



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA  
COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ**

**Julio José Ochoa Reyes**

Asesorado por el Ing. Óscar Argueta Hernández

Guatemala, noviembre de 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA  
COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**JULIO JOSÉ OCHOA REYES**

ASESORADO POR EL ING. ÓSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	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**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz
EXAMINADORA	Inga. María del Mar Girón Cordón
EXAMINADOR	Ing. Alan Geovani Cosillo Pinto
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA  
COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,  
con fecha 13 de marzo de 2017.



**Julio José Ochoa Reyes**



Guatemala, 26 de septiembre de 2018  
REF.EPS.DOC.790.09.2018

Inga. Christa Classon de Pinto  
Directora  
Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimada Ingeniera Classon de Pinto:

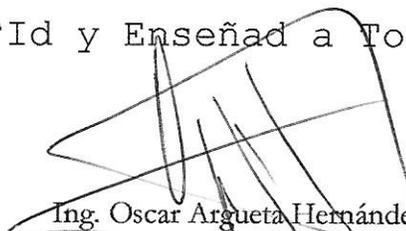
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Julio José Ochoa Reyes, Registro Académico 201114594** y CUI **2171 23686 0101**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

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



c.c. Archivo  
OAH/ra



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

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

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



Guatemala,  
 08 de octubre 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 DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Julio José Ochoa Reyes, con Registro Estudiantil No. 201114594, quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
 Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
 Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA  
 DEPARTAMENTO  
 DE  
 ESTRUCTURAS  
 USAC

/mrrm.



*Más de 138 años de Trabajo y Mejora Continua*



Guatemala, 10 de octubre de 2019  
Ref.EPS.D.357.10.19

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 DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Julio José Ochoa Reyes, CUI 2171 23686 0101 y Registro Académico 201114594**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Oscar Argueta Hernández.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación como Asesor-Supervisor y 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**



Guatemala,  
31 de octubre de 2018

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Julio José Ochoa Reyes, con Registro académico No. 201114594 y CUI 2171236860101 quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Mario Estuardo Arriola Ávila  
Coordinador del Área de Topografía y Transportes



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO  
DE  
TRANSPORTES  
USAC

mrrm.



*Más de 138 años de Trabajo y Mejora Continua*



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador de E.P.S. Ing. Oscar Argueta Hernández, al trabajo de graduación del estudiante Julio José Ochoa Reyes titulado **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco



Guatemala, noviembre 2019

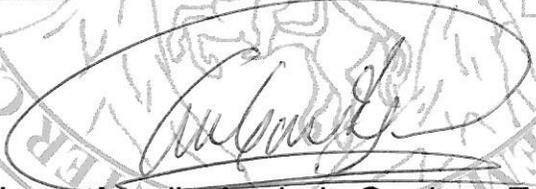
/mrrm.





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 DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ**, presentado por el estudiante universitario: **Julio José Ochoa Reyes**, 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, Noviembre de 2019

## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	Dador de vida, ser supremo que ilumina nuestro camino.
<b>Mis padres</b>	Julio Yovany Ochoa y Mayra Iris Reyes; gracias por los consejos, amor y apoyo a lo largo de mi carrera y mi vida.
<b>Mis hermanos</b>	Iris Gabriela, Víctor Horacio y Felipe Rafael Ochoa, gracias por estar siempre conmigo y su cariño.
<b>Mis sobrinos</b>	Víctor Geovanny Manuel Ochoa, Fernando Yovany Fuentes y Yovany Rafael Ochoa, los quiero.
<b>Mis abuelos</b>	Carmen Urbina (q.e.p.d.), Felipa Medina (q.e.p.d.), Ángel Reyes (q.e.p.d.) y Julio César Ochoa.
<b>Mi familia</b>	Tíos, tías, primos y primas, por ser parte fundamental de mi vida.
<b>Mis amigos y amigas</b>	Adriana Pivaral, Alexander Solórzano, Ericka Arrivillaga, Ever Santizo, Fausto Fuentes,

Fernando Rojas, Keneth Jacobs, Kevin Chávez,  
Mario Taracena y Michael Sarceño.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por ser la casa de estudios que me ha formado en mi carrera profesional.
<b>Dirección Municipal de Planificación de Mazatenango</b>	Por el apoyo brindado durante la realización de mi Ejercicio Profesional Supervisado.
<b>Instituto Técnico Industrial Georg Kerschensteiner</b>	Por el conocimiento e instrucción brindados, además de instarme a convertirme en un profesional de la ingeniería civil.
<b>Mi asesor</b>	Ing. Óscar Argueta por el tiempo y apoyo brindados para la elaboración de este trabajo.
<b>Mis amigos de la Facultad</b>	Por el apoyo brindado durante los años compartidos dentro y fuera de la universidad.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XIII
GLOSARIO .....	XVII
RESUMEN.....	XXIII
OBJETIVOS.....	XXV
INTRODUCCIÓN.....	XXVII
1. MONOGRAFÍA DE LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ. ....	1
1.1. Generalidades .....	1
1.1.1. Límites y localización.....	1
1.1.2. Accesos y comunicaciones.....	3
1.1.3. Topografía e hidrografía .....	3
1.1.4. Aspectos climáticos .....	3
1.1.5. Actividades económicas .....	4
1.1.6. Servicios con los que cuenta .....	4
1.1.7. Población.....	5
1.2. Principales necesidades de la comunidad.....	5
1.2.1. Diagnóstico de vías de acceso .....	5
2. DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CALLE PRINCIPAL DE LA COMUNIDAD SAN ISIDRO .....	7
2.1. Descripción del proyecto a desarrollar .....	7
2.2. Especificación de diseño .....	7
2.3. Definición de pavimentos.....	9

2.4.	Topografía.....	10
2.4.1.	Planimetría .....	11
2.4.2.	Altimetría .....	11
2.5.	Ensayos de suelos .....	11
2.5.1.	Ensayo de granulometría .....	12
2.5.2.	Límites de Atterberg .....	13
2.5.2.1.	Límite líquido .....	13
2.5.2.2.	Límite plástico .....	14
2.5.2.3.	Índice plástico.....	14
2.5.3.	Ensayo de compactación o proctor modificado .....	15
2.5.4.	Ensayo de valor soporte (C.B.R.).....	15
2.5.5.	Análisis de resultados .....	16
2.6.	Tránsito promedio diario.....	17
2.7.	Diseño geométrico de una carretera .....	18
2.7.1.	Alineamiento horizontal .....	19
2.7.1.1.	Elementos de curvas horizontales.....	19
2.7.1.2.	Curva de transición .....	23
2.7.1.3.	Sobreechancho .....	25
2.7.1.4.	Peralte .....	26
2.7.1.5.	Cálculo de curvas horizontales.....	29
2.7.2.	Alineamiento vertical .....	32
2.7.2.1.	Elementos de curvas verticales.....	33
2.7.2.2.	Correcciones .....	37
2.7.2.3.	Cálculo de curvas verticales.....	38
2.8.	Diseño de pavimentos rígidos .....	41
2.8.1.	Subrasante .....	42
2.8.2.	Subbase .....	43
2.8.3.	Diseño de carpeta de rodadura .....	44
2.8.3.1.	Diseño de mezcla.....	48

2.8.4.	Juntas de pavimento de concreto .....	57
2.9.	Drenajes de vías pavimentadas .....	60
2.9.1.	Consideraciones de drenajes en vías pavimentadas .....	61
2.9.1.1.	Corriente de agua .....	61
2.9.1.2.	Gradiente hidráulico.....	62
2.9.1.3.	Diseño hidráulico .....	62
2.9.1.4.	Pendiente crítica .....	67
2.9.2.	Drenajes transversales .....	68
2.9.3.	Drenajes longitudinales .....	68
2.9.4.	Rejillas de captación de agua .....	69
2.10.	Consideraciones de operación y mantenimiento del pavimento rígido .....	72
2.11.	Presupuesto .....	75
2.11.1.	Integración de precios unitarios .....	76
2.11.2.	Resumen de presupuesto.....	85
2.12.	Cronogramas.....	87
2.12.1.	Cronograma de ejecución física .....	87
2.12.2.	Cronograma de ejecución financiera .....	87
3.	DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO .....	89
3.1.	Descripción del proyecto a desarrollar .....	89
3.2.	Levantamiento topográfico .....	90
3.3.	Estudio hidrológico e hidráulico .....	90
3.3.1.	Método racional .....	91
3.3.2.	Método sección-pendiente.....	97
3.4.	Estudio de suelos .....	100
3.5.	Especificaciones de diseño .....	109

3.6.	Ángulo de esviaje .....	110
3.7.	Predimensionamiento de los elementos estructurales .....	112
3.7.1.	Losa .....	112
3.7.2.	Vigas .....	113
3.7.3.	Diafragmas .....	115
3.7.4.	Cortina.....	117
3.7.5.	Viga de apoyo .....	117
3.8.	Diseño de la superestructura .....	118
3.8.1.	Diseño de la losa.....	118
3.8.1.1.	Cálculo de momentos.....	118
3.8.1.2.	Cálculo del refuerzo .....	124
3.8.2.	Diseño de vigas.....	130
3.8.2.1.	Diseño de viga intermedia.....	131
3.8.2.2.	Diseño de viga exterior.....	167
3.8.3.	Diseño de diafragmas .....	196
3.8.3.1.	Diseño de diafragma externo .....	196
3.8.3.2.	Diseño de diafragma interno .....	200
3.8.4.	Diseño de barandal .....	204
3.9.	Diseño de la subestructura.....	210
3.9.1.	Diseño de la cortina.....	210
3.9.2.	Viga de apoyo .....	220
3.9.3.	Diseño de apoyo elastométrico .....	222
3.9.4.	Diseño de estribos.....	224
3.10.	Presupuesto .....	236
3.10.1.	Costo del proyecto .....	236
3.10.2.	Cuadro de resumen.....	237
3.10.3.	Precios unitarios.....	238
3.11.	Cronograma de ejecución .....	250
3.12.	Estudio de impacto ambiental .....	251

CONCLUSIONES .....	255
RECOMENDACIONES .....	257
BIBLIOGRAFÍA.....	259
APÉNDICES .....	261
ANEXOS .....	263



## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Ubicación geográfica Mazatenango, Suchitepéquez .....	2
2.	Localización de la Comunidad San Isidro y el casco urbano del municipio de Mazatenango, Suchitepéquez.....	2
3.	Excavación para toma de muestra de suelos.....	11
4.	Círculo para cálculo de grado de curvatura.....	21
5.	Elementos de curva horizontal .....	23
6.	Cambio proporcional del peralte .....	28
7.	Curva vertical cóncava y convexa .....	33
8.	Elementos de curva vertical .....	36
9.	Atlas hidrológico, lluvia máxima diaria período de retorno 30 años .....	66
10.	Sub-cuenca del río Nimá.....	92
11.	Sección transversal del río para la crecida máxima extraordinaria .....	98
12.	Ubicación del área para construcción del puente.....	106
13.	Variación de reacciones en los diversos ángulos de esviaje.....	111
14.	Esviaje de puente en este proyecto .....	112
15.	Geometría de la superestructura.....	117
16.	Dimensiones de la cortina y viga de apoyo .....	118
17.	Diagrama de momentos por carga muerta en losa .....	120
18.	Distribución de refuerzo transversal y longitudinal de losa.....	130
19.	Diagrama de área tributaria para viga intermedia .....	131
20.	Diagrama de carga muerta para viga intermedia .....	133
21.	Carga de camión HL-93, NSE 5.2 sección 4.6.6.....	135
22.	Carga de camiones AASHTO 3.24.3 caso “a” (ver H 15-44).....	137

23.	Diagrama de H 15-44 en posición crítica, sin dimensiones .....	138
24.	Diagrama de H 15-44 en posición crítica, con dimensiones .....	139
25.	Diagrama de corte y momento producido por carga viva.....	141
26.	Detalle de refuerzo viga intermedia en parte central.....	150
27.	Refuerzo longitudinal viga intermedia en parte central .....	151
28.	Detalle de refuerzo viga intermedia a L/4 del apoyo .....	155
29.	Refuerzo longitudinal viga intermedia a L/4 del apoyo.....	156
30.	Diagrama de carga muerta para viga intermedia .....	157
31.	Diagrama de carga viva para corte de viga intermedia.....	158
32.	Diagrama de corte por carga viva en viga intermedia.....	159
33.	Detalle de armado de viga intermedia en parte central.....	162
34.	Detalle de armado de viga intermedia a L/4 del apoyo .....	163
35.	Refuerzo transversal viga intermedia.....	163
36.	Carga distribuida equivalente al flujo vehicular según especificación AASHTO 3.7.1.2 .....	164
37.	Detalle de contraflecha de la viga .....	165
38.	Diagrama de área tributaria para viga exterior.....	167
39.	Diagrama de carga muerta para viga exterior.....	170
40.	Diagrama de H 15-44 en posición crítica .....	171
41.	Diagrama de corte y momento producido por carga viva.....	173
42.	Distribución de distancias y cargas para cálculo de FD.....	174
43.	Detalle de refuerzo de viga exterior en parte central .....	182
44.	Refuerzo longitudinal viga exterior en parte central .....	183
45.	Detalle de refuerzo de viga exterior a L/4 del apoyo.....	187
46.	Refuerzo longitudinal viga exterior a L/4 del apoyo .....	188
47.	Diagrama de carga muerta para viga exterior.....	189
48.	Diagrama de carga viva para corte de viga exterior.....	190
49.	Diagrama de corte por carga viva en viga exterior.....	191
50.	Detalle de armado de viga exterior en parte central .....	194

