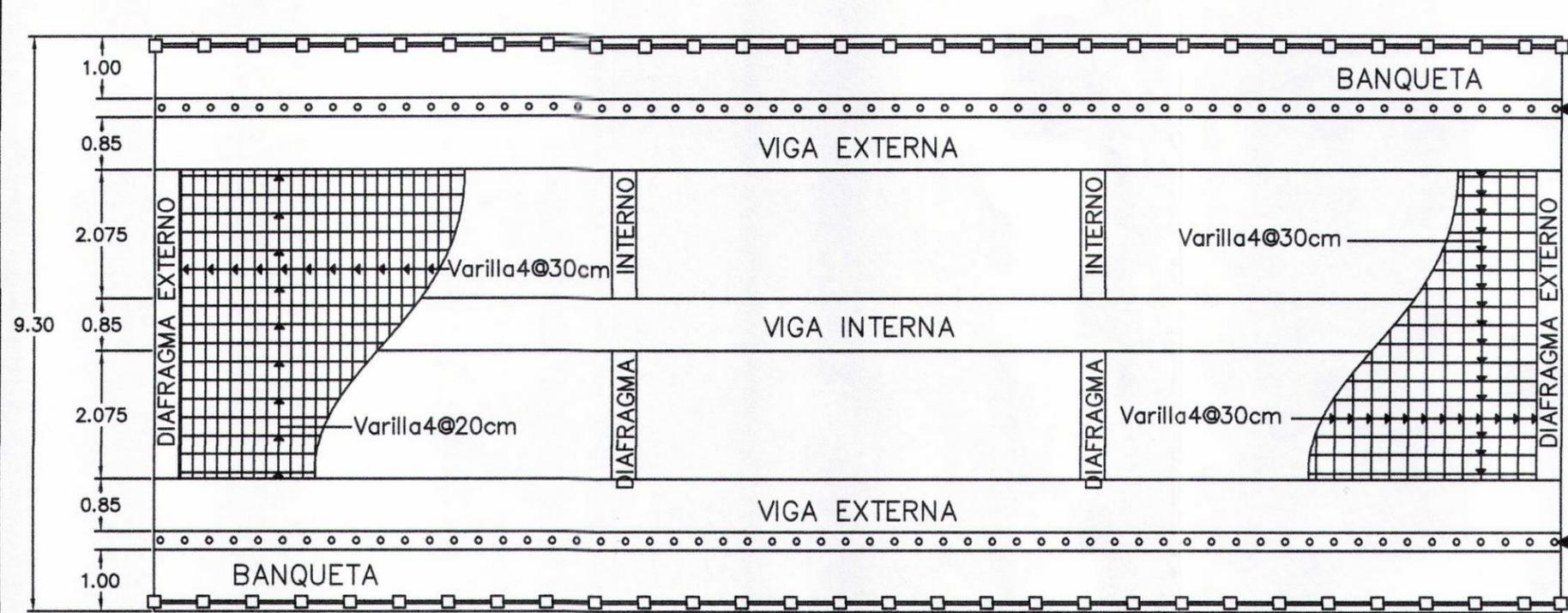


**SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA INTERMEDIA**  
ESCALA: 1/75



**SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA EXTERNA**  
ESCALA: 1/75

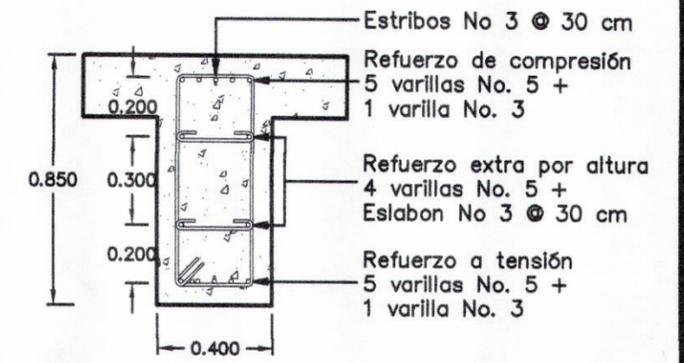
	<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA</b>	
	<b>PROYECTO:</b> PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA JUTIAPA, JUTIAPA	
<b>E. P. S.</b>	<b>CONTENIDO:</b> DETALLE DE ARMADO TRANSVERSAL + LONGITUDINAL DE VIGA INTERMEDIA Y VIGA EXTERNA	<b>ESCALA:</b> INDICADA
<b>DISEÑO:</b> JULIO PRADO	  <b>ING. MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA</b> ASESOR SUPERVISOR E. P. S. de Ingeniería	<b>HOJA No</b> 03 / 06
<b>DIBUJO:</b> JULIO PRADO		<b>Vo. Bo.</b>
<b>REVISIÓN:</b> ING. MANUEL ARRIVILLAGA		



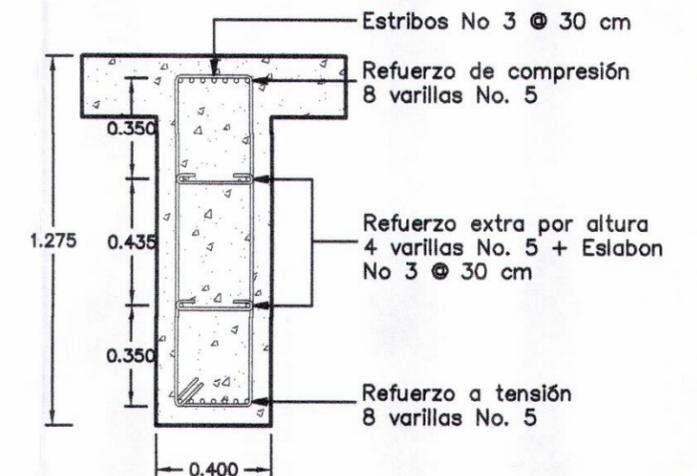
CAMA INFERIOR

CAMA SUPERIOR

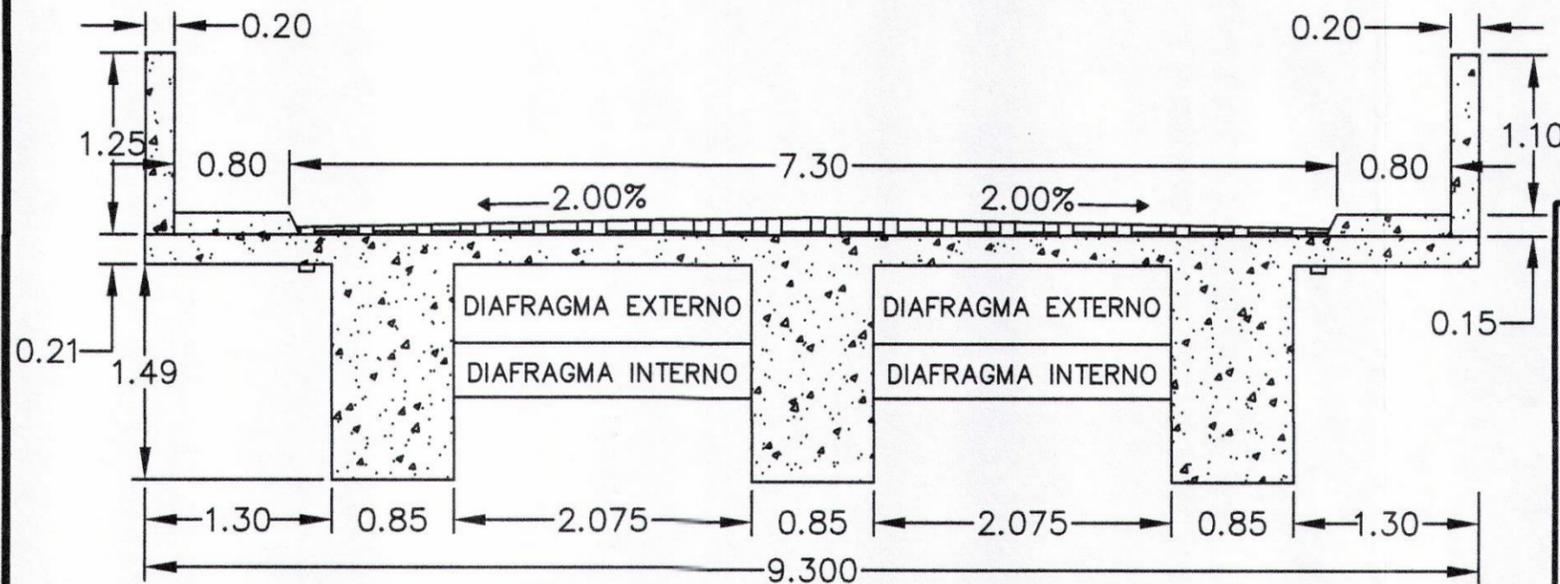
**DETALLE DE ARMADO DE LOSA**  
ESCALA: 1/250



**SECCIÓN TRANSVERSAL DIAFRAGMA EXTERNO**  
ESCALA: 1/25



**SECCIÓN TRANSVERSAL DIAFRAGMA INTERNO**  
ESCALA: 1/25



**SECCIÓN TRANSVERSAL SUPER ESTRUCTURA**  
ESCALA: 1/50



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA



PROYECTO:  
PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA JUTIAPA, JUTIAPA

E. P. S.

CONTENIDO: DETALLE DE ARMADO DE LOSA + SECCION TRANSVERSAL DE SUPER ESTRUCTURA + DETALLE DE ARMADO SECCIÓN TRANSVERSAL DIAFRAGMA INTERNO Y EXTERNO

FECHA:  
SEPT. 2019

DISEÑO:  
JULIO PRADO

DIBUJO:  
JULIO PRADO

REVISIÓN:  
ING. MANUEL ARRIVILLAGA

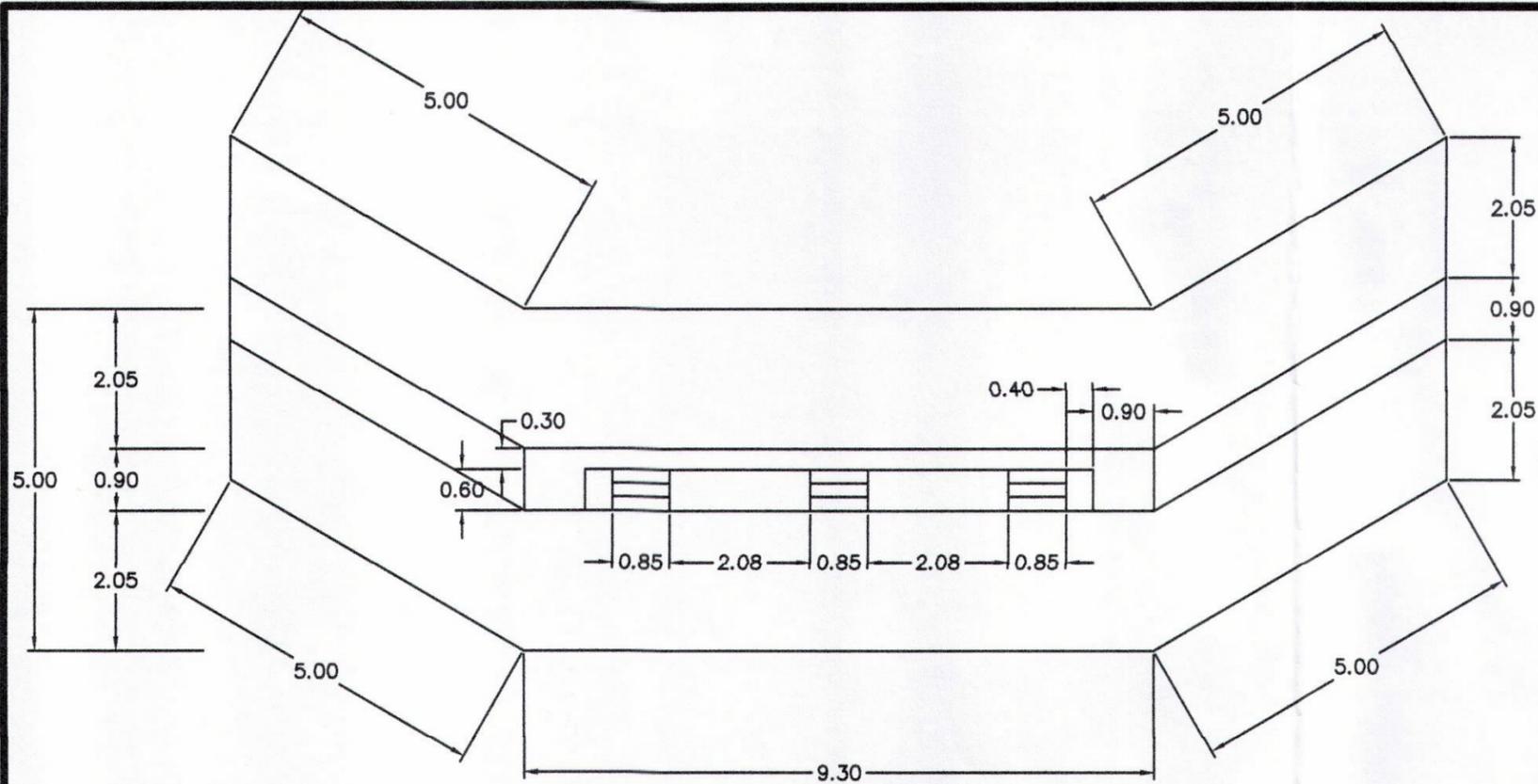
ING. MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA  
ASESOR SUPERVISOR E. P. S. Ingeniería

Va. Bo.

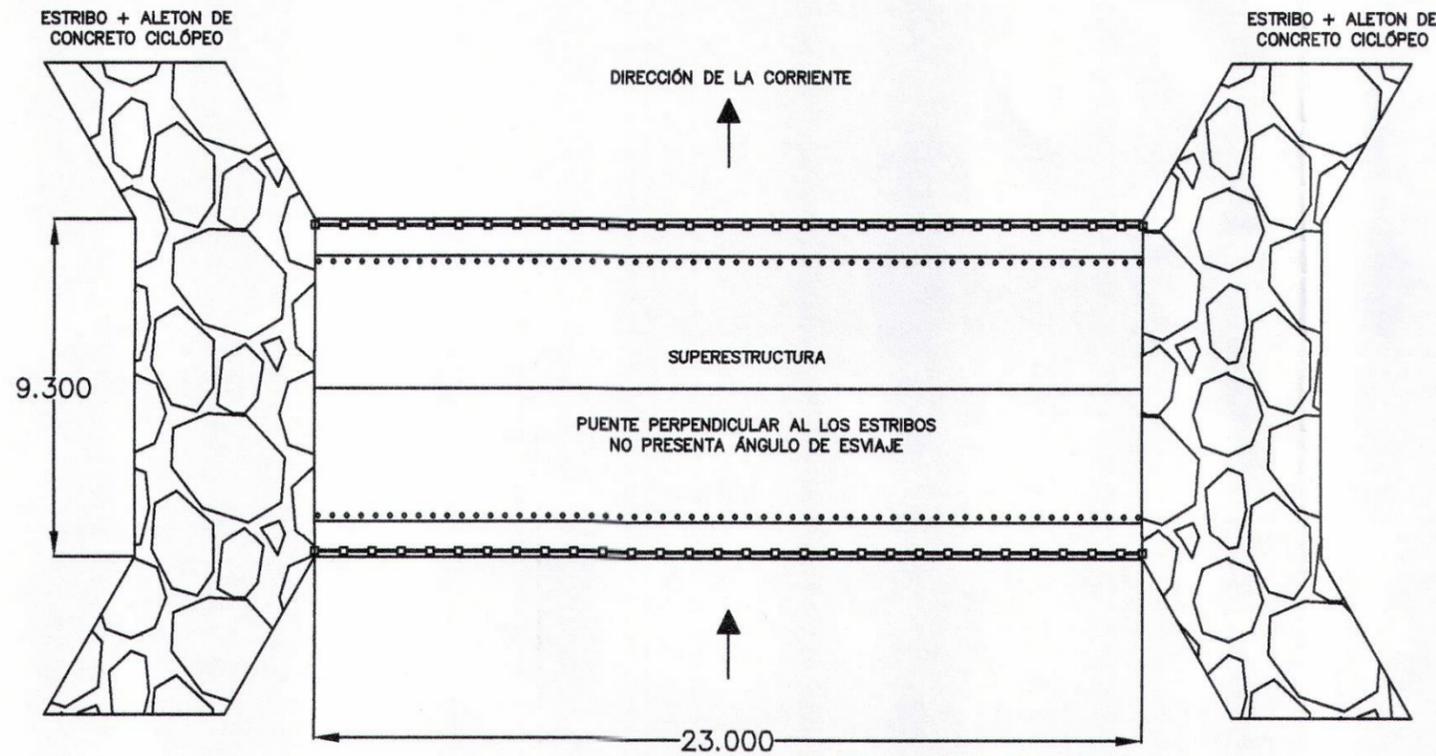
ESCALA:  
INDICADA

HOJA No

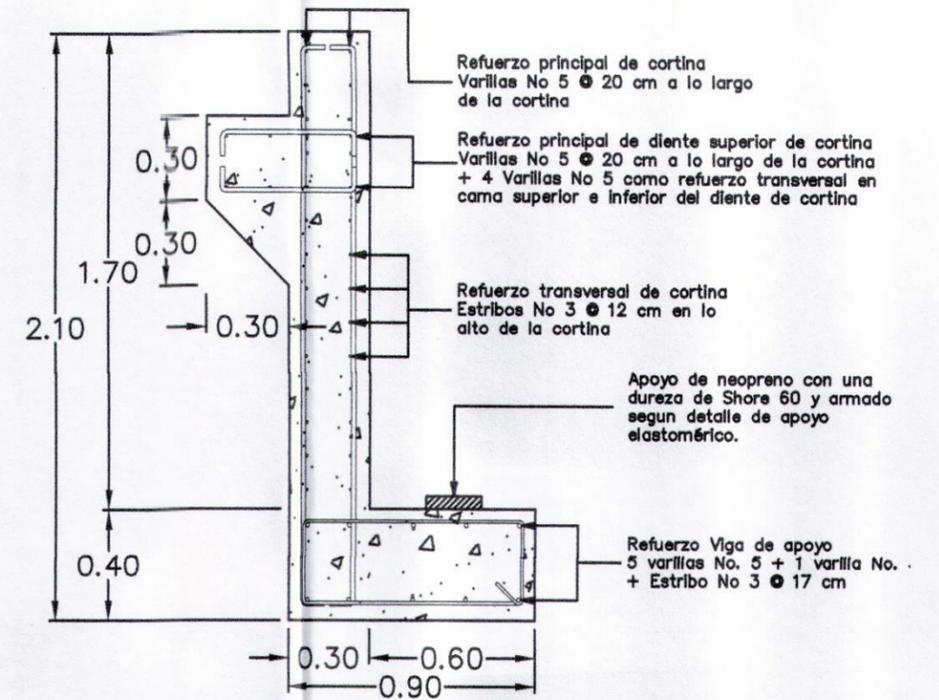
04 / 06



**PLANTA CORTINA Y ALETONES**  
ESCALA: 1/100



**PLANTA CONJUNTO SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA**  
ESCALA: 1/200



**SECCION TRANSVERSAL CORTINA Y VIGA DE APOYO**  
ESCALA: 1/25



**DETALLE DE APOYO ELASTOMERICO**  
ESCALA: 1/10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA



PROYECTO:  
PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA JUTIAPA, JUTIAPA

E. P. S.

CONTENIDO: DETALLE DE ARMADO DE CORTINA Y VIGA DE APOYO +  
DETALLE DE APOYO ELASTOMERICO + PLANTA CONJUNTO SUPER  
ESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA + PLANTA CORTINA Y ALETONES

DISEÑO:  
JULIO PRADO

FECHA:  
SEPT. 2019

DIBUJO:  
JULIO PRADO

ESCALA:  
INDICADA

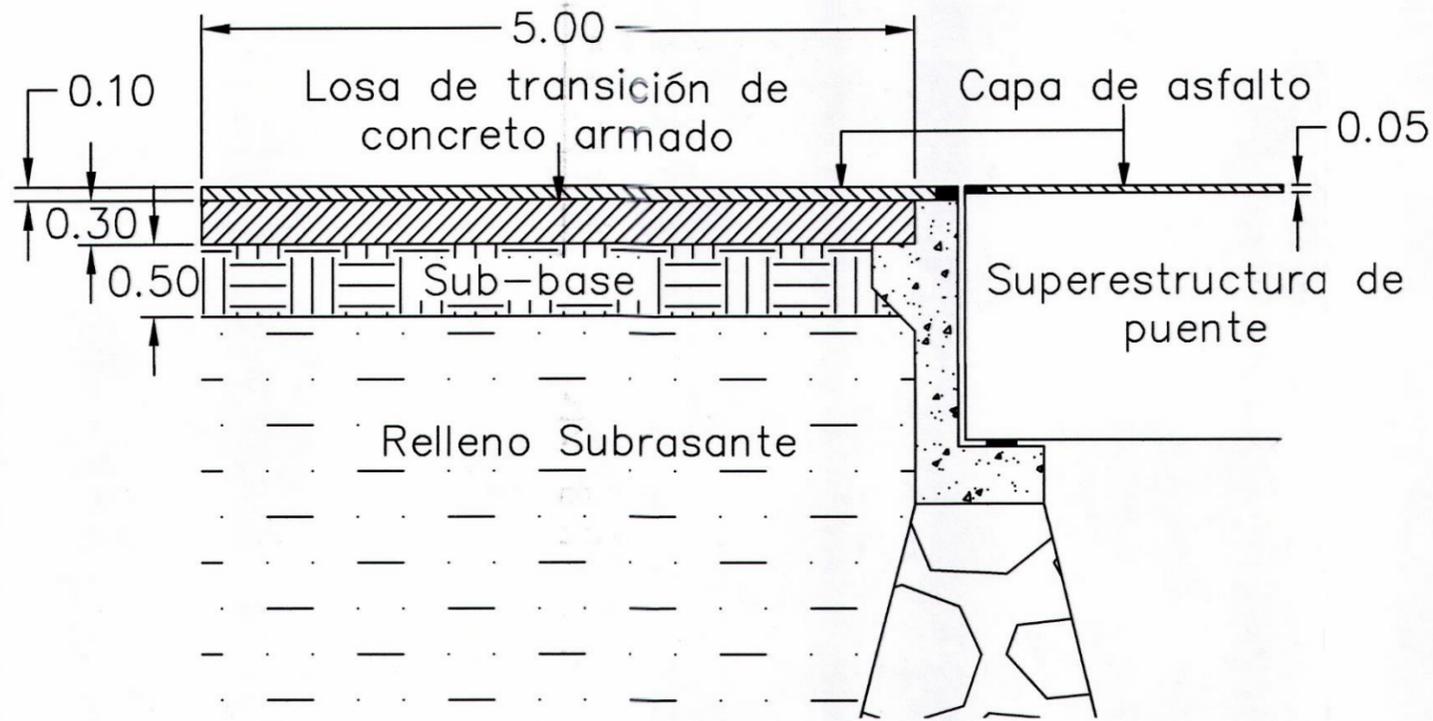
REVISIÓN:  
ING. MANUEL  
ARRIVILLAGA

Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta  
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS  
ING. MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA  
ASESOR SUPERVISOR E. P. S.

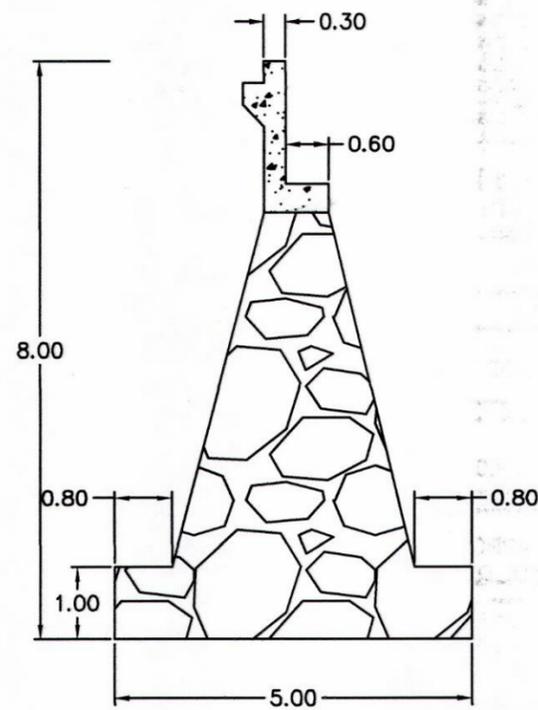
HOJA No

05  
06

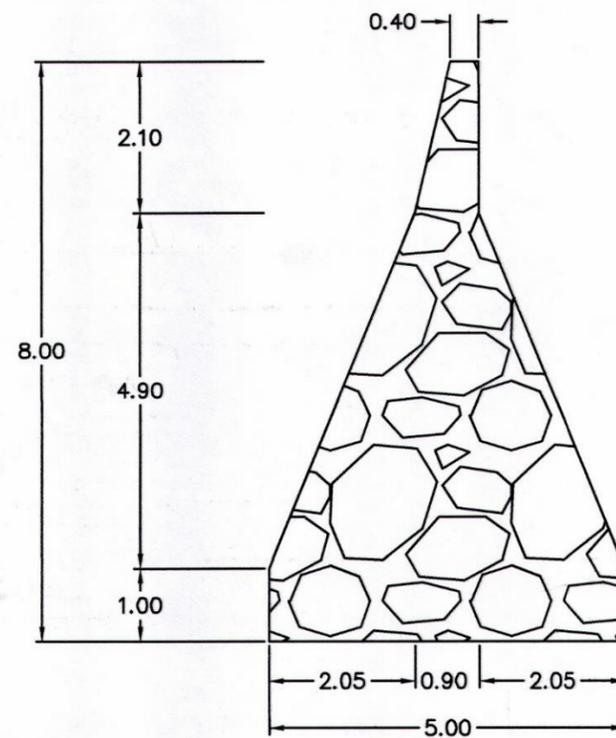
Va. Bo.