51.	Detalle de armado de viga exterior a L/4 del apoyo .....	195
52.	Refuerzo transversal viga exterior.....	195
53.	Detalle de armado de diafragma externo .....	199
54.	Armado de diafragma externo .....	199
55.	Detalle de armado de diafragma interno .....	203
56.	Armado de diafragma interno.....	203
57.	Fuerzas aplicadas al barandal .....	205
58.	Detalle de armado de barandal, sección .....	209
59.	Detalle de armado de barandal, elevación .....	209
60.	Fuerza longitudinal en viga de apoyo.....	211
61.	Fuerzas actuantes sobre la cortina .....	213
62.	Detalle de armado de viga de apoyo y cortina .....	222
63.	Presiones del suelo que afectan al estribo.....	226
64.	Geometría del estribo.....	227
65.	Perfil final del puente, superestructura y subestructura.....	236

## TABLAS

I.	Clasificación de uso de los suelos respecto al C.B.R. ....	16
II.	Curvas horizontales.....	32
III.	Valores de K para curvas cóncavas y convexas .....	35
IV.	Curvas verticales.....	41
V.	Clasificación de carreteras, según TPD .....	46
VI.	Tipos de suelos de sub-rasante y valores aproximados de K .....	46
VII.	Valores de K para diseño sobre bases granulares (PCA).....	47
VIII.	TPDC permisible, categoría 1 de pavimentos con juntas y agregados de trabe .....	47
IX.	Pendiente transversal recomendada según tipo de superficie .....	48

X.	Proporcionamiento del concreto con base a la relación máxima de agua/cemento y del contenido de cemento mínimo.....	49
XI.	Composición del concreto de cemento hidráulico para pavimentos .....	51
XII.	Graduación de los agregados finos .....	54
XIII.	Porcentaje por peso que pasa por tamices de abertura cuadrada para agregado grueso.....	55
XIV.	Valores de coeficiente de escorrentía “C” .....	65
XV.	Valores de rugosidad de Manning “n” .....	72
XVI.	Resumen de presupuesto.....	86
XVII.	Cronograma de ejecución física .....	87
XVIII.	Cronograma de ejecución financiera .....	88
XIX.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía C.....	93
XX.	Parámetros de ajuste A, B y n, para intensidad de lluvia.....	95
XXI.	Simbología del Sistema de Clasificación Unificado (S.C.U.) .....	102
XXII.	Clasificación de los suelos por el método AASHTO M 145 .....	105
XXIII.	Resumen de momentos generados en losa .....	123
XXIV.	Resumen de momentos generados en viga intermedia.....	144
XXV.	Resumen de refuerzo viga intermedia en parte central .....	149
XXVI.	Resumen de refuerzo viga intermedia a L/4 del apoyo.....	155
XXVII.	Límites de deflexión según AASHTO 2.5.2.6.2.....	166
XXVIII.	Resumen de momentos generados en viga exterior.....	176
XXIX.	Resumen de refuerzo viga exterior en parte central .....	182
XXX.	Resumen de refuerzo viga exterior a L/4 del apoyo.....	187
XXXI.	Empuje (E) y momento de volteo (MV) en el estribo.....	226
XXXII.	Momento estabilizante (ME) del estribo .....	227
XXXIII.	Momento estabilizante del estribo por empuje.....	233
XXXIV.	Resumen de presupuesto.....	237
XXXV.	Cronograma de ejecución física y financiera .....	251
XXXVI.	Impactos ambientales negativos generados durante la construcción .	253

XXXVII. Impactos ambientales negativos generados durante la operación..... 254



## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
$\emptyset$	Ángulo de fricción interna
<b>As</b>	Área de acero
<b>ASmax</b>	Área de acero máxima
<b>ASmin</b>	Área de acero mínima
<b>A</b>	Área de una superficie
<b>B</b>	Base de sección del elemento
<b>CBR</b>	<i>Californian Bearing Ratio</i> -Valor Soporte California
<b>Vs</b>	Capacidad soporte del suelo
<b>W</b>	Carga distribuida
<b>Cm</b>	Carga muerta
<b>Cu</b>	Carga última
<b>Cv</b>	Carga viva
<b>Q</b>	Caudal
<b>P</b>	Carga puntual
<b>cm</b>	Centímetro
<b>cm<sup>2</sup></b>	Centímetros cuadrados
<b>C</b>	Coeficiente de escorrentía
<b>n</b>	Coeficiente de rugosidad de Manning
<b>Cu</b>	Cohesión del suelo
<b>Vcm</b>	Cortante por carga muerta
<b>Vcv</b>	Cortante por carga viva
<b>Vu</b>	Cortante último
<b>p</b>	Cuantía de acero

<b><math>\rho_{bal}</math></b>	Cuantía de acero balanceada
<b><math>\rho_{max}</math></b>	Cuantía de acero máxima
<b><math>\rho_{min}</math></b>	Cuantía de acero mínima
<b>CM</b>	Cuerda máxima
<b><math>\Delta</math></b>	Diferencia algebraica de pendientes
<b>S</b>	Espaciamiento de estribos o eslabones en elementos
<b>EIA</b>	Evaluación de impacto ambiental
<b>E</b>	External
<b>Nq, Nc, Ny</b>	Factor de carga para fórmula modificada de Terzaghi
<b>Fs</b>	Factor de seguridad
<b>FL</b>	Fuerza longitudinal
<b>G</b>	Grado de curvatura
<b>°C</b>	Grados centígrados
<b>Ha</b>	Hectárea
<b>I.P</b>	Índice de plasticidad
<b>I</b>	Intensidad de lluvia
<b>kg</b>	Kilogramo
<b>kg-m</b>	Kilogramo metro
<b>kg/m</b>	Kilogramos por metro
<b>kg/m<sup>2</sup></b>	Kilogramos por metro cuadrado
<b>kg/m<sup>3</sup></b>	Kilogramos por metro cúbico
<b>km/h</b>	Kilómetros por hora
<b>psi</b>	Libras por pulgada cuadrada
<b>L.L</b>	Límite líquido
<b>L.P</b>	Límite plástico
<b>LC</b>	Longitud de curva
<b>LCV</b>	Longitud de curva vertical
<b>m</b>	Metro
<b>m<sup>2</sup></b>	Metros cuadrados

<b>m<sup>3</sup></b>	Metros cúbicos
<b>m<sup>3</sup>/seg</b>	Metros cúbicos por segundo
<b>msnm</b>	Metros sobre el nivel del mar
<b>mm</b>	Milímetro
<b>mm/h</b>	Milímetros por hora
<b>MR</b>	Módulo de ruptura del concreto
<b>M<sub>i</sub></b>	Momento de impacto
<b>M<sub>v</sub></b>	Momento de volteo
<b>M<sub>cm</sub></b>	Momento por carga muerta
<b>M<sub>cv</sub></b>	Momento por carga viva
<b>M<sub>u</sub></b>	Momento último
<b>OM</b>	Ordenada máxima
<b>M</b>	Ordenada media
<b>K</b>	Parámetro de curva vertical
<b>Pe</b>	Pendiente de entrada
<b>Ps</b>	Pendiente de salida
<b>S (%)</b>	Pendiente del terreno en porcentaje
<b>d</b>	Peralte efectivo del elemento
<b>W<sub>c</sub></b>	Peso del concreto
<b>γ<sub>s</sub></b>	Peso específico del suelo
<b>'</b>	Pies
<b>%</b>	Porcentaje
<b>I</b>	Porcentaje de impacto
<b>PC</b>	Principio de curva
<b>PCV</b>	Principio de curva vertical
<b>PT</b>	Principio de tangente
<b>PTV</b>	Principio de tangente vertical
<b>”</b>	Pulgadas
<b>PI</b>	Punto de intersección

<b>PIV</b>	Punto de intersección de subtangentes verticales
<b>R<sub>H</sub></b>	Radio hidráulico
<b>Rec</b>	Recubrimiento
<b>f'<sub>c</sub></b>	Resistencia nominal a la compresión del concreto
<b>f<sub>y</sub></b>	Resistencia nominal a la tensión del acero
<b>s</b>	Segundo
<b>St</b>	Subtangente
<b>Σ</b>	Sumatoria
<b>Ton/m<sup>3</sup></b>	Toneladas por metro cúbico
<b>TPD</b>	Tránsito promedio diario
<b>TPDC</b>	Tránsito promedio diario de camiones

## GLOSARIO

<b>AASHTO</b>	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> -Asociación Americana de Carreteras Estatales y Transportes Oficiales.
<b>Acero mínimo</b>	Cantidad de acero determinado por la sección y límite de fluencia del acero, necesario para evitar grietas por cambio de temperatura.
<b>ACI</b>	<i>American Concrete Institute</i> -Instituto Americano del Concreto.
<b>Altimetría</b>	Procedimiento utilizado para definir las diferencias de nivel existentes entre puntos distintos de un terreno o construcción.
<b>ASTM</b>	<i>American Society of Testing Materials</i> -Asociación Americana de Ensayos de Materiales.
<b>Azimut</b>	Ángulo horizontal referido a un norte magnético o arbitrario, su rango va desde 0° a 360°. El sentido del azimut se mide en el plano horizontal en el sentido de las agujas del reloj.

<b>Bombeo</b>	Pendiente dada a la corona, hacia uno y otro lado del eje o ya sea hacia el eje, para evitar la acumulación del agua sobre la superficie de rodamiento.
<b>Carga muerta</b>	Carga permanente debido al peso propio de la estructura.
<b>Carga última</b>	Suma de la carga viva y carga muerta, amplificadas ambas por un factor de seguridad.
<b>Carga viva</b>	Carga no permanente que actúa sobre la estructura.
<b>Carpeta de rodadura</b>	Es una capa compuesta por concreto hidráulico o asfalto, proporciona un área de rodamiento adecuada. Esta capa protege a las capas inferiores, además, resiste con un desgaste mínimo los esfuerzos producidos por el tránsito.
<b>Caudal</b>	Es el volumen o cantidad de agua que corre de modo natural o artificial en un tiempo determinado.
<b>Compactación</b>	Se le llama así al procedimiento de aplicar energía al suelo suelto para consolidarlo y eliminar espacios vacíos, aumentando así su densidad y en consecuencia, su capacidad de soportar cargas.
<b>Concreto</b>	Es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregado fino, agregado grueso y agua.

<b>Concreto armado</b>	Material de construcción obtenido de una mezcla de cemento, arena, grava y agua; como refuerzo se colocan varillas de acero corrugado.
<b>Concreto ciclópeo</b>	Material de construcción con aspecto de piedra, obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua; a diferencia del concreto armado, los áridos son más gruesos y no posee refuerzo de acero.
<b>Cota de cimentación</b>	Altura donde se construyen los cimiento referidos a un nivel determinado.
<b>Derecho de vía</b>	Superficie de terreno cuyas dimensiones están determinadas por la DGC, el derecho de vía es requerido para la construcción, conservación, reconstrucción, ampliación y protección en general.
<b>DGC</b>	Dirección General de Caminos.
<b>Empuje</b>	Fuerza que actúa sobre la estructura debido al suelo.
<b>Especificaciones</b>	Son normas generales y técnicas de construcción contenidas en un proyecto, disposiciones o cualquier otro documento, que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.

<b>Estribo</b>	Elemento principal de la subestructura, ubicados en los extremos del puente. Transmiten y soportan la carga del puente hacia el suelo. Pueden ser columnas o muro de contención.
<b>Estructura</b>	Ordenamiento de un conjunto de elementos encargados de resistir los efectos de las fuerzas de un cuerpo físico.
<b>Gabarito</b>	Sección transversal del trayecto vial en donde se indica el ancho de la calle, bordillos y espesores de las diferentes capas.
<b>INSIVUMEH</b>	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.
<b>Junta</b>	Es el espacio entre losas de concreto que sirven para absorber los movimientos diferenciales debido a la expansión y contracción del material constituyente de las losas.
<b>Losa</b>	Terraza de concreto que en un puente es quien recibe la carga viva y transmite sus efectos a las vigas.
<b>LRFD</b>	<i>Load and Resistance Factor Design</i> –Diseño por Factores de Carga y Resistencia.