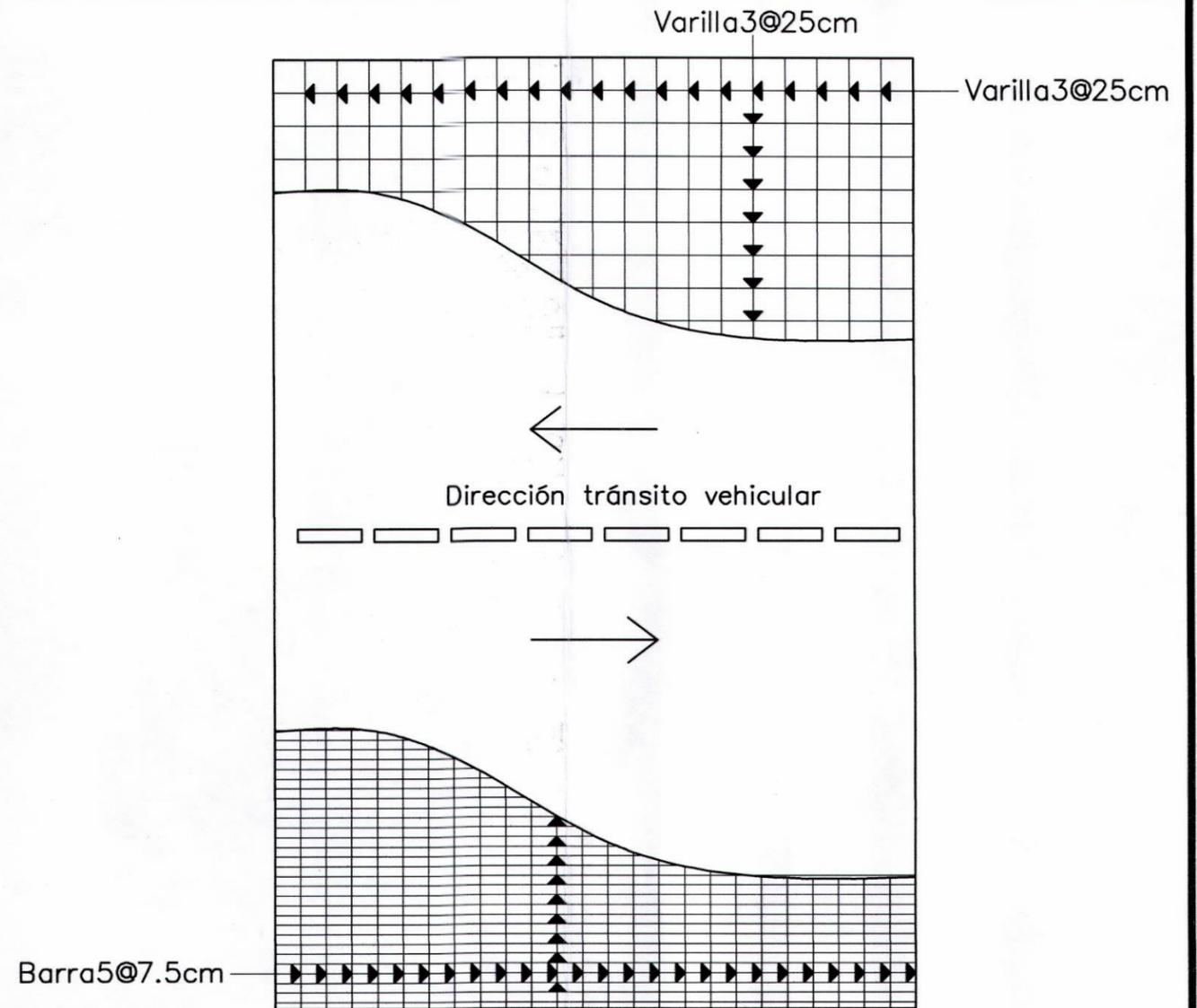
**ELEVACIÓN CONJUNTO APROCHE**  
ESCALA: 1/50



**ELEVACIÓN ESTRIBOS**  
ESCALA: 1/100



**ELEVACIÓN ALETONES**  
ESCALA: 1/100



**DETALLE DE ARMADO DE LOSA DE TRANSICIÓN**  
ESCALA: 1/100

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	
	<b>PROYECTO:</b> PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BÁRBARA JUTIAPA, JUTIAPA	
<b>E. P. S.</b>	<b>CONTENIDO:</b> ELEVACIÓN CONJUNTO DE APROCHE + ELEVACIÓN ALETONES + ELEVACIÓN ESTRIBOS + DETALLE DE ARMADO DE LOSA DE TRANSICIÓN	<b>ESCALA:</b> INDICADA
<b>DISEÑO:</b> JULIO PRADO		<b>HOJA No</b> 06 / 06
<b>DIBUJO:</b> JULIO PRADO		<b>REVISIÓN:</b> ING. MANUEL ARRIVILLAGA

Apéndice 3. **Planos del proyecto red de distribución de agua potable para el caserío Linda Vista, Jutiapa, Jutiapa**

- Planta topográfica.
- Planta de diseño general.
- Planta + perfiles de diseño.
- Detalles de anclajes + elevación de conexión típica domiciliar.
- Detalle de armado de zapata + detalle de armado columna + corte A-A' + elevación de paso de zanjón.

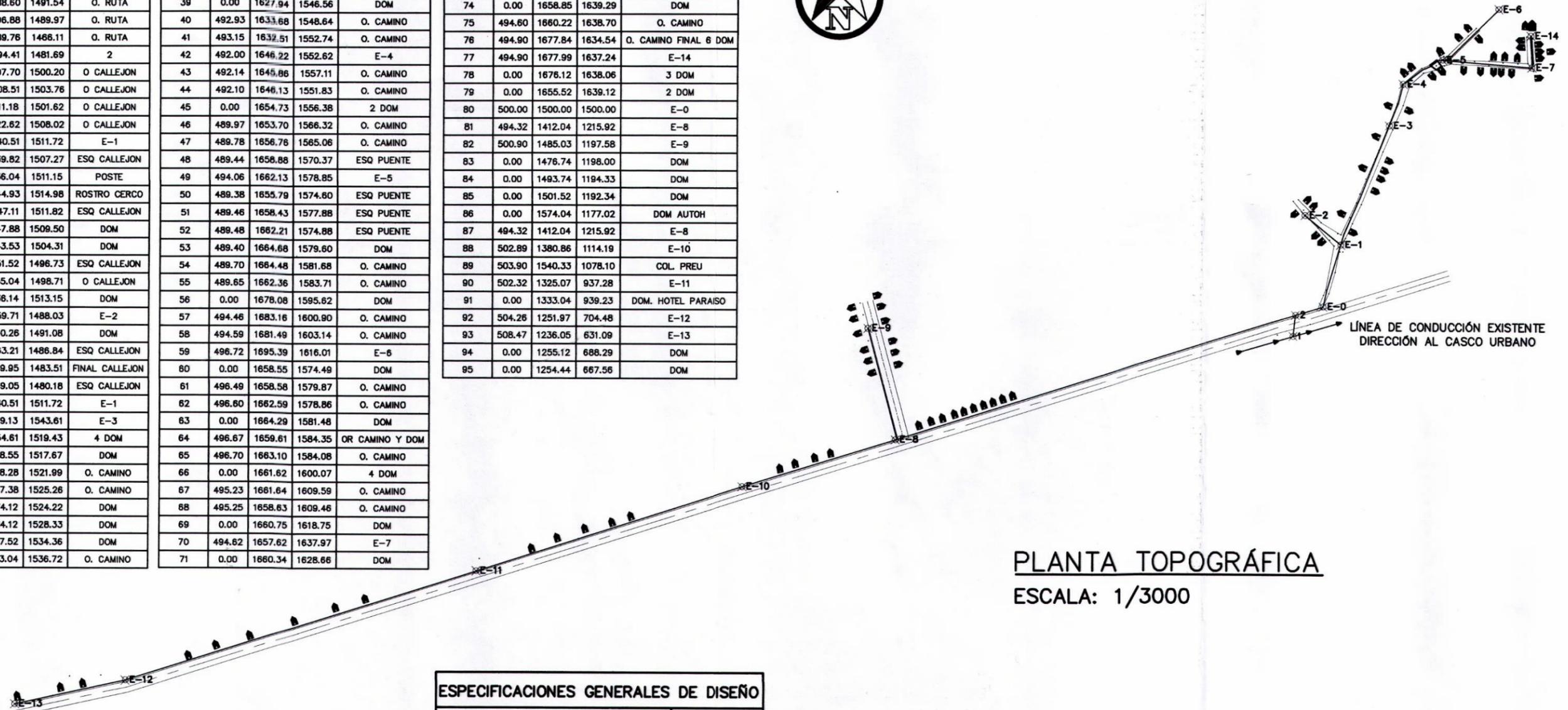
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.



LIBRETA TOPOGRÁFICA				
PUNTO #	COTA	NORTE	ESTE	DESCRIPCIÓN
1	500.00	1500.00	1500.00	E-0
3	500.10	1481.48	1469.71	O. RUTA
4	499.98	1488.60	1491.54	O. RUTA
5	500.05	1496.88	1489.97	O. RUTA
6	500.36	1489.76	1466.11	O. RUTA
7	494.68	1494.41	1481.69	2
8	499.45	1507.70	1500.20	O CALLEJON
9	499.37	1508.51	1503.76	O CALLEJON
10	499.54	1511.18	1501.62	O CALLEJON
11	499.10	1522.62	1508.02	O CALLEJON
12	497.92	1540.51	1511.72	E-1
13	497.89	1539.82	1507.27	ESQ CALLEJON
14	498.25	1536.04	1511.15	POSTE
15	498.01	1544.93	1514.98	ROSTRO CERCO
16	497.38	1547.11	1511.82	ESQ CALLEJON
17	0.00	1547.88	1509.50	DOM
18	0.00	1543.53	1504.31	DOM
19	497.69	1551.52	1496.73	ESQ CALLEJON
20	497.31	1555.04	1498.71	O CALLEJON
21	0.00	1538.14	1513.15	DOM
22	497.70	1559.71	1488.03	E-2
23	0.00	1560.26	1491.08	DOM
24	497.79	1563.21	1486.84	ESQ CALLEJON
25	497.78	1569.95	1483.51	FINAL CALLEJON
26	497.83	1569.05	1480.18	ESQ CALLEJON
27	497.92	1540.51	1511.72	E-1
28	494.32	1619.13	1543.61	E-3
29	0.00	1554.61	1519.43	4 DOM
30	0.00	1558.55	1517.67	DOM
31	496.28	1568.28	1521.99	O. CAMINO
32	496.49	1567.38	1525.26	O. CAMINO
33	0.00	1574.12	1524.22	DOM
34	0.00	1584.12	1528.33	DOM
35	0.00	1597.52	1534.36	DOM
36	495.09	1603.04	1536.72	O. CAMINO

LIBRETA TOPOGRÁFICA				
PUNTO #	COTA	NORTE	ESTE	DESCRIPCIÓN
37	495.12	1602.10	1539.57	O. CAMINO
38	0.00	1621.06	1544.12	DOM
39	0.00	1627.94	1546.56	DOM
40	492.93	1633.68	1548.64	O. CAMINO
41	493.15	1632.51	1552.74	O. CAMINO
42	492.00	1646.22	1552.62	E-4
43	492.14	1645.86	1557.11	O. CAMINO
44	492.10	1646.13	1551.83	O. CAMINO
45	0.00	1654.73	1556.38	2 DOM
46	489.97	1653.70	1566.32	O. CAMINO
47	489.78	1656.76	1565.06	O. CAMINO
48	489.44	1658.88	1570.37	ESQ PUENTE
49	494.06	1662.13	1578.85	E-5
50	489.38	1655.79	1574.60	ESQ PUENTE
51	489.46	1658.43	1577.88	ESQ PUENTE
52	489.48	1662.21	1574.88	ESQ PUENTE
53	489.40	1664.68	1579.60	DOM
54	489.70	1664.48	1581.68	O. CAMINO
55	489.65	1662.36	1583.71	O. CAMINO
56	0.00	1678.08	1595.62	DOM
57	494.46	1683.16	1600.90	O. CAMINO
58	494.59	1681.49	1603.14	O. CAMINO
59	496.72	1695.39	1616.01	E-6
60	0.00	1658.55	1574.49	DOM
61	496.49	1658.58	1579.87	O. CAMINO
62	496.60	1662.59	1578.86	O. CAMINO
63	0.00	1664.29	1581.48	DOM
64	496.67	1659.61	1584.35	OR CAMINO Y DOM
65	496.70	1663.10	1584.08	O. CAMINO
66	0.00	1661.62	1600.07	4 DOM
67	495.23	1661.64	1609.59	O. CAMINO
68	495.25	1658.63	1609.46	O. CAMINO
69	0.00	1660.75	1618.75	DOM
70	494.62	1657.62	1637.97	E-7
71	0.00	1660.34	1628.66	DOM

LIBRETA TOPOGRÁFICA				
PUNTO #	COTA	NORTE	ESTE	DESCRIPCIÓN
72	494.55	1660.48	1635.16	ESQ CALLEJON
73	494.60	1656.97	1638.85	ESQ CALLEJON
74	0.00	1658.85	1639.29	DOM
75	494.60	1660.22	1638.70	O. CAMINO
76	494.90	1677.84	1634.54	O. CAMINO FINAL 6 DOM
77	494.90	1677.99	1637.24	E-14
78	0.00	1676.12	1638.06	3 DOM
79	0.00	1655.52	1639.12	2 DOM
80	500.00	1500.00	1500.00	E-0
81	494.32	1412.04	1215.92	E-8
82	500.90	1485.03	1197.58	E-9
83	0.00	1476.74	1198.00	DOM
84	0.00	1493.74	1194.33	DOM
85	0.00	1501.52	1192.34	DOM
86	0.00	1574.04	1177.02	DOM AUTOH
87	494.32	1412.04	1215.92	E-8
88	502.89	1380.86	1114.19	E-10
89	503.90	1540.33	1078.10	COL PREU
90	502.32	1325.07	937.28	E-11
91	0.00	1333.04	939.23	DOM. HOTEL PARAISO
92	504.26	1251.97	704.48	E-12
93	508.47	1236.05	631.09	E-13
94	0.00	1255.12	688.29	DOM
95	0.00	1254.44	667.56	DOM