<b>Momento</b>	Esfuerzo de rotación al que está sometido un cuerpo, resultado de la aplicación de una fuerza a una distancia $X$ desde su centro de masa o algún punto de apoyo.
<b>Pavimento</b>	Se le llama así a la estructura que se coloca sobre el suelo de fundación de una carretera o vía urbana, está destinada a soportar el tránsito de vehículos.
<b>PCA</b>	<i>Portland Cement Association</i> -Asociación del Cemento Portland.
<b>Perfil</b>	Delineación de la superficie de la tierra, según su latitud y altura, referidas a puntos de control.
<b>Período de diseño</b>	Tiempo durante el cual un sistema dará un servicio satisfactorio a la población, estableciendo su límite según las condiciones de diseño.
<b>Planimetría</b>	Es la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario que toma un punto de referencia para su orientación arbitrario o preferiblemente el norte magnético. No se toman en cuenta los cambios de elevación del terreno.
<b>Puente</b>	Estructura que permite librar obstáculos.
<b>Sobrecarga</b>	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.

<b>Subbase</b>	Es la capa de la estructura del pavimento, destinada principalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas de tránsito, de tal manera que el suelo de la sub-rasante las pueda soportar, absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar la base.
<b>Subrasante</b>	Es la que define las variaciones finales de la superficie de la carretera, las pendientes, bombeo, curvas verticales. Sobre ella se asienta el pavimento.
<b>Subestructura</b>	Conjunto de elementos que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
<b>Suelo</b>	Delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración o alteración física y química de rocas y de residuos de las actividades de los seres que sobre ella se asientan.
<b>Superestructura</b>	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.
<b>Topografía</b>	Estudio que sirve para determinar posiciones relativas a puntos situados sobre la superficie terrestre y debajo de la misma.
<b>Valor soporte</b>	Capacidad de carga del suelo. En unidades de fuerza por unidad de área.

## RESUMEN

En Guatemala existe en cada uno de sus municipios la necesidad de realizar proyectos de beneficio para las comunidades, los cuales permiten el desarrollo de las mismas y por consiguiente del país. El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), tiene como objetivo principal brindar servicios técnicos y profesionales para el diseño y planificación de dichos proyectos, todo esto utilizando los conocimientos adquiridos durante la formación académica universitaria. El estudio aquí presentado fue realizado en la comunidad San Isidro en el municipio de Mazatenango, del departamento de Suchitepéquez.

La primera parte de este informe presenta el diagnóstico sobre las necesidades de la comunidad, una investigación sobre la historia de la comunidad y los aspectos socioeconómicos de la misma; la información ha sido proporcionada por miembros de la comunidad quienes indicaron la necesidad de la pavimentación de la calle principal y la construcción de un puente vehicular en la misma vía.

En el segundo capítulo se muestra como primer proyecto la pavimentación de la calle principal en la comunidad San Isidro. Para este proyecto ha sido necesaria la realización de estudios topográficos, estudios de suelos y estudios hidrológicos; todo ello con el fin de obtener información que permita establecer datos específicos de la pavimentación, tales como: longitud del tramo, ubicación de la línea central, ancho de vía, espesor de las capas inferiores, espesor de la carpeta de rodadura, ubicación de drenajes, entre otros.

El tercer capítulo describe el segundo proyecto, el diseño y planificación de un puente vehicular de una vía sobre el río Nimá, al igual que la pavimentación este se ubica en la calle principal de la comunidad San Isidro. Para este proyecto son necesarios estudios topográficos, de suelos e hidrológicos; utilizando los resultados de los estudios, las dimensiones de los distintos elementos que componen la superestructura y subestructura del puente se obtienen por medio de lo establecido en normas, especificaciones y códigos de construcción.

Con la ejecución de ambos proyectos se estima que de forma directa se beneficiarían aproximadamente 120 familias que viven en el sector, dado que no existe otra vía de comunicación hacia la ubicación de los proyectos.

## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar un puente vehicular y la pavimentación de la calle principal en la comunidad San Isidro, Mazatenango, Suchitepéquez.

### **Específicos**

1. Desarrollar una investigación monográfica y diagnosticar las necesidades de servicios de los que carecen ciertas comunidades del municipio de Mazatenango.
2. Diseñar un puente vehicular de acuerdo a normas AGIES, AASHTO, código de construcción ACI 318-11 y especificaciones de la Dirección General de Caminos.
3. Diseñar la pavimentación de un camino de acuerdo a normas AASHTO y especificaciones de la Dirección General de Caminos.
4. Elaborar planos, presupuesto, cronograma de ejecución, cronograma financiero y evaluación de impacto ambiental.
5. Elaborar un manual de operación y mantenimiento, y capacitar al personal de la Dirección Municipal de Planificación.



## INTRODUCCIÓN

La investigación y diagnóstico de la problemática existente en cuanto a infraestructura vial en el municipio de Mazatenango, departamento de Suchitepéquez ha dado como resultado la propuesta y desarrollo de la planificación de dos proyectos ubicados en la comunidad San Isidro.

El diseño y planificación es un trabajo desarrollado durante el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) en coordinación con la Dirección Municipal de Planificación de la municipalidad de Mazatenango, departamento de Suchitepéquez.

Como resultado de la investigación se establece como primer proyecto la pavimentación de la calle principal en la comunidad San Isidro, esto debido a que carece de una infraestructura vial que permita una mayor facilidad de conducción y transporte dentro de sus calles, así como la comunicación con otras comunidades y vías principales con las que tiene conexión directa. Todo esto buscando una mejor comunicación como beneficio para los habitantes.

El segundo proyecto es el diseño y planificación de un puente vehicular sobre el río Nimá, al igual que la pavimentación este se ubica en la calle principal de la comunidad San Isidro. Un puente vehicular siempre garantiza ser una vía de comunicación eficiente y ayuda a los habitantes a tener un paso seguro y rápido para trasladarse de un sitio a otro.

El proyecto de pavimentación tiene una longitud de 964,21 m y 4,00 m de ancho de calzada, y cumple con parámetros establecidos por la Dirección General de Caminos. El puente vehicular posee una luz de 15,00 m y 4,00 m de ancho de rodadura y está diseñado para soportar una carga de un camión H 15-44, con una superestructura de concreto armado y subestructura de concreto ciclópeo. El diseño cumple con normas AASHTO, ACI 318-11 y AGIES.

Con estos proyectos se pretende beneficiar aproximadamente a 120 familias, dándoles una mejor calidad de vida, facilidad de traslado y una mejor comunicación. El desarrollo de la comunidad puede beneficiarse con un diseño profesional que garantice la funcionalidad y mejoramiento de la infraestructura actual.

# 1. MONOGRAFÍA DE LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ

## 1.1. Generalidades

“La Finca San Isidro que se ubica en el municipio de Mazatenango, Suchitepéquez es una de las propiedades más antiguas conocidas en el municipio, en la actualidad su mayor producción se basa en la recolección de la savia del palo de hule. La finca pertenece a la familia Boppel. En el año de 1980 el señor Enrique Boppel decidió dar una fracción del territorio de la finca como liquidación a 160 mozos que trabajaban en la finca, la asignación de los terrenos se hizo con base al tiempo laborado de cada uno de ellos, el área de los terrenos entregados comprendía entre 1 y 6 cuerdas. Con ello y en honor al nombre de la finca se decidió nombrar a la comunidad como la finca: San Isidro.”<sup>1</sup>

### 1.1.1. Límites y localización

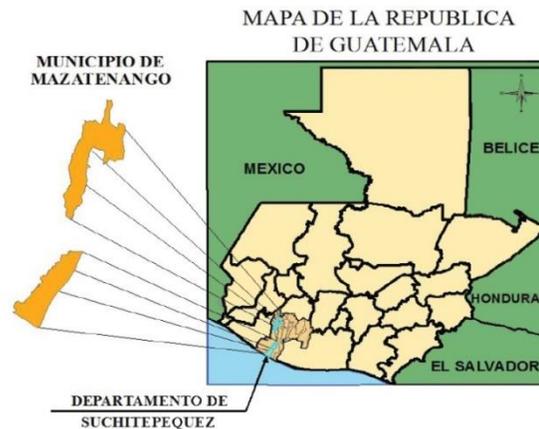
La cabecera departamental de Suchitepéquez, Mazatenango, se encuentra situada en la parte Noroeste del departamento, en la Región VI o Región suroccidental. En la parte noreste del municipio se encuentra la comunidad San Isidro. La comunidad se localiza en la latitud 14°33'03" norte y en la longitud 91°28'04" oeste. Limita al norte con el cantón Chiguaxté, Samayac, Suchitepéquez; al este con el cantón Chiguaxté, Samayac, Suchitepéquez y San Bernardino, Suchitepéquez; al sur y al oeste con la Finca San Isidro, Mazatenango, Suchitepéquez.

La comunidad cuenta con una extensión territorial de 27,5 hectáreas y se encuentra a una altura de 450 msnm.

---

<sup>1</sup> COCODE. *Comunidad San Isidro*. <http://www.munimazate.gob.gt/wp-content/uploads/2017/11/Listado-de-COCODES-2017.pdf>.

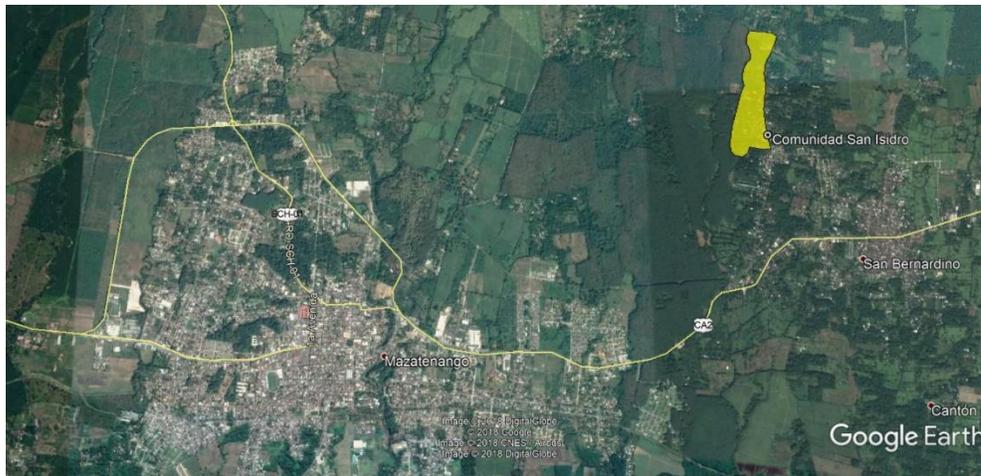
Figura 1. **Ubicación geográfica Mazatenango, Suchitepéquez**



Fuente: SINIT-SEGEPLAN. *Delegación Suchitepéquez 2010.*

<https://www.segeplan.gob.gt/nportal/index.php/directorio-de-delegaciones/delegacion-departamental-de-suchitepequez>. Consulta: 4 de diciembre de 2017.

Figura 2. **Localización de la comunidad San Isidro y el casco urbano del municipio de Mazatenango, Suchitepéquez**



Fuente: Google Earth Pro. *Imagen satelital.*

<http://www.google.es/earth/download/gep/agree.html>. Consulta: 4 de diciembre de 2017.

### **1.1.2. Accesos y comunicaciones**

Para llegar a la comunidad San Isidro existe únicamente un acceso por medio de la carretera departamental RD-SCH-3, la cual comunica a la carretera Centroamericana CA-2 Occidente con el municipio de Samayac, Suchitepéquez. Existe otro acceso por medio de un camino privado que se encuentra dentro de la Finca San Isidro, éste comunica con la carretera departamental RD-SCH-2, pero debido a su condición de camino privado su uso es exclusivo de la finca y vehículos con permisos especiales.

### **1.1.3. Topografía e hidrografía**

Se presenta un relieve del terreno de forma irregular, aproximadamente un 75 % del mismo es plano y el restante 25 % es semi-inclinado, con pendientes entre un 5 % y 20 % de inclinación. La comunidad es atravesada por el río Nimá, este posee un caudal regular y constante durante el verano y presenta en época lluviosa crecidas de hasta 2,50 m de altura debido a que en ambas orillas del río existen peñascos, además de que al estar ubicado en la costa tiende a ser un río de crecidas rápidas.

### **1.1.4. Aspectos climáticos**

La temperatura media anual es de 35 °C, con una mínima de 17 °C y una máxima de 39 °C; los vientos predominan del Noroeste con una velocidad media de 34 km/h en el mes de enero, una velocidad mínima de 23 km/h en el mes de octubre, se caracteriza por ser viento húmedo; la humedad relativa media anual predominante es del 72 %; el mes más húmedo es septiembre, con una humedad relativa del 80 %.

Se presenta una precipitación media anual de 850 a 1000 mm, con un promedio registrado en los últimos años en la estación del INSIVUMEH ubicado en la finca Chitalón, de 903,23 msnm, en los meses de mayor precipitación de mayo a octubre.

#### **1.1.5. Actividades económicas**

La población de la comunidad San Isidro no posee una actividad económica mayor en la que participen la mayoría de sus habitantes. Aunque se debe de mencionar que dentro de la misma existen pequeños negocios para proveerse de los alimentos básicos.

Dentro de la comunidad existen además, algunos talleres mecánicos y de soldadura, y ventas de granos. Algunos de los pobladores trabajan aún en la finca, los demás poseen empleos principalmente en la cabecera municipal.

#### **1.1.6. Servicios con los que cuenta**

En el tema de transporte no existe una ruta exclusiva hacia la comunidad debido a que frente a la comunidad se conducen los autobuses que comunican a los municipios de Mazatenango y Samayac.

La distribución del agua tiene una cobertura aproximada del 90 %, la calidad del agua se cataloga como buena, aunque no es clorada. La cobertura de drenajes es del 95 % según datos de la municipalidad, estos se conducen hacia fosas sépticas.

Respecto a educación únicamente se cuenta con una escuela de educación primaria que funciona en la jornada matutina. Dentro de la comunidad también se pueden encontrar iglesias de religión evangélica. En cuanto a salud no se cuenta con ningún centro o puesto de salud. El servicio de electrificación se encuentra en toda la comunidad.

### **1.1.7. Población**

Dentro de la comunidad la mayoría de habitantes son de la etnia maya quiché, y en menor cantidad ladinos. Por lo general las familias son de bajos recursos que aunque poseen limitaciones no viven en pobreza extrema. A pesar de ello las viviendas en su mayoría son construcciones de mampostería (block) y concreto armado.

## **1.2. Principales necesidades de la comunidad**

### **1.2.1. Diagnóstico de vías de acceso**

En el municipio de Mazatenango en la comunidad San Isidro, el acceso por la calle principal en la actualidad presenta dificultad para quienes acceden a sus viviendas por medio de ella. Un camino de terracería y pedregoso con algunas pendientes pronunciadas son los causantes de la ausencia del paso vehicular por dicha calle, lo que provoca que todo lo que se desea transportar (vivieres, materiales de construcción, entre otros) o que desee acceder (ambulancias, taxis, automóviles, camiones pequeños, entre otros) hacia cualquiera de las viviendas que ahí se encuentran tiene que hacerse a pie y con sumo cuidado.

Para eliminar el problema que afronta la comunidad San Isidro se debe de realizar una infraestructura vial adecuada, en este caso pavimentación. La calle principal a pavimentar en la comunidad San Isidro se encuentra en la actualidad intransitable para vehículos, y en malas condiciones de comodidad a los pobladores de la región, sin embargo en épocas de lluvia este tramo es menos transitable por la falta de un puente vehicular, el rio presenta grandes crecidas del agua que cubren al puente peatonal existente, disminuyendo de esta manera la libre transitabilidad de los pobladores de la comunidad.

Dadas las condiciones de la comunidad San Isidro, se da la necesidad de realizar el diseño de un puente vehicular de concreto armado de viga y losa, con sus respectivos barandales para la protección vehicular y peatonal. En este proyecto se pretende aplicar criterios que garanticen una vía de transporte y un paso adecuados para satisfacer a la comunidad San Isidro beneficiando aproximadamente a 120 familias, teniendo como resultado un mejoramiento en la calidad de vida deseada.

Con todo lo anterior expuesto queda claro que estos proyectos beneficiarían enormemente a los pobladores de la comunidad San Isidro del municipio de Mazatenango, por lo que su realización se considera de gran importancia.

## **2. DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO DE LA CALLE PRINCIPAL DE LA COMUNIDAD SAN ISIDRO**

### **2.1. Descripción del proyecto a desarrollar**

El proyecto consiste en el diseño de la pavimentación rígida para la calle principal de la comunidad San Isidro del municipio de Mazatenango, situada a unos cinco kilómetros del centro de la ciudad.

El diseño de las curvas horizontales, curvas verticales, la carpeta de rodadura y sus capas interiores, y los drenajes se hará conforme a los parámetros establecidos por la Dirección General de Caminos y especificaciones recomendadas por la AASHTO. Todo esto bajo resultados obtenidos de los estudios preliminares realizados; específicamente tránsito promedio diario, topografía y estudios de suelos.

### **2.2. Especificación de diseño**

La Dirección General de Caminos indica las especificaciones y parámetros de diseño para diferentes tipos de carreteras. Para la realización de este proyecto se tienen los siguientes datos: el tránsito promedio diario (TPD), es de 56 vehículos por día, el ancho de calzada es de 4,00 m, es una carretera rural que debido a su topografía se clasifica como ondulada.

Con los datos descritos anteriormente se ha determinado que la pavimentación se aproximará a las especificaciones de una carretera tipo F según la Dirección General de Caminos.

Los parámetros que caracterizan a una carretera tipo F son los siguientes:

- Tráfico promedio diario de 10 a 100 vehículos
- Velocidad de diseño de 20 km/h, para un terreno ondulado
- Ancho de calzada de 5,50 m, aunque el diseño será de 4,00 m sin posibilidad de ampliación debido a que ya existen viviendas construidas que no permiten la ampliación al ancho requerido por la DGC.
- La pendiente máxima para una velocidad de diseño de 30 km/h es del 12 %. Se recomienda que su uso sea únicamente en tramos cortos.
- Las curvas verticales deben tener 30,00 m como mínimo, aunque se recomienda usar 35,00 m.
- El bombeo apropiado es aquel que permite un drenaje suficiente de la corona con la mínima pendiente; para ello es necesaria una pendiente transversal del 2 % como mínimo hacia el centro de la calle.

El proyecto consiste en la pavimentación de 964,21 metros lineales de camino vecinal, este tiene un ancho promedio de 4,00 metros. Además se colocarán los drenajes adecuados y obras de arte necesarias para la conservación del tramo a pavimentar.

El pavimento rígido tendrá un espesor de 18 centímetros y se colocará sobre una sub-base de material selecto, y tendrá un espesor de 15 centímetros.

Se utilizará tubería PVC de 12" de diámetro para conducir el agua recolectada por los drenajes (ver plano de detalles). Debido al ancho de la calle y a que ya existen viviendas construidas en el lugar, se ha optado por no incluir banquetas ni bordillos debido a que esto reduciría aún más el espacio disponible del ancho de calzada.

### 2.3. Definición de pavimentos

Se llama pavimento al conjunto de capas de material seleccionado que reciben en forma directa las cargas del tránsito y las transmiten a los estratos inferiores en forma disipada, proporcionando una superficie de rodamiento, que debe funcionar eficientemente. Las condiciones necesarias para un adecuado funcionamiento son las siguientes: anchura, trazo horizontal y vertical, resistencia adecuada a las cargas para evitar las fallas y los agrietamientos, además de una adherencia adecuada entre el vehículo y el pavimento aún en condiciones húmedas. Se coloca sobre la sub-rasante.

Deberá presentar una resistencia adecuada a los esfuerzos destructivos del tránsito, de la intemperie y del agua. Debe tener una adecuada visibilidad y contar con un paisaje agradable para no provocar fatigas.

Puesto que los esfuerzos en un pavimento decrecen con la profundidad, se deberán colocar los materiales de mayor capacidad de carga en las capas superiores, siendo de menor calidad los que se colocan en las terracerías además de que son los materiales que más comúnmente se encuentran en la naturaleza, y por consecuencia resultan los más económicos.

“La división en capas que se hace en un pavimento obedece a un factor económico, ya que al determinarse el espesor de una capa el objetivo es darle el grosor mínimo que reduzca los esfuerzos sobre la capa inmediata inferior. La resistencia de las diferentes capas no solo dependerá del material que la construye.

También resulta de gran influencia el procedimiento constructivo; siendo dos factores importantes la compactación y la humedad, ya que cuando un material no se acomoda adecuadamente, éste se consolida por efecto de las cargas y es cuando se producen deformaciones permanentes.”<sup>2</sup>

---

<sup>2</sup> BARRIOS BOLAÑOS, Walter Raúl. *Guía teórica y práctica del curso de pavimentos y mantenimiento de carreteras*. p. 2.

## **2.4. Topografía**

La información topográfica necesaria para el diseño de una carretera consiste en tomar en campo los ángulos y distancias horizontales que definen la ruta preliminar, haciendo uso del teodolito y el equipo que le complementa, como el estadal, la plomada de centro, cinta métrica, trípode, entre otros.

La planimetría y altimetría son bases fundamentales para todo tipo de proyecto vial, en su aplicación determinamos la libreta de campo y planos para obtener las condiciones necesarias del lugar de ejecución del proyecto.

Para el proyecto de pavimentación de la calle principal de la Comunidad San Isidro, del municipio de Mazatenango del departamento de Suchitepéquez; en la medición de la planimetría de dicho proyecto se utilizó el método de conservación de Azimut en una poligonal abierta, y el método de radiaciones.

El proceso de medición de planimetría realizado en campo es el siguiente: Se inicia tomando como Azimut inicial de referencia el Norte franco; al tener este dato se procede a medir los primeros puntos por medio de radiaciones, los puntos observados son aproximadamente a cada 20,00 m sobre la línea central del camino y en las orillas del camino; en los cambios de estaciones se utiliza el método de vuelta de campana para conservación de azimut; en cada estación se repite el proceso de medición de radiaciones hasta completar el tramo de camino del proyecto.

También se utiliza la planimetría con la finalidad de definir las curvas de nivel, las cuales son la representación gráfica de los niveles de la carretera.

### **2.4.1. Planimetría**

Abarca todos los trabajos ejecutados para obtener la representación gráfica de un terreno, proyectado sobre un plano horizontal; por ello la planimetría está en dos dimensiones.

### **2.4.2. Altimetría**

Es la medición de la altura de una superficie de la tierra, con el fin de representarla gráficamente para que juntamente con la planimetría se defina la superficie en estudio, se representa en tres dimensiones.

## **2.5. Ensayos de suelos**

En todo proyecto de pavimentación a realizar se debe tener conocimiento de las características del suelo. El diseño del pavimento se basa en los resultados de los ensayos de laboratorio efectuados con el material del suelo del lugar del proyecto.

**Figura 3. Excavación para toma de muestra de suelos**



Fuente: elaboración propia.

### **2.5.1. Ensayo de granulometría**

La granulometría es la propiedad que tienen los suelos naturales para demostrar diferentes tamaños en su composición. Este ensayo consiste en clasificar las partículas del suelo por tamaños, representándolos luego en forma gráfica. El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compactado. El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en porcentaje de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo.

Para el conocimiento de la composición granulométrica de un determinado suelo existen diferentes procedimientos. Para clasificar por tamaños las partículas gruesas el procedimiento más expedito es el del tamizado. Sin embargo al aumentar la finura de los granos, el tamizado se hace cada vez más difícil, teniendo entonces que recurrir a procedimientos por sedimentación.

Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada curva granulométrica del material. Todo el análisis granulométrico deberá ser hecho por vía húmeda, según lo descrito en AASHTO T-27.

Según los resultados obtenidos en el laboratorio, el suelo posee un 5,76 % de grava, 17,66 % de arena y 76,58 % de finos. El suelo se clasifica como limo con presencia de arena fina color café.

## **2.5.2. Límites de Atterberg**

Sirven para determinar las propiedades plásticas de suelos arcillosos o limosos. Los límites de Atterberg de los suelos están representados por su contenido de humedad y se conocen como: límite líquido y límite plástico.

Un suelo con un alto contenido de humedad posee una consistencia semilíquida. Al perder agua por evaporación va aumentando su resistencia hasta alcanzar una consistencia plástica. Al continuar el secado llega a adquirir un estado semisólido y se agrieta o desmorona al ser deformado. Al intervalo de contenido de humedad, en el cual un suelo posee consistencia plástica, se le denomina intervalo plástico.

### **2.5.2.1. Límite líquido**

Es el estado del suelo cuando se comporta como una pasta fluida. Se define como el contenido de agua necesario para que, a un determinado número de golpes (25 golpes), se cierre a lo largo de una ranura formada en un suelo moldeado, cuya consistencia es la de una pasta dentro de la copa. Para ello se utiliza el aparato propuesto por Arthur Casagrande, llamado la copa de Casagrande.

El límite líquido es una medida de la resistencia al corte del suelo a un determinado contenido de humedad. El procedimiento analítico para la determinación de este límite se basa en la norma AASHTO T-89, teniendo como obligación hacerlo sobre una muestra preparada en húmedo.

Según los resultados obtenidos en el laboratorio, el suelo tiene un límite líquido de 44,04 %.

### **2.5.2.2. Límite plástico**

Es el estado límite del suelo ya un poco endurecido, pero sin llegar a ser semisólido. El límite plástico es el contenido de humedad por encima del cual el suelo se comporta como un material plástico.

A este nivel de contenido de humedad el suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento al dar como resultado un suelo plástico, que es capaz de moldearse con facilidad y aun así mantener su forma sin asentarse o desmoronarse.

### **2.5.2.3. Índice plástico**

El índice plástico es el más importante y el más usado. Es simplemente la diferencia numérica entre el límite plástico y el límite líquido. Indica el margen de humedades dentro de las cuales se encuentra en estado plástico, tal como lo definen los ensayos.