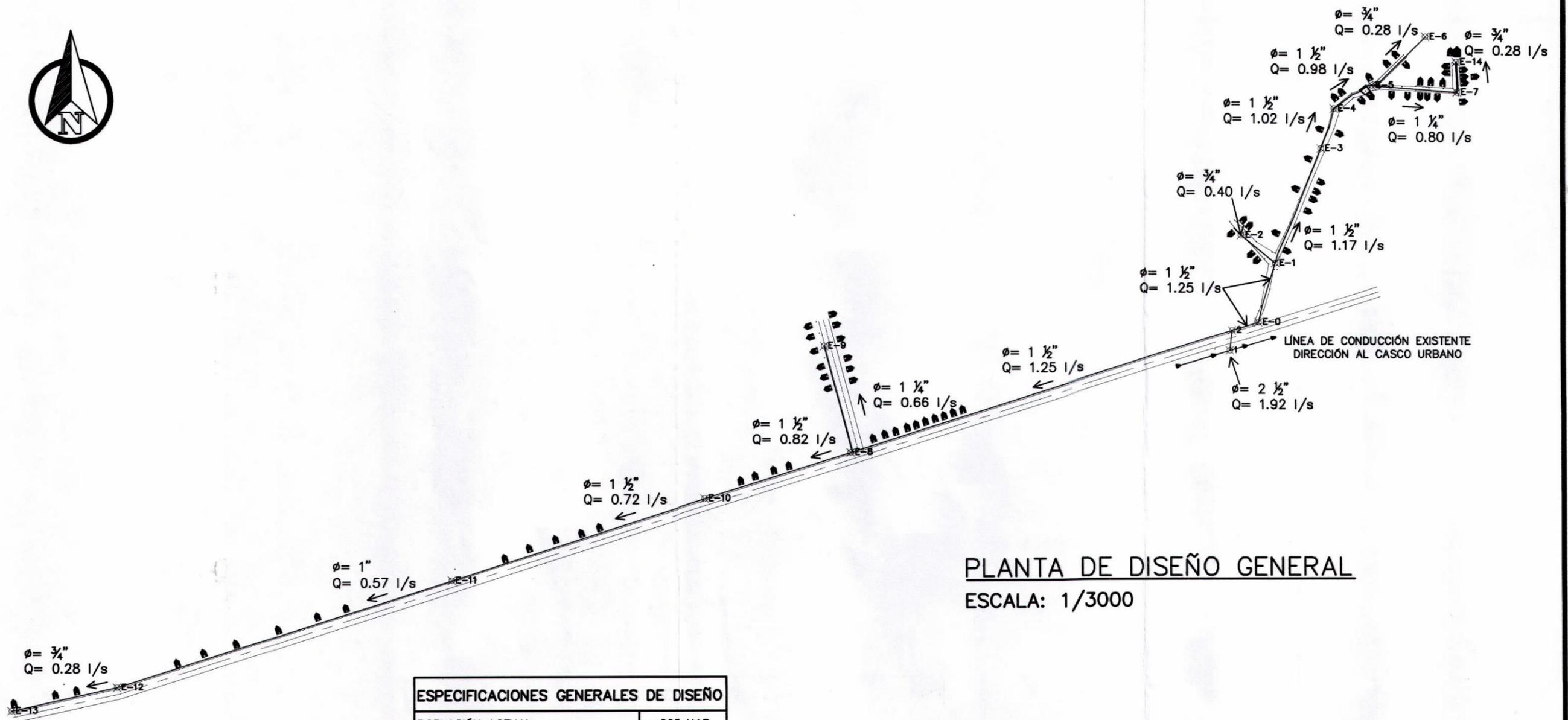


PLANTA TOPOGRÁFICA  
ESCALA: 1/3000

SIMBOLOGÍA	
	EST- ESTACIÓN
	RED DE DISTRIBUCIÓN
	CARRETERA CA1
	CALLE
	CONEXIÓN DOMICILIAR
	PASO DE ZANJÓN
$\phi$	DIÁMETRO DE TUBERÍA
Q	CAUDAL DE DISEÑO

ESPECIFICACIONES GENERALES DE DISEÑO	
POBLACIÓN ACTUAL	203 HAB.
POBLACIÓN FUTURA	367 HAB.
TASA DE CRECIMIENTO POBLACIONAL	3.07 %
DENSIDAD DE POBLACIÓN	4.6 HAB/VIV.
NÚMERO DE VIVIENDAS ACTUAL	44
NÚMERO DE VIVIENDAS FUTURAS	80
PERIODO DE DISEÑO	20 AÑOS
DOTACIÓN	150LHAB/DÍA
FHM (2.0-3)	3.0
FDM (1.2-1.5)	1.5
CAUDAL MEDIO DIARIO	0.64 L/S.
CAUDAL MÁXIMO DIARIO	0.96 L/S.
CAUDAL MÁXIMO HORARIO	1.92 L/S.

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	
PROYECTO: RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA JUTIAPA, JUTIAPA		FECHA: SEPT. 2019
E. P. S.	CONTENIDO: PLANTA TOPOGRÁFICA	ESCALA: INDICADA
DISEÑO: JULIO PRADO	 <b>ING. MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA</b> ASESOR SUPERVISOR E. P. S.	HOJA No 01 / 07
DIBUJO: JULIO PRADO		Vo. Bo.
REVISIÓN: ING. MANUEL ARRIVILLAGA		

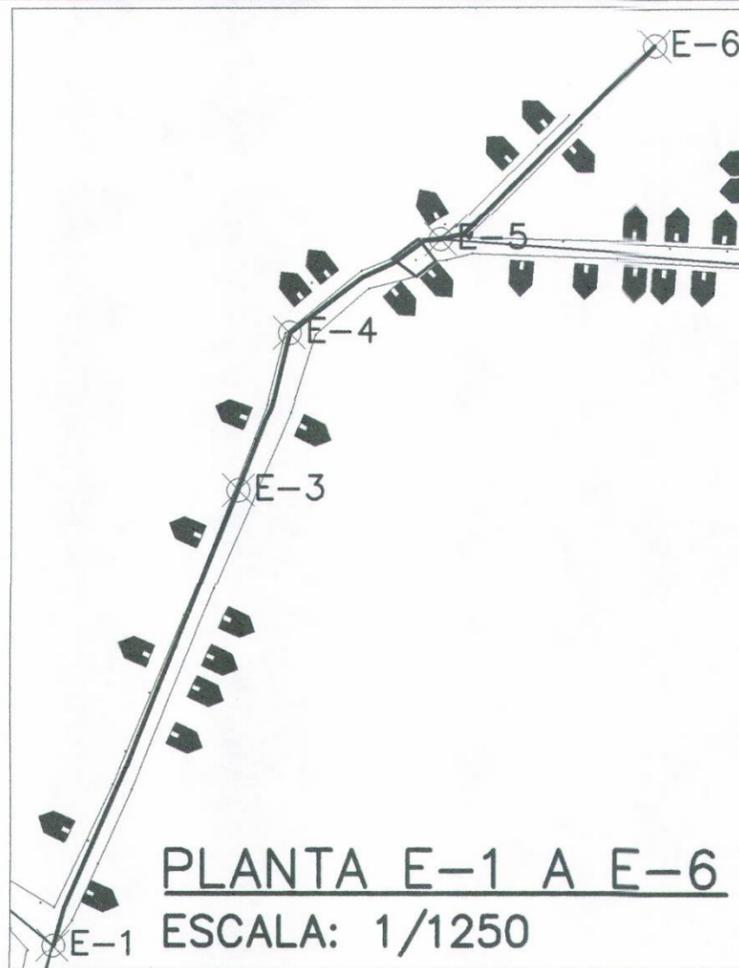


**PLANTA DE DISEÑO GENERAL**  
**ESCALA: 1/3000**

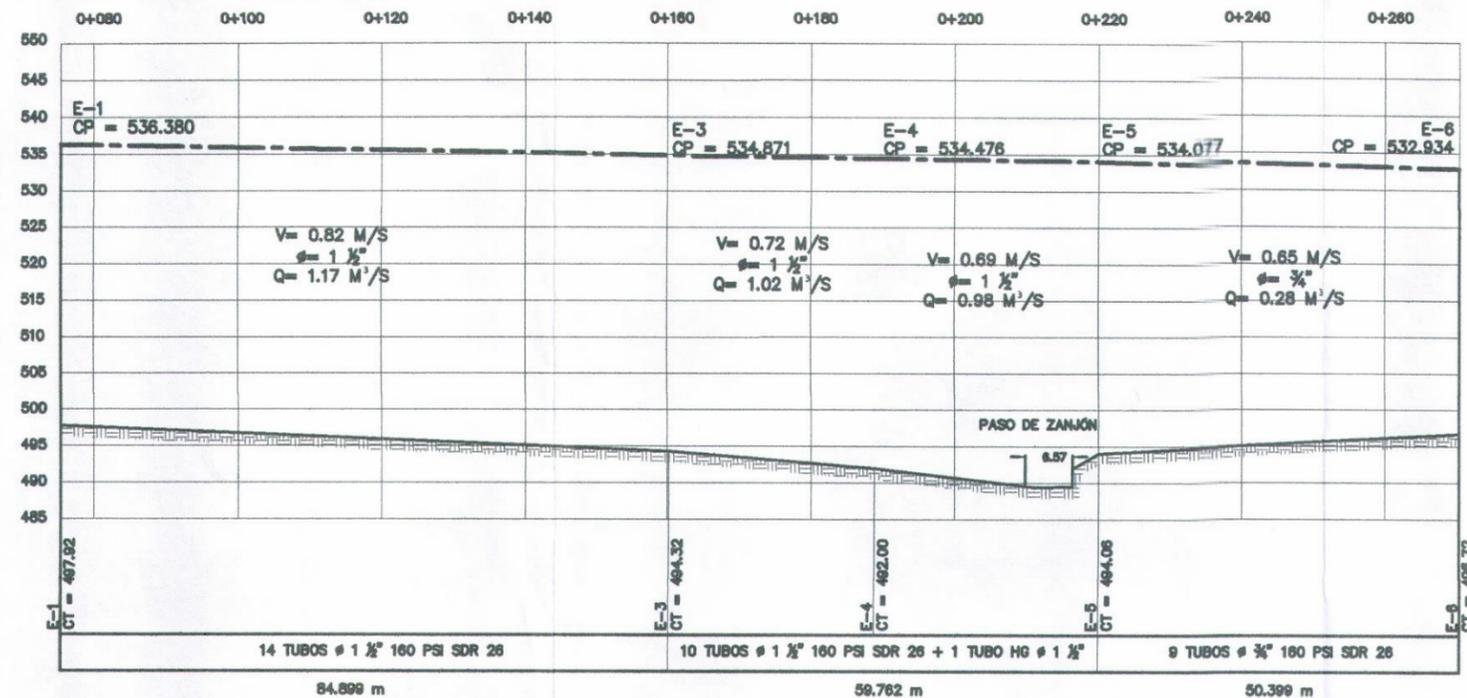
SIMBOLOGÍA	
	ESTACIÓN
	RED DE DISTRIBUCIÓN
	CARRETERA CA1
	CALLE
	CONEXIÓN DOMICILIAR
	PASO DE ZANJÓN
$\phi$	DIÁMETRO DE TUBERÍA
Q	CAUDAL DE DISEÑO

ESPECIFICACIONES GENERALES DE DISEÑO	
POBLACIÓN ACTUAL	203 HAB.
POBLACIÓN FUTURA	367 HAB.
TASA DE CRECIMIENTO POBLACIONAL	3.07 %
DENSIDAD DE POBLACIÓN	4.6 HAB/VIV.
NÚMERO DE VIVIENDAS ACTUAL	44
NÚMERO DE VIVIENDAS FUTURAS	80
PERIODO DE DISEÑO	20 AÑOS
DOTACIÓN	150LHAB/DÍA
FHM (2.0-3)	3.0
FDM (1.2-1.5)	1.5
CAUDAL MEDIO DIARIO	0.64 L/S.
CAUDAL MÁXIMO DIARIO	0.96 L/S.
CAUDAL MÁXIMO HORARIO	1.92 L/S.

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	
	<b>PROYECTO:</b> RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA JUTIAPA, JUTIAPA	
<b>E. P. S.</b>	<b>CONTENIDO:</b> PLANTA DE DISEÑO GENERAL	<b>FECHA:</b> SEPT. 2019
<b>DISEÑO:</b> JULIO PRADO		<b>ESCALA:</b> INDICADA
<b>DIBUJO:</b> JULIO PRADO		<b>HOJA No</b> 02 / 07
<b>REVISIÓN:</b> ING. MANUEL ARRIVILLAGA	<b>ING. MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA</b> ASESOR SUPERVISOR E. P. S. de Ingeniería	<b>Vo. Bo.</b>



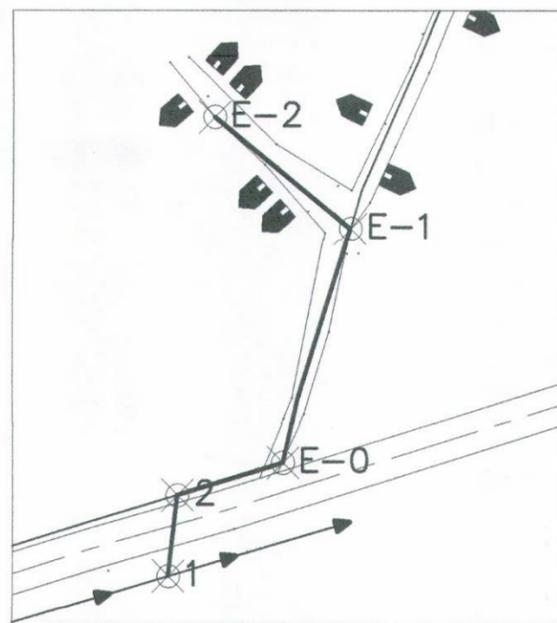
PLANTA E-1 A E-6  
ESCALA: 1/1250



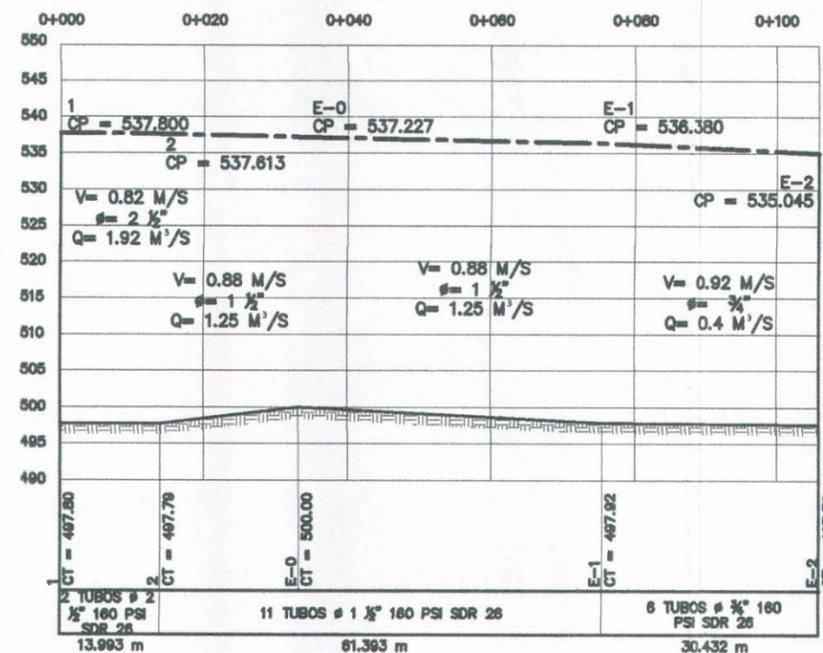
PERFIL DE E-1 A E-6  
H: 1/1000 V: 1/1000

SIMBOLOGÍA	
	EST- ESTACIÓN
	RED DE DISTRIBUCIÓN
	RED DE DISTRIBUCIÓN EN VISTA DE PLANTA
	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
	CARRETERA CA1
	CALLE
	CONEXIÓN DOMICILIAR
	PASO DE ZANJÓN
	DIÁMETRO DE TUBERÍA
	CAUDAL DE DISEÑO

ESPECIFICACIONES GENERALES DE DISEÑO	
POBLACIÓN ACTUAL	203 HAB.
POBLACIÓN FUTURA	367 HAB.
TASA DE CRECIMIENTO POBLACIONAL	3.07 %
DENSIDAD DE POBLACIÓN	4.6 HAB/MV.
NÚMERO DE VIVIENDAS ACTUAL	44
NÚMERO DE VIVIENDAS FUTURAS	80
PERIODO DE DISEÑO	20 AÑOS
DOTACIÓN	150LHAB/DÍA
FHM (2.0-3)	3.0
FDM (1.2-1.5)	1.5
CAUDAL MEDIO DIARIO	0.64 L/S.
CAUDAL MÁXIMO DIARIO	0.96 L/S.
CAUDAL MÁXIMO HORARIO	1.92 L/S.