El límite líquido y el límite plástico dependen de la calidad y del tipo de arcilla, sin embargo, el índice plástico depende de la cantidad de arcilla en el suelo.

Cuando un suelo tiene un índice plástico igual a cero el suelo es no plástico; cuando el índice plástico es menor de 7, el suelo es de baja plasticidad; cuando el índice plástico está comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico; y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor de 17 se dice que es altamente plástico. Esto está basado en lo establecido en la norma AASHTO T-90.

Según los resultados obtenidos en el laboratorio, el suelo posee un índice plástico de 11,77 %, el suelo se clasifica como un suelo medianamente plástico.

### **2.5.3. Ensayo de compactación o proctor modificado**

Se entiende por compactación de los suelos al mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos. La compactación de los suelos busca generar el aumento de resistencia y la disminución de capacidad de deformación que se obtiene al someter al suelo a técnicas convenientes que aumenten su peso específico seco disminuyendo sus vacíos.

Para determinar la densidad máxima, se hace por el método proctor. Éste método consiste en la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo que ha sido compactado por un procedimiento definido para diferentes contenidos de humedad y tiene dos formas de ensayo: proctor estándar y proctor modificado.

El ensayo de proctor sirve para calcular la humedad óptima de compactación, con la cual el suelo puede alcanzar su máxima compactación al acomodarse de mejor manera las partículas del suelo. En Guatemala para carreteras se utiliza generalmente el ensayo de proctor modificado, según norma AASHTO T-180.

Los resultados indican que el suelo estudiado tiene una densidad seca máxima de 1368,11 kg/m<sup>3</sup> y una humedad óptima de 33,0 %.

### **2.5.4. Ensayo de valor soporte (C.B.R.)**

El ensayo del C.B.R. es un índice de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante en condiciones determinadas de compactación y humedad, y se

expresa como un porcentaje del esfuerzo necesario para introducir un pistón de sección circular en una muestra de suelo, en relación con el esfuerzo requerido para que el mismo pistón penetre a la misma profundidad de una muestra base de piedra triturada con un C.B.R. igual al 100 %.

En el ensayo se busca obtener el esfuerzo necesario para penetrar la muestra a 0.1” y 0.2”; profundidades en las cuales la muestra base requiere un esfuerzo de 1000 psi y el otro de 1500 psi respectivamente. Los esfuerzos obtenidos se dividen dentro de los esfuerzos base para obtener el resultado del C.B.R., de estos valores se usa el mayor, generalmente de 0.1” de penetración.

Tabla I. **Clasificación de uso de los suelos respecto al C.B.R.**

<b>C.B.R. (%)</b>	<b>Clasificación</b>
0 - 5	Sub-rasante muy mala
5 - 10	Sub-rasante mala
10 - 20	Sub-rasante regular a buena
20 - 30	Sub-rasante muy buena*
30 - 50	Sub-base buena*
50 - 80	Base buena*
80 - 100	Base muy buena*

\*Parámetro requerido por la Dirección General de Caminos.

Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. p.113.

Los resultados obtenidos en el laboratorio indican que el suelo ensayado posee un C.B.R. crítico del 13,75 % con una compactación del 95,00 %.

### **2.5.5. Análisis de resultados**

Los resultados obtenidos de los ensayos realizados en laboratorio y las gráficas elaboradas con dichos resultados pueden observarse en anexos. Estos

resultados son necesarios para diseñar el espesor de las diferentes capas que conforman el pavimento rígido.

Basándose en los resultados obtenidos en laboratorio se determina que el suelo estudiado posee las siguientes características:

- Clasificación P.R.A.: A-7-5
- Clasificación S.C.U.: ML
- Descripción del suelo: Limo con presencia de arena fina color café
- Límite líquido: 44,04 %
- Índice plástico: 11,77 %
- Densidad seca máxima: 1368,11 kg/m<sup>3</sup> ó 85,40 lb/pe<sup>3</sup>
- Humedad óptima: 33,00 %
- C.B.R. crítico: 13,75 % al 95,00 % de compactación

## **2.6. Tránsito promedio diario**

Para determinar el espesor de las diferentes capas que comprenden a un pavimento es necesario conocer, entre otras cosas, el tránsito promedio diario que pasará por éste. El tránsito promedio diario es el principal factor en el diseño del pavimento, por lo que es necesario conocer los siguientes datos:

- TPD: tránsito promedio diario en ambas direcciones de todos los vehículos.
- TPDC: tránsito promedio diario de camiones en ambas direcciones, carga por eje de camiones.

El TPDC puede ser expresado como un porcentaje del TPD o como otro valor. El dato del TPD se obtiene de contadores especiales de tránsito o por

cualquier otro método de conteo. El TPDC solo incluye camiones de seis llantas y unidades simples o combinaciones de tres ejes o más.

El período de diseño para una carretera varía dependiendo, generalmente, de aspectos económicos. Un período de diseño muy largo podría incrementar los costos a tal punto que sea prácticamente imposible la ejecución del proyecto o que sea más conveniente la elaboración de dos proyectos durante el mismo período de tiempo. En este proyecto de infraestructura vial se ha optado por un período de diseño de 20 años, dato con el que se diseñará el pavimento.

## **2.7. Diseño geométrico de una carretera**

Consiste en situar trazado de una carretera o calle en el terreno. Este se apoya en el uso de elementos geométricos para el trazado. Cuanto mayor sean las dimensiones de la vía, más tráfico podrá soportar y más exigentes serán los parámetros del trazo, es decir, será necesario realizar radios mayores de curva, curvas verticales más extendidas o peraltes más inclinados. El dato más importante es la velocidad de diseño, que es a la máxima velocidad para circular con comodidad y seguridad.

La geometría de una carretera queda determinada en las tres direcciones del espacio y queda fijada mediante tres planos:

- La planta, donde se fijan las alineaciones horizontales
- El perfil longitudinal, donde se fijan las alineaciones verticales
- El perfil transversal, donde se fijan los peraltes, el bombeo y la inclinación transversal de la rasante.

## **2.7.1. Alineamiento horizontal**

Al arco de circunferencia del alineamiento horizontal que une dos tangentes se le llama curva circular horizontal. Al calcular los puntos de intersección, las distancias y los Azimut se procede al cálculo de las partes de la curva que servirán para el trazo de la carretera. Una vez escogida la curva, se calculan sus elementos.

### **2.7.1.1. Elementos de curvas horizontales**

Una curva horizontal está compuesta por distintos elementos, los cuales ayudan a generar una curva en la que de preferencia los conductores no se sientan forzados a disminuir la velocidad de sus vehículos. Sin embargo, esto no siempre es factible, a causa de que la alineación debe de combinarse en forma armoniosa con la topografía existente. Los elementos que componen a una curva horizontal son los siguientes:

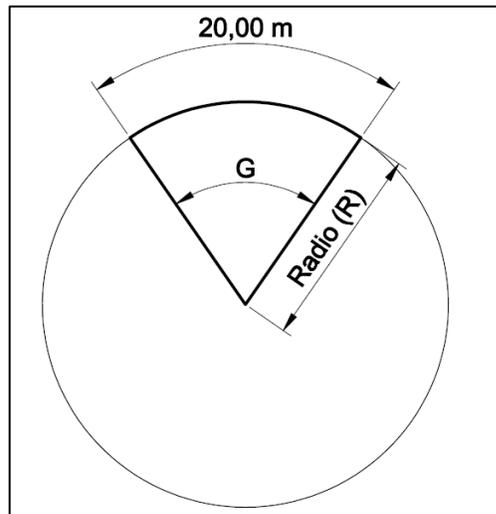
- Principio de curva (PC): es el punto de inicio de una curva después de la recta tangente de entrada hacia la curva.
- Principio de tangente (PT): es el punto de inicio de la recta tangente de salida, también en este punto se encuentra el final de la curva.
- Punto de intersección (PI): es el punto en donde se une la recta tangente de entrada con la recta tangente de salida. Este punto se encuentra fuera de la curva, pero conocer su ubicación es necesario para el cálculo de otros elementos de la curva.

- Tangente (tg): es una línea recta con un Azimut o rumbo definido, existen dos tipos: entrada y salida. La unión de estas por medio de un arco es el objetivo principal del cálculo de una curva horizontal.
- Centro (C): este indica el centro del segmento circular de la curva. Es el punto de intersección de los radios (R). Al igual que el punto de intersección es un punto fuera de la curva pero conocer su ubicación es necesario para el cálculo de otros elementos de la curva.
- Deflexión angular ( $\Delta$ ): cada recta tangente tiene un azimut, entre dos azimuts existe un delta o diferencia angular. Para calcularlo se resta el azimut de la recta tangente de salida menos el azimut de la recta tangente de entrada. La importancia de la deflexión angular se debe a que se utiliza para el cálculo algunos de los elementos de la curva, esto con el apoyo de las funciones trigonométricas básicas.

$$\Delta = \text{Azimut de entrada} - \text{Azimut de salida}$$

- Grado de curvatura (G): se define como el ángulo del subtiende a un arco de 20,00 metros de longitud. A partir de esta definición se obtienen las fórmulas de los elementos de una curva, como se observa en la figura 4.

Figura 4. **Círculo para cálculo de grado de curvatura**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Radio (R): es el radio del segmento de círculo que conforma la curva. Se ubica entre el principio de curva y el centro; y el principio de tangente y el centro. Puede definirse con una relación de ángulos entre el grado de curvatura y un círculo cerrado.

$$\frac{20}{G} = \frac{2\pi R}{360} \rightarrow R = \frac{20 * 360}{2\pi G} \rightarrow R = \frac{1145.9156}{G}$$

- Longitud de curva (LC): es la longitud del arco comprendida entre el principio de curva y el principio de tangente.

$$\frac{LC}{\Delta} = \frac{20}{G} \rightarrow LC = \frac{20 * \Delta}{G}$$

$$\frac{LC}{\Delta} = \frac{2\pi R}{360} \rightarrow LC = \frac{\pi * R * \Delta}{180}$$

- Subtangente (St): es la distancia entre el principio de curva y el punto de intersección. Debido a que la curva es simétrica, la distancia entre el punto de intersección y el principio de tangente es igual.

$$\tan \frac{\Delta}{2} = \frac{St}{R} \rightarrow St = R * \tan \frac{\Delta}{2}$$

- Cuerda máxima (CM): una cuerda es una línea que interseca a un círculo, dando como resultado un segmento de círculo o arco. En una curva la cuerda máxima se define como la distancia que existe entre el principio de curva y el principio de tangente.

$$\sin \frac{\Delta}{2} = \frac{CM/2}{R} \rightarrow CM = 2 * R * \sin \frac{\Delta}{2}$$

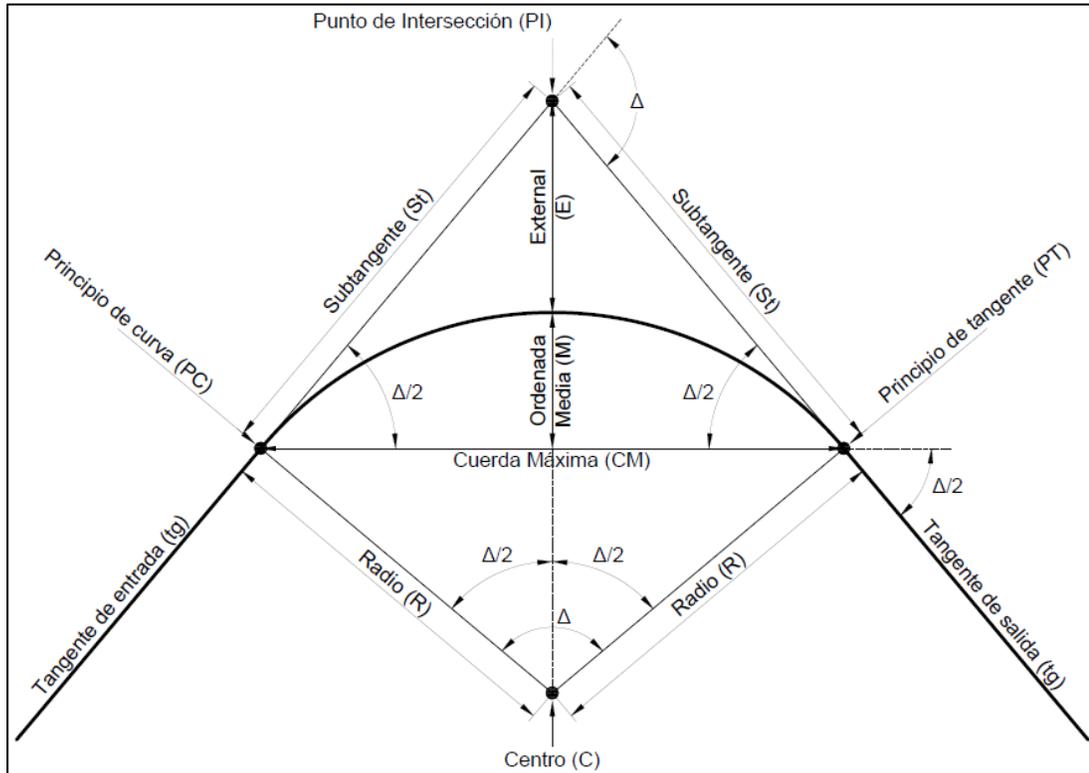
- External (E): es la distancia desde el punto de intersección al punto medio de la curva.

$$\cos \frac{\Delta}{2} = \frac{R}{R + E} \rightarrow E = \frac{R}{\cos \frac{\Delta}{2}} - R$$

- Ordenada media (M): es la distancia entre el punto medio de la curva y el punto medio de la cuerda máxima.

$$\cos \frac{\Delta}{2} = \frac{R - M}{R} \rightarrow M = R - R * \cos \frac{\Delta}{2}$$

Figura 5. Elementos de curva horizontal



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 2.7.1.2. Curva de transición

“En un trazado donde solo se emplean rectas y círculos, la curvatura pasa bruscamente desde cero en la tangente hasta el valor finito y constante en la curva. Esta discontinuidad de curvatura en el punto de unión de los alineamientos rectos con las curvas circulares no puede aceptarse en un trazado racional, pues además de ser incómoda para el conductor puede ser causa de accidentes debido a la fuerza centrífuga. También se le conoce como longitud de espiral.

Por otra parte, para alcanzar en la curva circular la inclinación transversal de la vía en las curvas (peralte), requerido a todo lo largo de ella, debe pasarse de la inclinación transversal hacia ambos lados del eje de la vía en la parte recta (bombeo) hacia la inclinación definida por el peralte.

De estas consideraciones surge la necesidad de emplear un alineamiento de transición entre los alineamientos rectos y curvos de una carretera, a través del

cual la curvatura pase gradualmente desde cero hasta el valor finito de la curvatura circular, a la vez que la inclinación transversal de la calzada pase también paulatinamente desde el bombeo al peralte. En las carreteras modernas, la transición de un elemento de tanta importancia como el círculo y la recta.

Su uso se hace obligatorio por la necesidad de adaptar el trazado a la configuración del terreno debido al comportamiento usual que la mayoría de los conductores induce a su empleo. Diversos procedimientos se han utilizado para efectuar la transición de la curvatura entre los alineamientos rectos y circulares.

Es así que el enlace de dos alineamientos rectos se puede realizar mediante el uso del arco de círculo de radio precedido y seguido por una curva de transición de radio variable, o utilizando las curvas de transición sin arco de círculos intermedios. Cualquiera que sea el procedimiento que se seleccione para realizar la transición de una carretera, esta debe satisfacer los requerimientos exigidos por la dinámica del movimiento, la maniobrabilidad del vehículo, el confort del conductor y la geometría del trazado.”<sup>3</sup>

Los mínimos valores de longitud de espiral son los correspondientes a las distancias recorridas en dos segundos a la velocidad de diseño.

Dentro de la curva se ubica al inicio y al final de la misma. Cada curva de transición tiene un punto de inicio y uno de finalización, la ubicación de estos puntos depende del estacionamiento del principio de curva y el principio de tangente, siendo estos el punto medio de la curva de transición.

$$ELS_1 = PC - \frac{Ls}{2} \qquad TLS_1 = PC + \frac{Ls}{2}$$

$$ELS_2 = PT + \frac{Ls}{2} \qquad ELS_2 = PT - \frac{Ls}{2}$$

- ELS = empieza longitud de espiral
- TLS = termina longitud de espiral
- PC = principio de curva
- PT = principio de tangente

<sup>3</sup> Revista ARQHYS. *Curvas de transición en carreteras.*  
<http://www.arqhys.com/contenidos/transicion-curvas.html>.

- $L_s$  = longitud de espiral (según tablas)

### 2.7.1.3. Sobreechancho

Es el área que se incrementa al ancho normal de la plataforma o corona en una curva, se recomienda aplicar en el área interna de la curva.

Cuando un vehículo circula por una curva ocupa un ancho de camino mayor que en una tangente, debido a esta situación y a que es difícil para el conductor mantener el vehículo en el centro del carril, es necesario proporcionar un ancho adicional en las curvas en relación con el ancho de tangente. Este también permite que los vehículos puedan circular adecuadamente sobre el carril.

Sus dimensiones dependerán de la clasificación de la carretera, el grado de curvatura y la velocidad de diseño de la carretera.

Los sobreeanchos deben de repartirse proporcionalmente a la longitud de espiral usada, debiendo ser el PC o el PT el punto medio de dicha espiral, y puede definirse de la siguiente manera:

$$\frac{Sa}{Dist.} = \frac{Sa_{max}}{L_s} \rightarrow Sa = \frac{Dist.* Sa_{max}}{L_s}$$

$$Dist. = Est. Calc. - ELS_1 \quad \text{ó} \quad Dist. = ELS_2 - Est. Calc.$$

- $Sa$  = sobreechancho
- $Dist.$  = distancia entre estaciones
- $Sa_{max}$  = sobreechancho máximo permitido (según tablas)

- Ls = longitud de espiral
- ELS = empieza longitud de espiral
- Est.Calc. = estación a calcular

#### **2.7.1.4. Peralte**

Cuando un vehículo se desplaza a lo largo de una trayectoria circular, la fuerza centrífuga tiende a moverlo hacia fuera, lo que ocasiona una situación potencial de inestabilidad. El peralte, es la pendiente que se da a la corona hacia el centro de la curva para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga que actúa sobre un vehículo al recorrer una curva horizontal.

Se puede definir como la diferencia de elevación en sentido transversal que existe entre los extremos interno y externo de la superficie de rodamiento de una curva. Al igual que el bombeo, se representa como un porcentaje.

El bombeo por lo general se diseña con porcentajes de pendiente pequeños, en el caso del pavimento rígido debe de estar entre el 1 % y 2 %. Al igual que el sobreebanco, el cambio del peralte es proporcional a la longitud de espiral usada, debiendo ser el PC o el PT el punto medio de dicha espiral. Esto se cumple a partir del inicio de la longitud de espiral, en las estaciones de ELS el peralte es del 0 %, punto en el que termina la distancia de bombeo.

La distancia de bombeo depende de la velocidad de diseño, en esta el porcentaje de pendiente del bombeo comienza a cambiar proporcionalmente. Aunque este cambio sea prácticamente imperceptible es necesario hacerlo para dar seguridad en la continuidad y estabilidad en la conducción. Las fórmulas utilizadas para el cálculo de la distancia de bombeo, peraltes y corrimientos se definen de la forma siguiente:

- Cambio de bombeo

$$\frac{\Delta B}{Dist.} = \frac{B\%}{Db} \rightarrow \Delta B = \frac{Dist.* B\%}{Db}$$

- $\Delta B$  = cambio de bombeo
- Dist. = distancia entre estaciones
- B% = bombeo máximo permitido (según tablas)
- Db = distancia de bombeo

- Peraltes

$$\frac{e}{Dist.} = \frac{e_{max}}{Ls} \rightarrow e = \frac{Dist.* e_{max}}{Ls}$$

$$Dist. = Est. Calc. - ELS_1 \quad \text{ó} \quad Dist. = ELS_2 - Est. Calc.$$

- e = peralte
- Dist. = distancia entre estaciones
- $e_{max}$  = peralte máximo permitido (según tablas)
- Ls = longitud de espiral
- ELS = empieza longitud de espiral
- Est.Calc. = estación a calcular

- Corrimientos

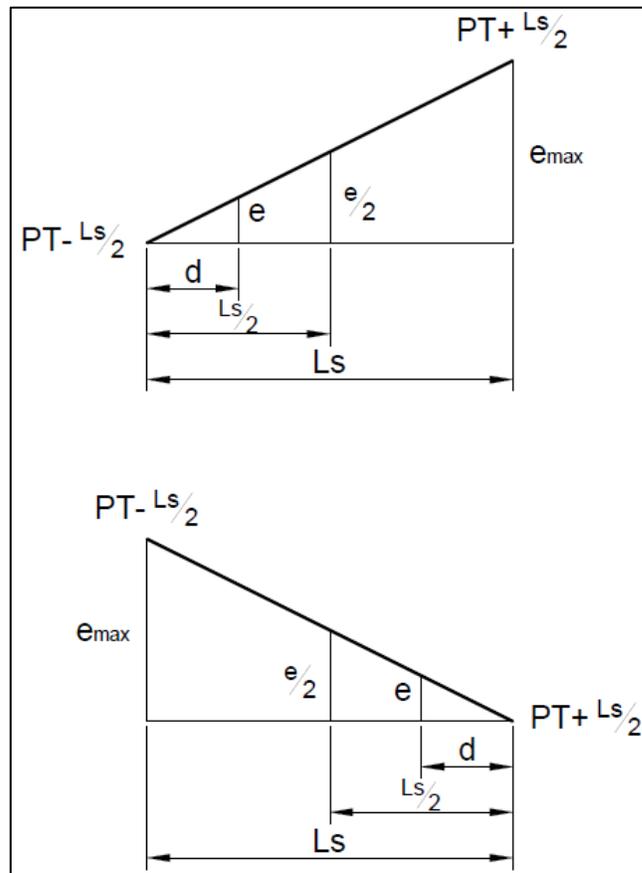
$$Y = \frac{l^3 * G}{6896.5517 * Ls}$$

$$C = R - \sqrt{(l - k)^2 + (R - Y)^2}$$

$$l = Est. Calc. - ELS_1 \quad \text{ó} \quad l = ELS_2 - Est. Calc.$$

- Y = distancia de corrimiento de ELS a PC o PT
- $l$  = distancia entre estaciones
- G = grado de curvatura
- C = distancia de corrimiento de PC o PT a TLS
- R = radio
- $k = Ls/2$

Figura 6. **Cambio proporcional del peralte**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 2.7.1.5. Cálculo de curvas horizontales

Utilizando las ecuaciones previamente mencionadas se procede a realizar el cálculo de todos los elementos que componen a las curvas horizontales.

Dado que para este proyecto la velocidad de diseño (20 km/h), el ancho de vía (4,00 m) y el tránsito promedio diario (56 vehículos) son de dimensiones relativamente pequeñas, por lo que no se realizará el cálculo de longitud de espiral, peralte y sobreebanco para ninguna de las curvas.

Como ejemplo se hará el cálculo para la curva 1, el cálculo de los elementos de las curvas horizontales se realiza de la siguiente manera:

- Datos

$$PC = 0+030,49 \text{ m}$$

$$\Delta = 2^{\circ}26'42''$$

$$G = 10^{\circ}$$

- Cálculo

- Radio

$$R = \frac{1145,9156}{G}$$

$$R = \frac{1145,9156}{10}$$

$$R = 114,59 \text{ m}$$

- Longitud de curva

$$LC = \frac{20 * \Delta}{G}$$
$$LC = \frac{20 * (2^{\circ}26'42'')}{10^{\circ}}$$
$$LC = 4,89 \text{ m}$$

- Principio de tangente

$$PT = PC + LC$$
$$PT = 0 + 030,49 + 4,89$$
$$PT = 0 + 035,38 \text{ m}$$

- Subtangente

$$St = R * \tan \frac{\Delta}{2}$$
$$St = 114,59 * \tan \frac{2^{\circ}26'42''}{2}$$
$$St = 2,45 \text{ m}$$

- Cuerda máxima

$$CM = 2 * R * \text{sen} \frac{\Delta}{2}$$
$$CM = 2 * 114,59 * \text{sen} \frac{2^{\circ}26'42''}{2}$$
$$CM = 4,89 \text{ m}$$

- External

$$E = \frac{R}{\cos \frac{\Delta}{2}} - R$$
$$E = \frac{114,59}{\cos \frac{2^{\circ}26'42''}{2}} - 114,59$$
$$E = 0,026 \text{ m}$$

- Ordenada media

$$M = R - R * \cos \frac{\Delta}{2}$$
$$M = 114,59 - 114,59 * \cos \frac{2^{\circ}26'42''}{2}$$
$$M = 0,026 \text{ m}$$