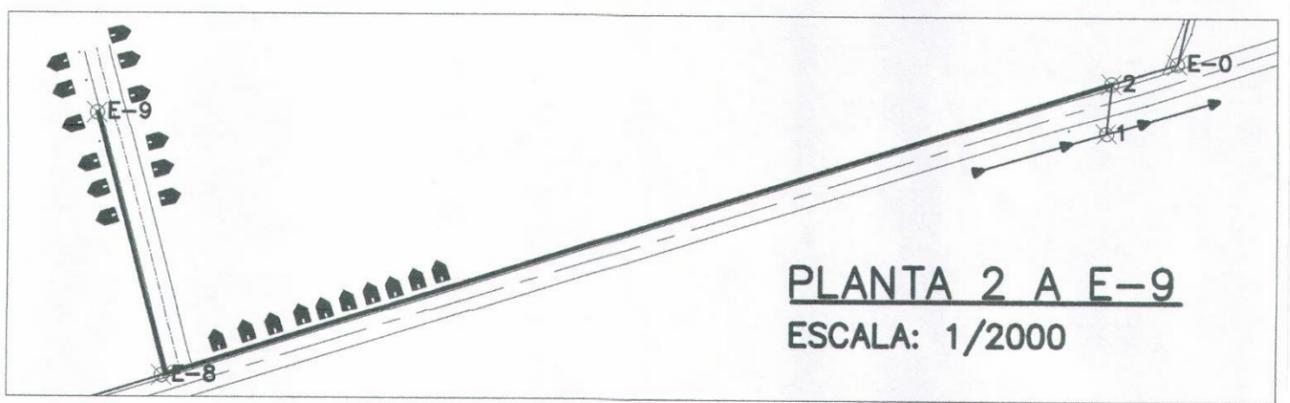
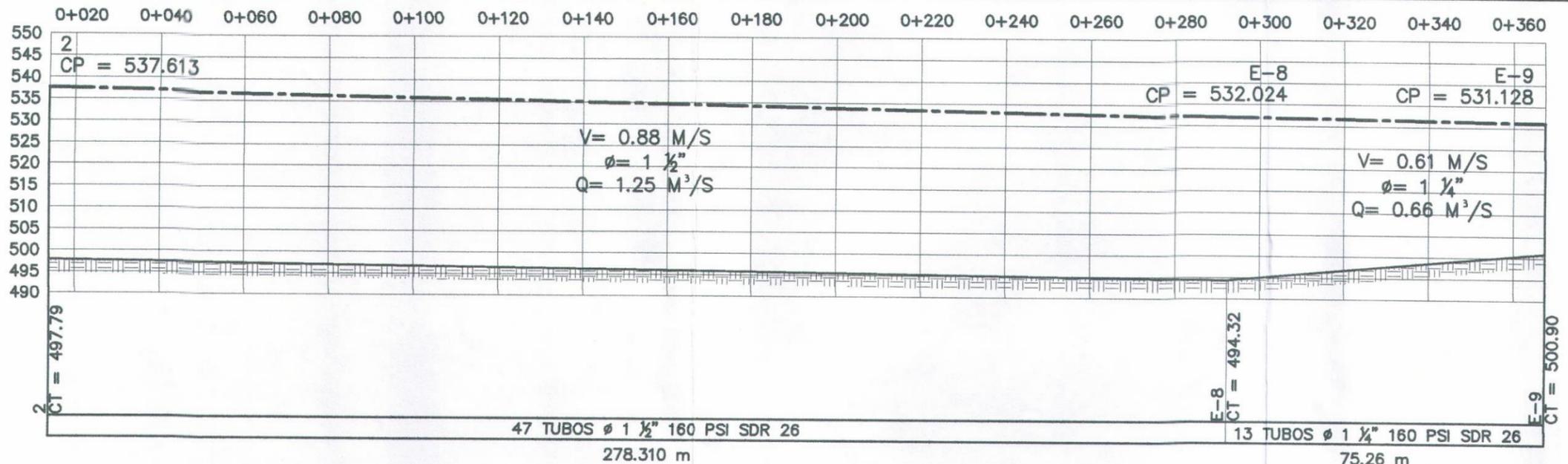


PLANTA 1 A E-2  
ESCALA: 1/1250



PERFIL DE 1 A E-2  
H: 1/1000 V: 1/1000

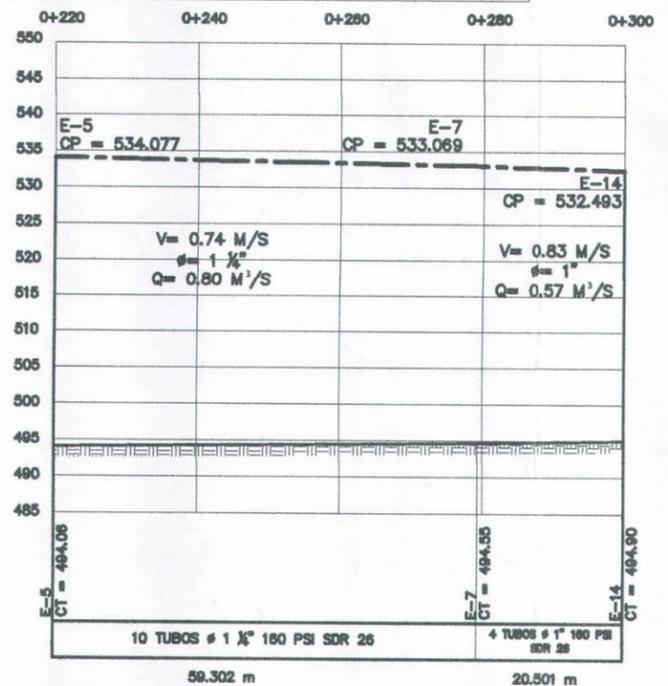
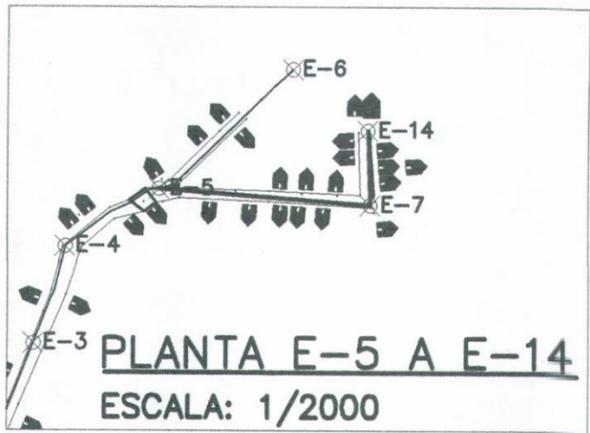
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	
E. P. S.	PROYECTO: RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA JUTIAPA, JUTIAPA	FECHA: SEPT. 2019
DISEÑO: JULIO PRADO	CONTENIDO: PLANTA + PERFILES DE DISEÑO 1/3	ESCALA: INDICADA
DIBUJO: JULIO PRADO		HOJA No 03 / 07
REVISIÓN: ING. MANUEL ARRIVILLAGA	ING. MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA ASESOR SUPERVISOR E. P. S.	



**PERFIL DE 2 A E-9**  
H: 1/1250 V: 1/1250

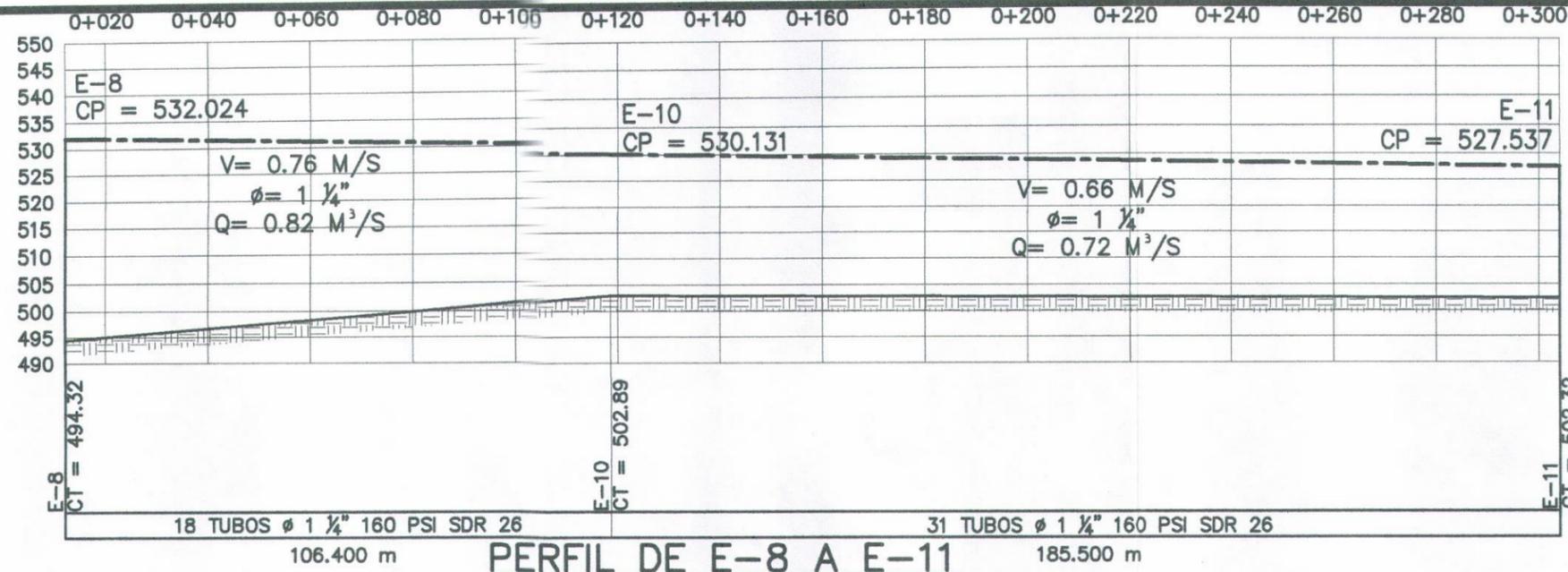
SIMBOLOGÍA	
⊗ EST-	ESTACIÓN
—	RED DE DISTRIBUCIÓN
—	RED DE DISTRIBUCIÓN EN VISTA DE PLANTA
- - - -	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
—	CARRETERA CA1
—	CALLE
⬆	CONEXIÓN DOMICILIAR
◇	PASO DE ZANJÓN
φ	DIÁMETRO DE TUBERÍA
Q	CAUDAL DE DISEÑO

ESPECIFICACIONES GENERALES DE DISEÑO	
POBLACIÓN ACTUAL	203 HAB.
POBLACIÓN FUTURA	367 HAB.
TASA DE CRECIMIENTO POBLACIONAL	3.07 %
DENSIDAD DE POBLACIÓN	4.6 HAB./MIV.
NÓMEMRO DE VIVIENDAS ACTUAL	44
NÚMERO DE VIVIENDAS FUTURAS	80
PERIODO DE DISEÑO	20 AÑOS
DOTACIÓN	150LHAB/DIA
FHM (2.0-3)	3.0
FDM (1.2-1.5)	1.5
CAUDAL MEDIO DIARIO	0.64 L/S.
CAUDAL MÁXIMO DIARIO	0.96 L/S.
CAUDAL MÁXIMO HORARIO	1.92 L/S.