Tabla II. **Curvas horizontales**

Núm.	PC (m)	PT (m)	$\Delta$	G	R (m)	LC (m)	St (m)	CM (m)	E (m)	M (m)
1	0+030,49	0+035,38	2°26'42"	10°	114,59	4,89	2,45	4,89	0,026	0,026
2	0+062,62	0+070,92	74°43'52"	180°	6,37	8,30	4,86	7,73	1,645	1,307
3	0+078,25	0+084,41	3°04'47"	10°	114,59	6,16	3,08	6,16	0,041	0,041
4	0+142,17	0+148,40	3°07'02"	10°	114,59	6,23	3,12	6,23	0,042	0,042
5	0+195,06	0+204,60	4°46'18"	10°	114,59	9,54	4,77	9,54	0,099	0,099
6	0+279,19	0+285,71	3°15'31"	10°	114,59	6,52	3,26	6,52	0,046	0,046
7	0+333,28	0+335,15	0°55'57"	10°	114,59	1,87	0,93	1,86	0,004	0,004
8	0+390,38	0+400,60	91°56'41"	180°	6,37	10,22	6,59	9,16	2,795	1,943
9	0+443,15	0+467,41	12°07'54"	10°	114,59	24,26	12,18	24,22	0,645	0,642
10	0+486,47	0+499,37	12°54'15"	20°	57,30	12,90	6,48	12,88	0,365	0,363
11	0+502,48	0+517,70	15°13'26"	20°	57,30	15,22	7,66	15,18	0,509	0,505
12	0+530,99	0+540,38	37°33'55"	80°	14,32	9,39	4,87	9,22	0,805	0,763
13	0+555,79	0+566,70	10°54'36"	20°	57,30	10,91	5,47	10,89	0,261	0,260
14	0+574,25	0+593,27	19°00'59"	20°	57,30	19,02	9,60	18,93	0,798	0,787
15	0+645,91	0+651,49	2°47'30"	10°	114,59	5,58	2,79	5,58	0,034	0,034
16	0+690,85	0+698,71	3°55'55"	10°	114,59	7,86	3,93	7,86	0,067	0,067
17	0+730,18	0+739,23	4°31'21"	10°	114,59	9,05	4,52	9,04	0,089	0,089
18	0+777,92	0+790,04	6°03'36"	10°	114,59	12,12	6,07	12,11	0,160	0,160
19	0+799,11	0+810,59	45°54'46"	80°	14,32	11,48	6,07	11,17	1,232	1,134
20	0+822,62	0+836,82	7°06'02"	10°	114,59	14,20	7,11	14,19	0,220	0,220
21	0+850,99	0+855,86	19°28'06"	80°	14,32	4,87	2,46	4,84	0,209	0,206
22	0+883,00	0+899,38	8°11'24"	10°	114,59	16,38	8,20	16,37	0,293	0,293
23	0+914,54	0+928,44	6°57'03"	10°	114,59	13,90	6,96	13,89	0,211	0,211

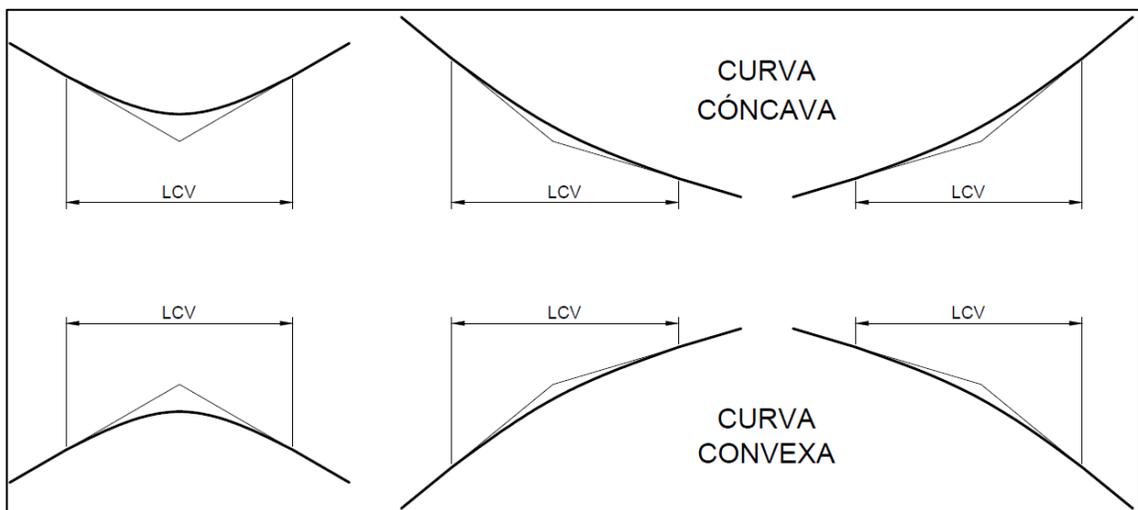
Fuente: elaboración propia.

## 2.7.2. **Alineamiento vertical**

En la parte de la altimetría se estudian las curvas verticales. Estas se usan como transición en donde la alineación vertical cambia el declive o pendiente con la finalidad de proporcionar suavidad al cambio de pendiente. Las curvas verticales son necesarias siempre que exista un cambio de pendiente, no importando si las pendientes son negativas o positivas.

Las curvas verticales se diseñan para combinarse lo mejor que se pueda con la topografía existente considerándose la velocidad especificada de diseño, los aspectos económicos y la seguridad. Este tramo es de forma parabólica y esta puede ser cóncava o convexa según el sentido de la curva.

Figura 7. **Curva vertical cóncava y convexa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 2.7.2.1. **Elementos de curvas verticales**

El diseño de una curva vertical incluye distintos elementos que en conjunto permiten establecer una curva que genere comodidad y seguridad al transitar en ella. Los elementos que componen a las curvas verticales son los siguientes:

- Principio de curva vertical (PCV): es el punto de inicio de una curva después de la pendiente de entrada hacia la curva vertical.

- Principio de tangente vertical (PTV): es el punto de inicio de la pendiente de salida, también en este punto se encuentra el final de la curva vertical.
- Punto de intersección vertical (PIV): es el punto en donde se une la pendiente de entrada con la pendiente de salida. Este punto se encuentra fuera de la curva, pero conocer su ubicación es necesario para el cálculo de otros elementos de la curva. Siempre se ubica a la mitad de la longitud de curva vertical (LCV).
- Gradiente o pendiente (Pe o Ps): se llama gradiente a la pendiente ascendente o descendente en la proyección vertical de una carretera y se le considera positiva o negativa según sea su dirección. Las hay de dos tipos, pendiente de entrada (Pe) y pendiente de salida (Ps); no importa si ambas son positivas o negativas, una curva vertical existirá si hay cambio de pendiente. Dado que están definidas por la topografía del terreno, las pendientes influyen directamente en el diseño de la curva vertical. La diferencia algebraica de las pendientes se utiliza en distintos cálculos, y se define así:

$$A = P_s - P_e$$

- Longitud de curva vertical (LCV): al momento de diseñar las curvas verticales deben tenerse presentes las longitudes de estas para evitar posibles traslapes entre curvas. De este modo, también se deja la mejor visibilidad posible a los conductores. La longitud de curva vertical debe de cumplir con cuatro parámetros establecidos por la Dirección General de Caminos (DGC): seguridad, apariencia, comodidad y drenaje. Aunque no es recomendable, si la topografía del terreno no permite que la longitud de curva vertical sea lo suficientemente grande, puede obviarse

cumplir con el parámetro de apariencia. Cada parámetro se define de la siguiente forma:

- Seguridad

$$LCV = K * A$$

LCV = longitud de curva vertical

K = parámetro de la curva vertical, ver tabla III

A = diferencia algebraica de pendientes

Tabla III. **Valores de K para curvas cóncavas y convexas**

Velocidad de diseño (km/h)	Valor de K según tipo de curva	
	Cóncava	Convexa
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	22	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: Dirección General de Caminos.

- Apariencia

$$\frac{LCV}{A} \geq 30$$

- Comodidad

$$\frac{LCV}{A} \geq \frac{V^2}{395}$$

- Drenaje

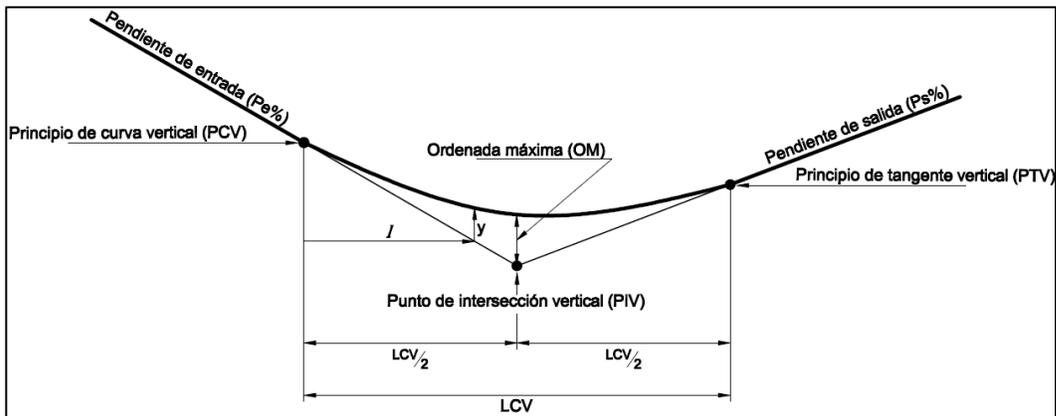
$$\frac{LCV}{A} \leq 43$$

LCV = longitud de curva vertical

A = diferencia algebraica de pendientes

V = velocidad de diseño de la carretera

Figura 8. Elementos de curva vertical



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 2.7.2.2. Correcciones

En una curva vertical se tiene como objetivo que el cambio de pendiente sea suave, cómodo y seguro para los vehículos; para lograrlo es necesario que la curva sea tenga una forma similar a una parábola, específicamente un segmento de esta en forma circular provocaría un cambio muy pronunciado y no progresivo como se espera que sea. Cada curva sería de un radio muy grande para garantizar que los parámetros de diseño de la curva se cumplan, lo cual no es muy conveniente.

Cada estación tiene una cota definida por la pendiente de la tangente, estas cotas deben de corregirse en las estaciones que se encuentran entre el principio de curva vertical y el principio de tangente vertical. Las correcciones permiten conocer la cota de la sub-rasante en las diferentes estaciones que incluye la curva vertical. El cálculo de las correcciones se hace de la forma siguiente:

$$y = \frac{A * l^2}{200 * LCV}$$

$$l = Est. Calc. - PCV \quad \text{hasta el PIV}$$

ó

$$l = PTV - Est. Calc. \quad \text{desde el PIV}$$

y = corrección

A = diferencia algebraica de pendientes

l = longitud de curva en cualquier punto

LCV = longitud de curva vertical

Est.Calc. = estación a calcular

- Ordenada máxima: es la corrección de cota que se hace en la estación del punto de intersección vertical. La ordenada media por lo general no indica la cota más baja o más alta de la curva vertical, esta depende de las pendientes con las que se esté trabajando; puede indicar la cota más baja o la más alta solamente si la pendiente de entrada y la pendiente de salida son del mismo valor y que una de ellas sea positiva y la otra negativa.

Su cálculo puede hacerse igual que las otras correcciones, no importa si se toma como base el PCV o el PTV; dado que se ubica en el punto de intersección vertical, la mitad de la LCV se puede colocar como la distancia a calcular, por lo que su cálculo se define de la manera siguiente:

$$OM = \frac{A * (LCV/2)^2}{200 * LCV} \rightarrow OM = \frac{A * LCV}{800}$$

OM = ordenada máxima

A = diferencia algebraica de pendientes

LCV = longitud de curva vertical

### 2.7.2.3. Cálculo de curvas verticales

Utilizando las ecuaciones previamente mencionadas se procede a realizar el cálculo de todos los elementos que componen a las curvas verticales para una velocidad de diseño de 20 km/h.

Como ejemplo se hará el cálculo para la curva 1, el cálculo de los elementos de las curvas verticales se realiza de la siguiente manera:

Datos:

PCV = 0+103,96 m

Elev. PCV = 458,03 m

K = 2,00

Pe = 4,04 %

Ps = -2,00 %

Cálculo:

- Diferencia de pendientes

$$A = P_s - P_e$$

$$A = -2,00 - 4,04$$

$$A = -6,04$$

- Longitud de curva vertical

$$LCV = K * A$$

$$LCV = 2,00 * 6,04$$

$$LCV = 12,08 \text{ m}$$

- Principio de tangente vertical

$$PTV = PCV + LCV$$

$$PTV = 0 + 103,96 + 12,08$$

$$PTV = 0 + 116,04 \text{ m}$$

- Punto de intersección vertical

$$PIV = PCV + \frac{LCV}{2}$$

$$PT = 0 + 103,96 + \frac{12,08}{2}$$

$$PT = 0 + 110,00 \text{ m}$$

- Elevación del PIV

$$Elev. PIV = Elev. PCV + \frac{LCV * Pe}{2}$$

$$Elev. PIV = 458,03 + \frac{12,08 * 4,04\%}{2}$$

$$Elev. PIV = 458,27 \text{ m}$$

- Ordenada máxima

$$OM = \frac{A * LCV}{800}$$

$$OM = \frac{-6,04 * 12,08}{800}$$

$$OM = -0,09 \text{ m}$$

- Subrasante corregida

$$SR \text{ Corr.} = Elev. PIV \pm OM$$

$$SR \text{ Corr.} = 458,27 - 0,09$$

$$SR \text{ Corr.} = 458,18 \text{ m}$$

Tabla IV. **Curvas verticales**

Núm.	PCV (m)	PTV (m)	PIV (m)	Elev. PIV (m)	Pe (%)	Ps (%)	A (%)	K	LCV (m)	Cumple K*A	OM (m)	SR C (m)
1	0+103,96	0+116,04	0+110,00	458,27	4,04	-2,00	-6,04	2,00	12,08	SÍ	-0,09	458,18
2	0+189,11	0+210,89	0+200,00	456,47	-2,00	-12,89	-10,89	2,00	21,78	SÍ	-0,30	456,17
3	0+219,11	0+240,89	0+230,00	452,61	-12,89	-2,00	10,89	2,00	21,78	SÍ	0,30	452,91
4	0+297,66	0+302,34	0+300,00	451,20	-2,00	-3,17	-1,17	4,00	4,68	SÍ	-0,01	451,19
5	0+324,91	0+335,09	0+330,00	449,29	-17,14	13,40	30,54	0,33	10,18	SÍ	0,39	449,68
6	0+368,23	0+371,77	0+370,00	454,65	13,40	11,63	-1,77	2,00	3,54	SÍ	-0,01	454,64
7	0+379,47	0+410,53	0+395,00	457,56	11,63	-3,90	-15,53	2,00	31,06	SÍ	-0,60	456,96
8	0+427,52	0+442,48	0+435,00	455,99	-3,90	11,06	14,96	1,00	14,96	SÍ	0,28	456,27
9	0+496,94	0+523,06	0+510,00	464,28	11,06	-2,00	-13,06	2,00	26,12	SÍ	-0,43	463,85
10	0+710,51	0+729,49	0+720,00	460,08	-2,00	-11,49	-9,49	2,00	18,98	SÍ	-0,23	459,85
11	0+788,14	0+811,86	0+800,00	450,90	-11,49	-5,56	5,93	4,00	23,72	SÍ	0,18	451,08
12	0+859,98	0+880,02	0+870,00	447,00	-5,56	-15,58	-10,02	2,00	20,04	SÍ	-0,25	446,75
*SR C = subrasante corregida												

Fuente: elaboración propia.