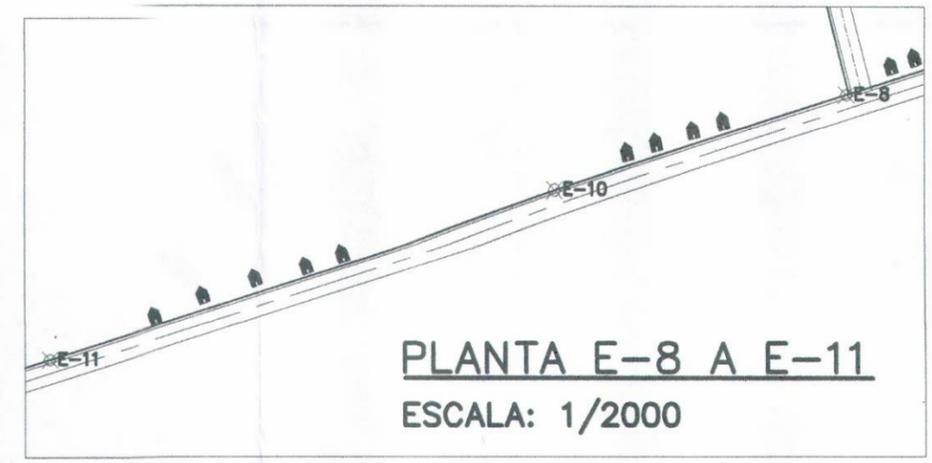
**PERFIL DE E-5 A E-14**  
H: 1/1000 V: 1/1000

	<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA</b>	
	<b>PROYECTO:</b> RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO LINDA VISTA JUTIAPA, JUTIAPA	
<b>E. P. S.</b>	<b>CONTENIDO:</b> PLANTA + PERFILES DE DISEÑO 2/3	<b>ESCALA:</b> INDICADA
<b>DISEÑO:</b> JULIO PRADO		<b>HOJA No</b> 04 / 07
<b>DIBUJO:</b> JULIO PRADO		<b>REVISIÓN:</b> ING. MANUEL ARRIVILLAGA

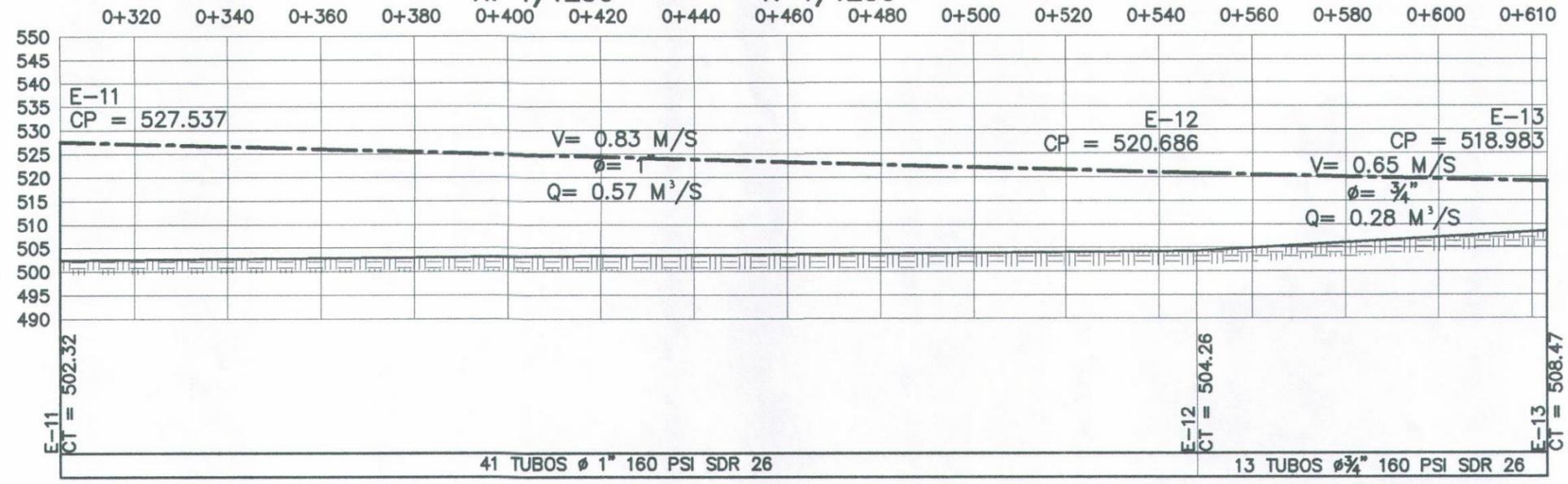


**PERFIL DE E-8 A E-11**

H: 1/1250 V: 1/1250



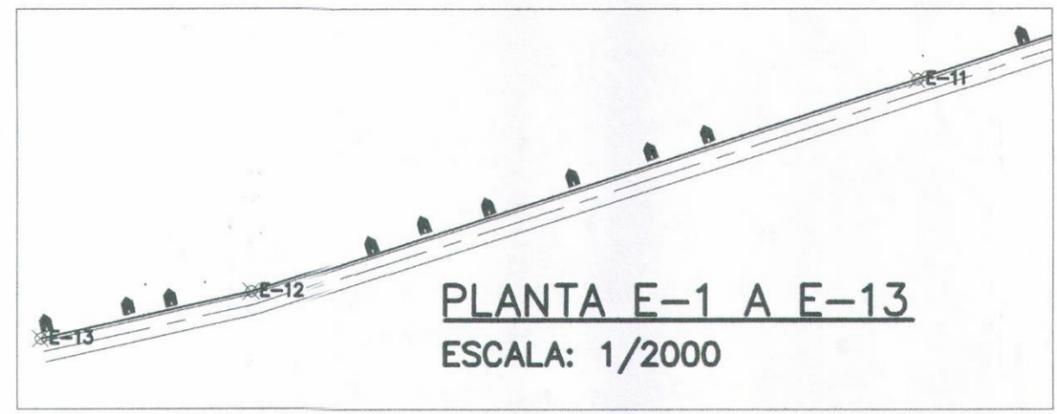
**PLANTA E-8 A E-11**  
ESCALA: 1/2000



**PERFIL DE E-11 A E-13**

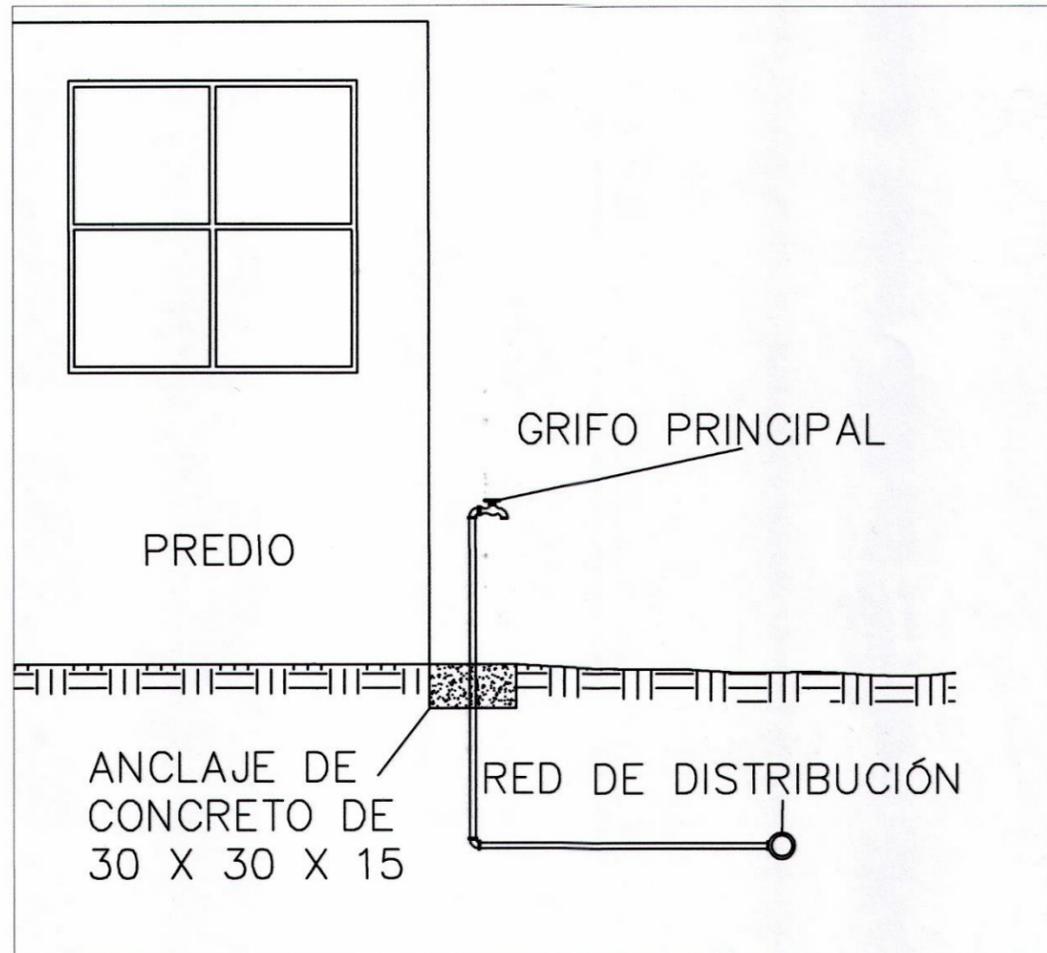
H: 1/1250 V: 1/1250

SIMBOLOGÍA	
	EST- ESTACIÓN
	RED DE DISTRIBUCIÓN
	RED DE DISTRIBUCIÓN EN VISTA DE PLANTA
	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
	CARRETERA CA1
	CALLE
	CONEXIÓN DOMICILIAR
	PASO DE ZANJÓN
$\phi$	DIÁMETRO DE TUBERÍA
Q	CAUDAL DE DISEÑO

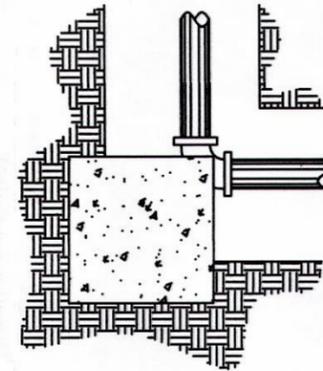


**PLANTA E-11 A E-13**  
ESCALA: 1/2000

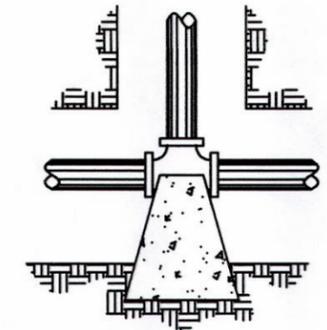
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	
	PROYECTO: RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA JUTIAPA, JUTIAPA	
E. P. S.	CONTENIDO: PLANTA + PERFILES DE DISEÑO 3/3	FECHA: SEPT. 2019
DISEÑO: JULIO PRADO		ESCALA: INDICADA
DIBUJO: JULIO PRADO		HOJA No 05 / 07
REVISIÓN: ING. MANUEL ARRIVILLAGA	ING. MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA ASESOR SUPERIOR E. P. S.	Va. Bo.



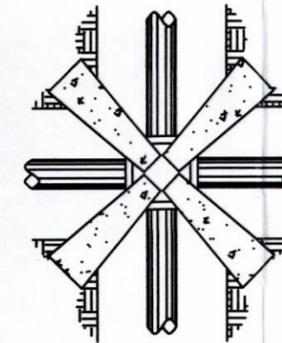
**ELEVACIÓN DE CONEXIÓN TÍPICA DOMICILIAR**  
ESCALA: 1/25



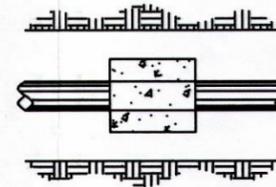
**DETALLE ANCLAJE CODO PVC**  
SIN ESCALA



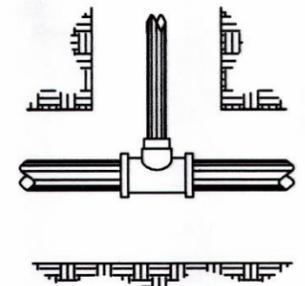
**DETALLE ANCLAJE TEE PVC**  
SIN ESCALA



**DETALLE ANCLAJE CRUZ PVC**  
SIN ESCALA



**DETALLE ANCLAJE DE UNIÓN**  
SIN ESCALA



**TOMA DOMICILIAR**  
SIN ESCALA

**ESPECIFICACIONES:**

- EL CONCRETO A UTILIZAR PARA LOS ANCLAJES Y PASO DE ZANJÓN SERÁ EN LA PROPORCIÓN DE VOLUMEN 1:2:3, CEMENTO, ARENA Y PIEDRIN  $\frac{1}{2}$ " RESPECTIVAMENTE.
- SE UTILIZARA UN TUBO DE HG TIPO LIVIANO EN EL PASO DE ZANJÓN.
- RESISTENCIA DEL CONCRETO  $f_c=210\text{kg/cm}^2$
- RESISTENCIA DEL ACERO GRADO 40  $f_y=2810\text{kg/cm}^2$
- TODAS LAS TUBERÍAS DE PVC SERÁN ENTERRADAS A UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 0.60 m.
- EL ANCHO DE ZANJA DEBERÁ SER LO SUFICIENTE PARA LA INSTALACIÓN CORRECTA DE LA TUBERÍA Y ACCESORIOS.
- REALIZAR LOS DEBIDOS ANCLAJES DE CONCRETO EN LA TUBERÍA, TOMANDO COMO REFERENCIA LAS IMÁGENES DE ANCLAJES Y TIPOS DE ANCLAJES
- LOS ANCLAJES DE CONCRETO EN CONEXIONES DOMICILIARES TENDRÁN UNA MEDIDA DE 0.30 x 0.30 x 0.15



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA



PROYECTO:  
RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA  
JUTIAPA, JUTIAPA

E. P. S.

CONTENIDO:  
DETALLE DE ANCLAJES + ELEVACIÓN DE CONEXIÓN TÍPICA DOMICILIAR

FECHA:  
SEPT. 2019

DISEÑO:  
JULIO PRADO

DIBUJO:  
JULIO PRADO

REVISIÓN:  
ING. MANUEL ARRIVILLAGA

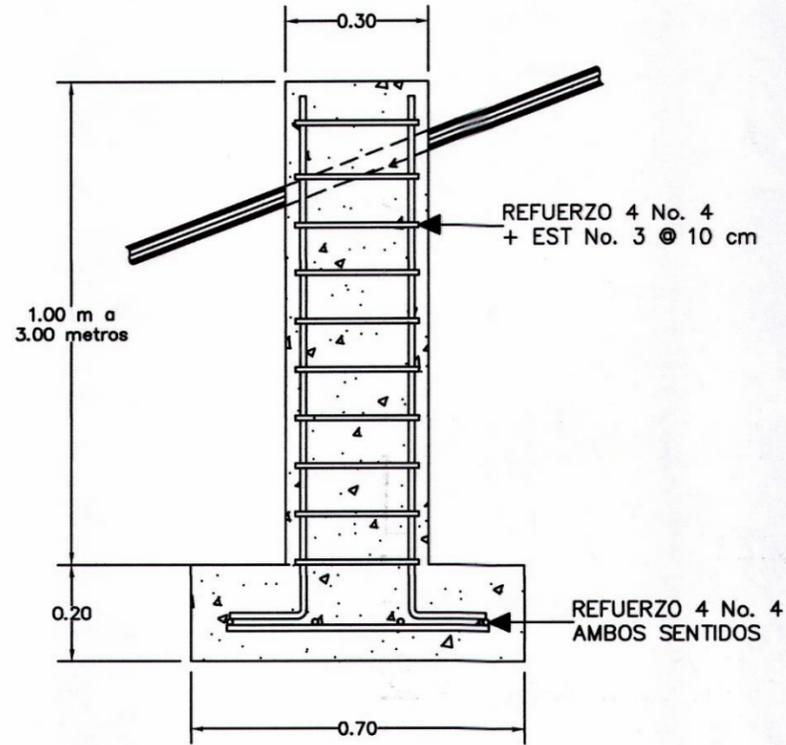
Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta  
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

ING. MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA  
ASESOR SUPERVISOR E. P. S.

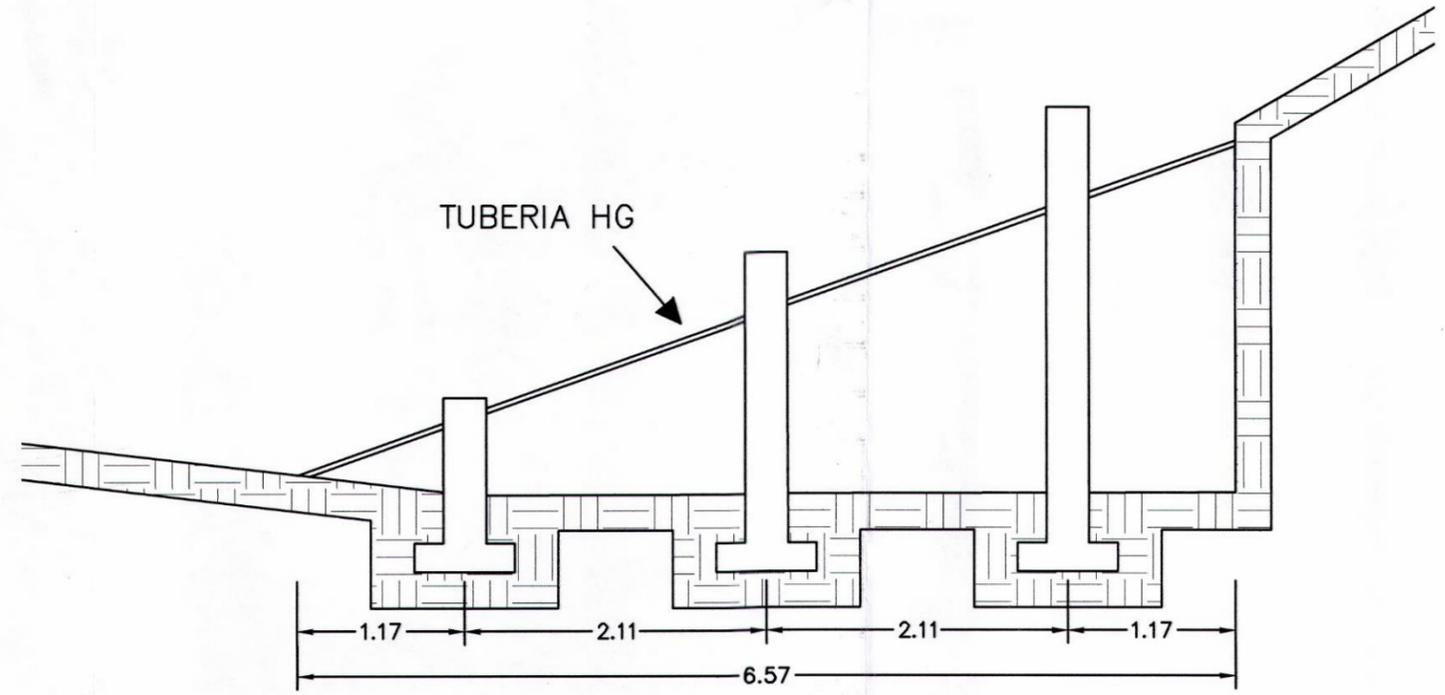
Vo. Bo.

ESCALA:  
INDICADA

HOJA No  
06 / 07



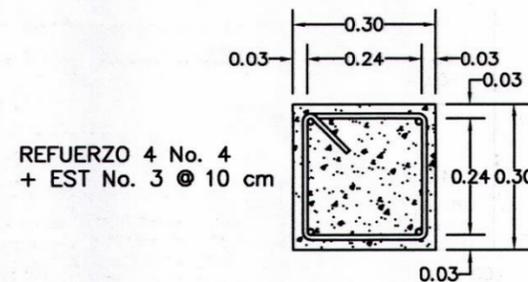
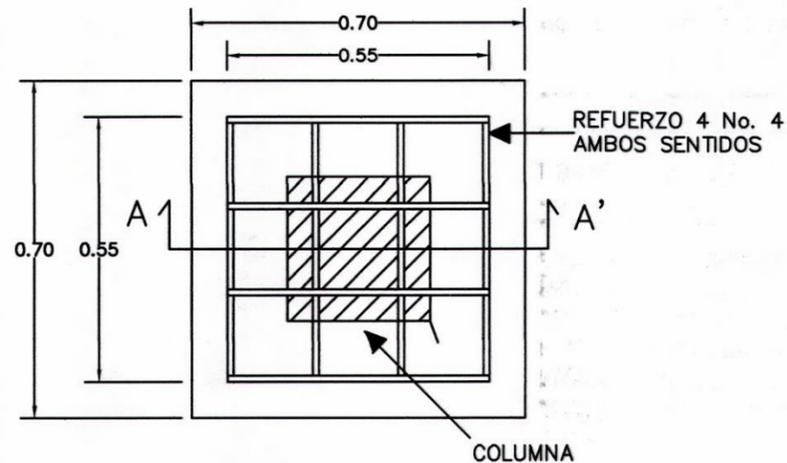
**CORTE A-A'**  
ESCALA: 1/15



**ELEVACIÓN DE PASO ZANJÓN**  
ESCALA 1/50

**ESPECIFICACIONES:**

- EL CONCRETO A UTILIZAR PARA LOS ANCLAJES Y PASO DE ZANJÓN SERÁ EN LA PROPORCIÓN DE VOLUMEN 1:2:3, CEMENTO, ARENA Y PIEDRIN ½" RESPECTIVAMENTE.
- SE UTILIZARA UN TUBO DE HG TIPO LIVIANO EN EL PASO DE ZANJÓN.
- RESISTENCIA DEL CONCRETO  $f'_c=210\text{kg/cm}^2$
- RESISTENCIA DEL ACERO GRADO 40  $f_y=2810\text{kg/cm}^2$
- TODAS LAS TUBERÍAS DE PVC SERÁN ENTERRADAS A UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 0.60 m.
- EL ANCHO DE ZANJA DEBERÁ SER LO SUFICIENTE PARA LA INSTALACIÓN CORRECTA DE LA TUBERÍA Y ACCESORIOS.
- REALIZAR LOS DEBIDOS ANCLAJES DE CONCRETO EN LA TUBERÍA, TOMANDO COMO REFERENCIA LAS IMÁGENES DE ANCLAJES Y TIPOS DE ANCLAJES
- LOS ANCLAJES DE CONCRETO EN CONEXIONES DOMICILIARES TENDRÁN UNA MEDIDA DE 0.30 x 0.30 x 0.15



**DETALLES ARMADO COLUMNA**  
ESCALA: 1/15

**DETALLES ARMADO ZAPATA**  
ESCALA: 1/15

	<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA</b>	
	<b>PROYECTO:</b> RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LINDA VISTA JUTIAPA, JUTIAPA	
<b>E. P. S.</b>	<b>CONTENIDO:</b> DETALLE DE ARMADO ZAPATA + DETALLE DE ARMADO COLUMNA + CORTE A-A' + ELEVACIÓN DE PASO DE ZANJÓN	<b>ESCALA:</b> INDICADA
<b>DISEÑO:</b> JULIO PRADO		<b>HOJA No</b>
<b>DIBUJO:</b> JULIO PRADO		<b>07</b>
<b>REVISIÓN:</b> ING. MANUEL ARRIVILLAGA	<b>ING. MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA</b> ASESOR SUPERISOR E. P. S.	<b>07</b>

Apéndice 4. Trifoliar informativo sobre el uso y cuidado del agua potable.

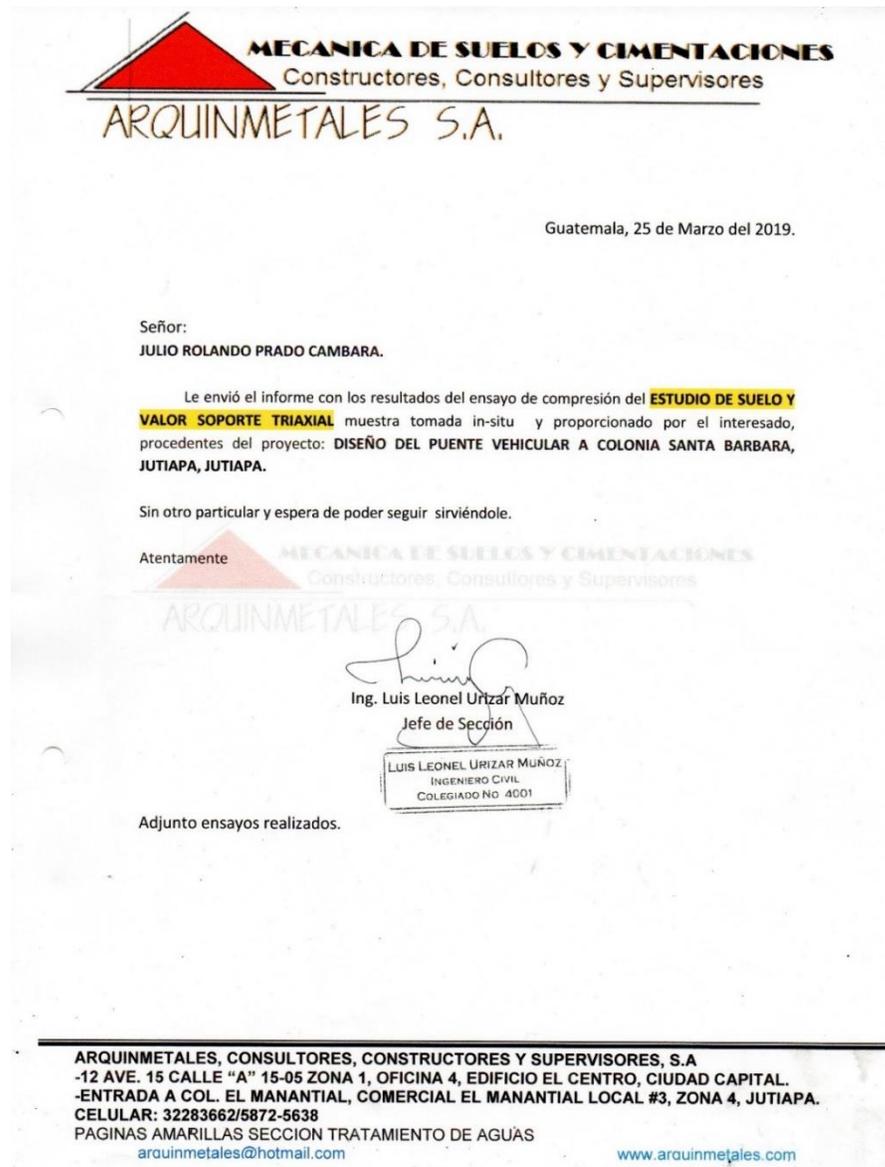
<p><b>Día mundial del agua</b></p> <p>El recurso más abundante del planeta es el agua, ¿pero es toda accesible?</p> <p>100% agua total 3% agua dulce agua disponible para beber</p> <p>ferrovial</p> <p><b>EL AGUA ES VIDA. PROCURA CUIDARLA PORQUE ES ESCASA</b></p>	<p><b>QUEDA PROHIBIDO EL USO DE BOMBAS DE SUCCIÓN O ALGÚN OTRO EQUIPO MECÁNICO PERJUDICIAL PARA EL DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE</b></p>	<p><b>AGUA POTABLE PARA TODOS</b></p>
<p><b>¿Sabías que?</b> En el año 2010 la Asamblea General de las Naciones Unidas reconoció explícitamente el derecho humano al agua potable y</p> <p><b>CIERRA ADECUADAMENTE LAS LLAVES DE GRIFO. RECUERDA EL AGUA GOTTA A GOTTA SE AGOTA</b></p> <p><b>REFORESTA</b> en los bosques es donde se recoge el agua para todos, participa en campañas de reforestación!</p>	<p><b>LIMPIA DE FORMA ADECUADA LOS ALIMENTOS PARA SU PREPARACIÓN</b></p> <p><b>BÁNATE RÁPIDO</b> y cierra la llave al enjabonarte</p>	<p><b>REPARA FUGAS</b> y sustituye las llaves, empaques y tuberías necesarios</p> <p><b>LAVATE LAS MANOS CON FRECUENCIA, ANTES DE CADA COMIDA Y DESPUÉS DE IR AL BAÑO</b></p>

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Power Point.



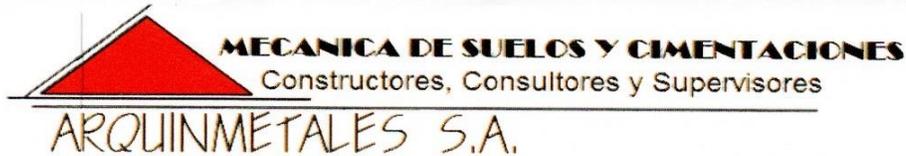
# ANEXOS

## Anexo 1. Carátula de informe del estudio de suelo



Fuente: ARQUINMETALES, S. A.

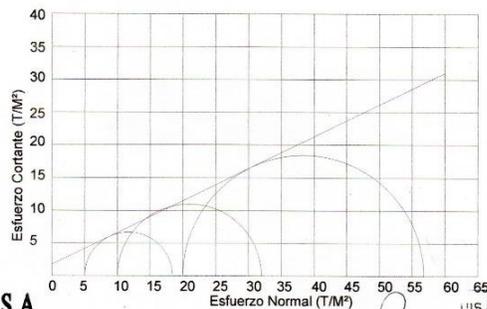
## Anexo 2. Compresión triaxial



N°2953

INTERESADO: JULIO ROLANDO PRADO CAMBARA.  
 PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA, JUTIAPA.  
 UBICACIÓN: COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA, JUTIAPA.  
 ASUNTO: **COMPRESIÓN TRIAXIAL.**  
 NORMA: AASHTO T-296  
 FECHA: 25 DE MARZO DE 2019. PROF: 2.00 m. POZO: 1

PARAMETROS DE CORTE:			
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA: $\phi = 25.99^\circ$		COHESIÓN: $C_u = 1.75 \text{ ton/m}^2$	
TIPO DE ENSAYO:	No consolidado y no drenado.		
DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	Limo arenoso color café.		
DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA:	2.5" X 5.0"		
OBSERVACIONES:	Muestra tomada por el personal del laboratorio.		
PROBETA No.	1	2	3
PRESIÓN LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m <sup>2</sup> )	13.36	21.97	36.82
DEFORMACIÓN EN ROTURA Er (%)	2.0	4.0	6.0
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.53	1.53	1.53
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.95	1.95	1.95
HUMEDAD (%H)	26.8	26.8	26.8



**ARQUINMETALES, S.A.**  
 Nit: 7169994-5  
 Álvaro Benjamín Pereira Mejía  
 Gerente General

Luis Leonel Urizar Muñoz  
 Ingeniero Civil  
 Jefe de Sección Técnica

ARQUINMETALES, CONSULTORES, CONSTRUCTORES Y SUPERVISORES, S.A  
 -12 AVE. 15 CALLE "A" 15-05 ZONA 1, OFICINA 4, EDIFICIO EL CENTRO, CIUDAD CAPITAL.  
 -ENTRADA A COL. EL MANANTIAL, COMERCIAL EL MANANTIAL LOCAL #3, ZONA 4, JUTIAPA.  
 CELULAR: 32283662/5872-5638  
 PAGINAS AMARILLAS SECCION TRATAMIENTO DE AGUAS  
[arquinmetales@hotmail.com](mailto:arquinmetales@hotmail.com) [www.arquinmetales.com](http://www.arquinmetales.com)

Fuente: ARQUINMETALES, S. A.

### Anexo 3. Valor soporte de suelo



**INTERESADO:** JULIO ROLANDO PRADO CAMBARA.  
**PROYECTO:** DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA, JUTIAPA.  
**UBICACIÓN:** COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA, JUTIAPA.  
**ASUNTO:** COMPRESIÓN TRIAXIAL.  
**NORMA:** AASHTO T-296  
**FECHA:** 25 DE MARZO DE 2019.      **PROF:** 2.00 m.      **POZO:** 1

Ángulo rozamiento interno $\phi$ :	25.99	°	25.99	°
Peso específico suelo, $\gamma$ :	1.95	gr/cm <sup>3</sup>	0.0020	kg/cm <sup>3</sup>
Profundidad cimentación, D:	2.00	m	200	cm
Tensión vertical, q:			0.39	kg/cm <sup>2</sup>
Cohesión, c:	0.18	kg/cm <sup>2</sup>	0.18	kg/cm <sup>2</sup>
Factor de seguridad, F:	3		3	
Ancho cimentación, B:	1.00	m	100	cm
Factores capacidad carga	N <sub>c</sub> :		22.24	
	N <sub>q</sub> :		11.84	
	N <sub>r</sub> :		10.57	

ARQUINMETALES S.A.



**q<sub>adm</sub> = 31.8 ton/m<sup>2</sup>**

LUIS LEONEL URIZAR MUÑOZ  
 INGENIERO CIVIL  
 COLEGIADO NO. 4601  
 Ing. Luis Leonel Urizar Muñoz  
 Jefe de Sección

**ARQUINMETALES, CONSULTORES, CONSTRUCTORES Y SUPERVISORES, S.A**  
 -12 AVE. 15 CALLE "A" 15-05 ZONA 1, OFICINA 4, EDIFICIO EL CENTRO, CIUDAD CAPITAL.  
 -ENTRADA A COL. EL MANANTIAL, COMERCIAL EL MANANTIAL LOCAL #3, ZONA 4, JUTIAPA.  
**CELULAR: 32283662/5872-5638**  
 PAGINAS AMARILLAS SECCION TRATAMIENTO DE AGUAS  
[arquinmetales@hotmail.com](mailto:arquinmetales@hotmail.com)      [www.arquinmetales.com](http://www.arquinmetales.com)

Fuente: ARQUINMETALES, S. A.

## Anexo 4. Análisis granulométrico

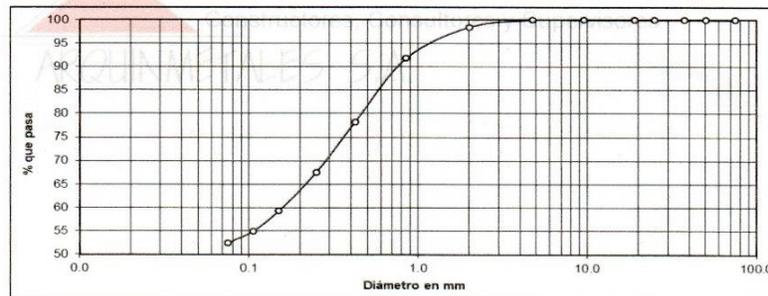


N°2954

INTERESADO: JULIO ROLANDO PRADO CAMBARA.  
 PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA, JUTIAPA.  
 UBICACIÓN: COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA, JUTIAPA.  
 ASUNTO: **ANALISIS GRANULOMETRICO.**  
 NORMA: AASHTO T-27, T-11.  
 FECHA: 25 DE MARZO DE 2019. PROF: 2.00 m. POZO: 1



Análisis con Tamices:					
Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100.00	10	2.00 mm	98.50
2"	50 mm	100.00	20	850 µm	91.80
1 1/2"	37.5 mm	100.00	40	425 µm	78.31
1"	25 mm	100.00	60	250 µm	67.55
3/4"	19.0 mm	100.00	100	150 µm	59.34
3/8"	9.5 mm	100.00	140	106 µm	55.00
4	4.75 mm	100.00	200	75 µm	52.45



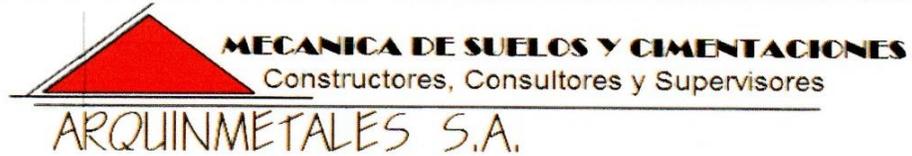
Descripción del suelo:	Limo arenoso color café			
Clasificación:	S.C.U.:	ML	% de Grava:	0.00 D10=----- mm.
	P.R.A.:	A-4	% de Arena:	47.55 D30=----- mm.
			% de finos:	52.45 D60=0,17 mm.

LUIS LEONEL URIZAR MUÑOZ  
 INGENIERO CIVIL  
 COLEGIADO NO 4001  
  
 Ing. Luis Leonel Urizar Muñoz  
 jefe de Sección

**ARQUINMETALES, CONSULTORES, CONSTRUCTORES Y SUPERVISORES, S.A**  
 -12 AVE. 15 CALLE "A" 15-05 ZONA 1, OFICINA 4, EDIFICIO EL CENTRO, CIUDAD CAPITAL.  
 -ENTRADA A COL. EL MANANTIAL, COMERCIAL EL MANANTIAL LOCAL #3, ZONA 4, JUTIAPA.  
 CELULAR: 32283662/5872-5638  
 PAGINAS AMARILLAS SECCION TRATAMIENTO DE AGUAS  
[arquinmetales@hotmail.com](mailto:arquinmetales@hotmail.com) [www.arquinmetales.com](http://www.arquinmetales.com)

Fuente: ARQUINMETALES, S. A.

## Anexo 5. Ensayo de límites de Atterberg



N°2955

INTERESADO: JULIO ROLANDO PRADO CAMBARA.  
 PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA, JUTIAPA.  
 UBICACIÓN: COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA, JUTIAPA.  
 ASUNTO: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG.  
 NORMA: AASHTO T-89, T-90  
 FECHA: 25 DE MARZO DE 2019. PROF: 2.00 m. POZO: 1

RESULTADOS:					
ENSAYO No.	POZO	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	36.5	8.1	ML	Limo arenoso color café

(\*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

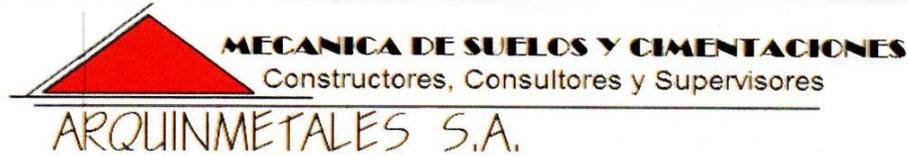
  
 LUIS LEONEL URIZAR MUÑOZ  
 INGENIERO CIVIL  
 COLEGADO NO. 4001  
 Ing. Luis Leonel Urizar Muñoz  
 Jefe de Sección



ARQUINMETALES, CONSULTORES, CONSTRUCTORES Y SUPERVISORES, S.A  
 -12 AVE. 15 CALLE "A" 15-05 ZONA 1, OFICINA 4, EDIFICIO EL CENTRO, CIUDAD CAPITAL.  
 -ENTRADA A COL. EL MANANTIAL, COMERCIAL EL MANANTIAL LOCAL #3, ZONA 4, JUTIAPA.  
 CELULAR: 32283662/5872-5638  
 PAGINAS AMARILLAS SECCION TRATAMIENTO DE AGUAS  
[arquinmetales@hotmail.com](mailto:arquinmetales@hotmail.com) [www.arquinmetales.com](http://www.arquinmetales.com)

Fuente: ARQUINMETALES, S. A.

## Anexo 6. Gravedad específica



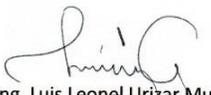
N°2956

INTERESADO: JULIO ROLANDO PRADO CAMBARA.  
PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA, JUTIAPA.  
UBICACIÓN: COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA, JUTIAPA.  
ASUNTO: **ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG.**

NORMA: AASHTO T-100, ASTM D-854.  
FECHA: 25 DE MARZO DE 2019. PROF: 2.00 m. POZO: 1

DESCRIPCION DEL SUELO: LIMO ARENOSO COLOR CAFÉ.

MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES Constructores, Consultores y Supervisores	
GRAVEDAD ESPECIFICA:	2.68

  
Ing. Luis Leonel Urizar Muñoz  
Jefe de Sección

LUIS LEONEL URIZAR MUÑOZ  
INGENIERO CIVIL  
COLEGIADO N° 4001



---

ARQUINMETALES, CONSULTORES, CONSTRUCTORES Y SUPERVISORES, S.A  
-12 AVE. 15 CALLE "A" 15-05 ZONA 1, OFICINA 4, EDIFICIO EL CENTRO, CIUDAD CAPITAL.  
-ENTRADA A COL. EL MANANTIAL, COMERCIAL EL MANANTIAL LOCAL #3, ZONA 4, JUTIAPA.  
CELULAR: 32283662/5872-5638  
PAGINAS AMARILLAS SECCION TRATAMIENTO DE AGUAS  
[arquinmetales@hotmail.com](mailto:arquinmetales@hotmail.com) [www.arquinmetales.com](http://www.arquinmetales.com)

Fuente: ARQUINMETALES, S. A.

## Anexo 7. Foto de pozo adjunta A



**ARQUINMETALES S.A.**

INTERESADO: JULIO ROLANDO PRADO CAMBARA.  
PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA,  
JUTIAPA.  
UBICACIÓN: COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA, JUTIAPA.



*[Handwritten Signature]*  
LUIS LEONEL URZAR MUÑOZ  
INGENIERO CIVIL  
COLEGIADO NO. 4001

---

ARQUINMETALES, CONSULTORES, CONSTRUCTORES Y SUPERVISORES, S.A  
-12 AVE. 15 CALLE "A" 15-05 ZONA 1, OFICINA 4, EDIFICIO EL CENTRO, CIUDAD CAPITAL.  
-ENTRADA A COL. EL MANANTIAL, COMERCIAL EL MANANTIAL LOCAL #3, ZONA 4, JUTIAPA.  
CELULAR: 32283662/5872-5638  
PAGINAS AMARILLAS SECCION TRATAMIENTO DE AGUAS  
[arquinmetales@hotmail.com](mailto:arquinmetales@hotmail.com) [www.arquinmetales.com](http://www.arquinmetales.com)

Fuente: ARQUINMETALES, S. A.

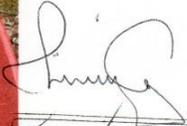
Anexo 8. Carátula de informe del estudio de suelo



**ARQUINMETALES S.A.**

INTERESADO: JULIO ROLANDO PRADO CAMBARA.  
PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR A COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA,  
JUTIAPA.  
UBICACIÓN: COLONIA SANTA BARBARA, JUTIAPA, JUTIAPA.



  
LUIS LEONEL URIZAR MUÑOZ  
INGENIERO CIVIL  
COLEGIADO NO. 4001

ARQUINMETALES, CONSULTORES, CONSTRUCTORES Y SUPERVISORES, S.A  
-12 AVE. 15 CALLE "A" 15-05 ZONA 1, OFICINA 4, EDIFICIO EL CENTRO, CIUDAD CAPITAL.  
-ENTRADA A COL. EL MANANTIAL, COMERCIAL EL MANANTIAL LOCAL #3, ZONA 4, JUTIAPA.  
CELULAR: 32283662/5872-5638  
PAGINAS AMARILLAS SECCION TRATAMIENTO DE AGUAS  
arquinmetales@hotmail.com

[www.arquinmetales.com](http://www.arquinmetales.com)

Fuente: ARQUINMETALES, S. A.