## 2.8. Diseño de pavimentos rígidos

El pavimento es una estructura que descansa sobre la sub-rasante o terreno de fundación, conformada por las diferentes capas de subbase, base y carpeta de rodadura. Tiene como objetivo distribuir las cargas unitarias del tránsito sobre el suelo para disminuir su esfuerzo, proporcionando una superficie de rodadura suave para los vehículos y que proteja al suelo de los efectos adversos del clima, los cuales afectan su resistencia y durabilidad.

Para el diseño de pavimento rígido se utilizó el método simplificado de la P.C.A., en donde se han elaborado tablas basadas en distribuciones de cargas

para diferentes categorías de calles y carreteras. Estas tablas están formuladas para un período de diseño de 20 años y contemplan un factor de seguridad de carga, este factor es de 1, 1,1, 1,2 y 1,3 para las categorías 1, 2, 3 y 4 respectivamente.

Para determinar el espesor de la losa, es necesario conocer los esfuerzos combinados de la subrasante y la base que mejora la estructura del pavimento rígido. En el diseño de losas de concreto para pavimentos rígidos se debe contemplar con mucho cuidado los componentes del concreto, si todos estos componentes son proporcionados de forma adecuada, el producto terminado resultará fuerte y durable.

### **2.8.1. Subrasante**

Es la capa de terreno de una carretera que soporta la estructura de pavimento y que se extiende hasta una profundidad que no afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto.

Esta capa puede estar formada en corte o relleno y una vez compactada debe tener las secciones transversales y pendientes especificadas en los planos finales de diseño. El espesor del pavimento dependerá en gran parte de la calidad de la sub-rasante, por lo que ésta debe cumplir con los requisitos de resistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y contracción por efectos de la humedad.

Para la sub-rasante se debe de determinar el módulo de reacción "K", que es la propiedad de apoyo que ofrece la sub-rasante al tránsito y se define como la pendiente de la gráfica carga-deformación obtenida en el campo por el ensayo de disco (norma ASTM D-1196), cuyo resultado estará en  $\text{kg/cm}^3$ .

Generalmente es muy difícil obtener el módulo de reacción de la subrasante, esto se debe a lo costoso del equipo necesario para la prueba. Dado las limitaciones del ensayo, un valor aproximado de K puede darse utilizando los resultados de los ensayos de suelos de la clasificación S.C.U., P.R.A. y el número de C.B.R., esto puede determinarse usando la tabla del Anexo 1. El valor de K puede ser aproximado puesto que las variaciones de este valor no afectan considerablemente el espesor del pavimento, no es necesaria su determinación exacta.

### **2.8.2. Subbase**

Es la capa de la estructura de pavimento destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas aplicadas a la superficie de rodadura de pavimento, de tal manera que la capa de subrasante la pueda soportar absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar a la subbase. La subbase debe controlar los cambios de volumen y elasticidad que serían dañinos para el pavimento.

Referente a la capa subbase del pavimento, la P.C.A. da mayor importancia a la uniformidad de apoyo que al grado de resistencia del suelo, considerando que la losa de concreto tiene gran capacidad de distribución de las cargas impuestas por el tránsito.

Es la primera capa de pavimento y está constituida por una capa de material selecto o estabilizado, de un espesor compactado según la condición y características de los suelos existentes en la sub-rasante, pero en ningún caso menor a 10 centímetros ni mayor de 70 centímetros. Con frecuencia los materiales que forman parte de la subbase presentan características favorables

que pueden sustituir las funciones de la base y esta se hace innecesaria. Para el proyecto se usará un espesor de subbase de 10 cm.

### **2.8.3. Diseño de carpeta de rodadura**

La carpeta de rodadura es una capa compuesta por cemento Portland y agregados (concreto hidráulico), proporciona un área de rodamiento adecuada. Esta capa protege a las capas inferiores de los efectos del sol, las lluvias y las heladas. Además, resiste con un desgaste mínimo los esfuerzos producidos por el tránsito.

Para obtener el espesor de la losa se procedió de la siguiente manera:

- Identificación de categoría: se identifica la categoría de la carretera según el TPD como se observa en la tabla V. Se tiene un TPD de 56 vehículos diarios y un TPDC de 8 camiones diarios, por lo que se incluye en la categoría de más de 200 vehículos diarios. La clasificación final de la carretera es la categoría 1: calles residenciales, carreteras rurales y secundarias.
- Determinar el valor K: dado que no es necesario conocer su valor exacto, se determina basándose en los resultados obtenidos en laboratorio. La tabla VI muestra los valores aproximados de K para cuatro tipos de suelos. Sabiendo que el suelo es un limo con presencia de arena fina, se concluye que el suelo tiene un soporte alto en un rango de 180 a 220 psi, y considerando además la clasificación del suelo como ML, A-7-5; se obtiene un valor aproximado de K de 220 psi, esto apoyándose de la tabla que se incluye en el anexo 1.

- Módulo de ruptura del concreto: se calcula el módulo de ruptura del concreto tomando un porcentaje de la resistencia a compresión, el cual es un 15 % del  $f'_c$ ; el  $f'_c$  tiene un valor de 4 000 psi, por lo que el módulo de ruptura es de  $15 \% * 4\ 000\ \text{psi} = 600\ \text{psi}$ .
- Determinar espesor de subbase: con el valor K de la sub-rasante, se determina la altura de la sub-base según la tabla VII. Sabiendo que la sub-rasante es de soporte alto y que su módulo de reacción K es de 220 psi, se obtiene que la sub-base será de un espesor de 4" aproximadamente 10 cm.
- Determinar espesor de carpeta de rodadura: este se define basándose en lo indicado en la tabla VIII. Como dato previo se tiene el soporte alto de la sub-rasante, un TPDC de 8 camiones diarios y un módulo de ruptura de 600 psi, se determina además que será un pavimento con juntas de trabe por agregados sin bordillo; se obtiene entonces un espesor de losa de 5,5", por facilidad de construcción se dejará de 15 centímetros de espesor.
- Espaciamiento entre juntas: las juntas transversales serán construidas a cada 3,50 metros y las juntas longitudinales a cada 2,00 metros según normas AASHTO, la cual determina que el espaciamiento entre juntas no debe exceder a dos veces el espesor de losa en pulgadas a su espaciamiento en pies. Para una losa de 5,5" habrá un espaciamiento de 11', lo que es equivalente a  $(11' * 1\ \text{m}) / 3,28' = 3,36\ \text{m}$ , por lo que se aproxima a 3,50 m. La pendiente de bombeo será de 2 %, según lo indicado en la tabla IX y en el detalle de gabarito de los planos.

Tabla V. **Clasificación de carreteras, según TPD**

Categoría	Descripción	Tráfico			Máxima carga por eje (KIPS)	
		TPD	TPDC		Sencillo	Tándem
			%	Por día		
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio)	200 a 800	1 a 3	hasta 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo)	700 a 5000	5 a 18	de 40 a 1000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio) supercarreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo a medio)	3000 a 12 000 para 2 carriles, 3000 a 5000 para 4 carriles o más	8 a 30	de 500 a 5000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas), interestatales urbanas y rurales (medio alto)	3000 a 20 000 para 2 carriles, 3000 a 15 000 para 4 carriles o más	8 a 30	de 1500 a 8000	34	60

Fuente: WESTERGAARD, Harold. *Comportamiento de esfuerzos en caminos de concreto*. p. 48.

Tabla VI. **Tipos de suelos de sub-rasante y valores aproximados de K**

Tipo de Suelo	Apoyo	Rango de valores de K (psi)
Suelos de grano fino en los cuales predominan las partículas de limo y arcilla	Bajo	75 a 120
Arenas y mezclas de arena y grava con cantidades moderadas de limo y arcilla	Medio	130 a 170
Arenas y mezclas de arena y grava relativamente libres de finos y plásticos	Alto	180 a 220
Sub-bases tratadas con cemento	Muy alto	250 a 400

Fuente: WESTERGAARD, Harold. *Comportamiento de esfuerzos en caminos de concreto*. p. 49.

Tabla VII. **Valores de K para diseño sobre bases granulares (PCA)**

Sub-rasante Valores de K (psi)	Sub-base Valores de K (psi)			
	4 pulg	6 pulg	9 pulg	12 pulg
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Fuente: WESTERGAARD, Harold. *Comportamiento de esfuerzos en caminos de concreto*.

p. 14.

Tabla VIII. **TPDC permisible, categoría 1 de pavimentos con juntas y agregados de trabe**

MR	Sin hombros de concreto o bordillo				Con hombros de concreto o bordillo			
	Espesor de losa pulg	Soporte Subrasante			Espesor de losa pulg	Soporte Sub-rasante		
		Bajo	Medio	Alto		Bajo	Medio	Alto
650 PSI					4,0		0,2	0,9
	4,5			0,1	4,5	2	8	25
	5,0	0,1	0,8	3	5,0	30	130	330
	5,5	3	15	45	5,5	320		
	6,0	40	160	430				
	6,5	330						
600 PSI	5,0		0,1	0,4	4,0			0,1
	5,5	0,5	3	9	4,5	0,2	1	5
	6,0	8	36	98	5,0	6	27	75
	6,5	76	300	760	5,5	73	290	730
	7,0	520			6,0	610		
550 PSI	5,5	0,1	0,3	1	4,5		0,2	0,6
	6,0	1	6	18	5,0	0,8	4	13
	6,5	13	60	160	5,5	13	57	150
	7,0	110	400		6,0	130	480	
	7,5	620						

Nota: El diseño controla el análisis por fatiga.

Nota: Una fracción del TPDC indica que el pavimento puede soportar un número ilimitado de camiones para pasajeros, automóviles y pick-ups, pero sólo pocos vehículos pesados por semana (Ej.: TPDC de 0,3 por 7 días indica dos camiones pesados por semana).

El TPDC excluye camiones de dos ejes y cuatro llantas, de manera que el número de camiones permitidos puede ser mayor.

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 149.

Tabla IX. **Pendiente transversal recomendada según tipo de superficie**

<b>Calidad</b>	<b>Tipo de superficie</b>	<b>Bombeo</b>
Muy buena	Concreto	1,0 a 2,0 %
Buena	Mezcla asfáltica	1,5 a 3,0 %
Regular	Adoquín	2,0 a 2,5 %
Mala	Tierra o grava	2,5 a 3,0 %

Fuente: WESTERGAARD, Harold. *Comportamiento de esfuerzos en caminos de concreto*.

p. 52.

### **2.8.3.1. Diseño de mezcla**

El concreto debe dosificarse y producirse para asegurar una resistencia a la compresión promedio lo suficientemente alta, para minimizar la frecuencia de resultados de ensayos por debajo del valor de resistencia a la compresión especificada ( $f'c$ ) en los planos. Los planos deben mostrar claramente la resistencia a la compresión del concreto, para la cual se ha diseñado cada parte de la estructura.

Los requisitos para comprobar la resistencia del concreto, deben basarse en ensayos de cilindros fabricados y probados de acuerdo a los métodos AASHTO o ASTM que se indican en las especificaciones de la Dirección General de Caminos. La resistencia a la compresión de base para la aceptación del concreto será la de 28 días.

El diseño de mezcla debe de hacerse preferentemente por el Método de Proporcionamiento por Volumen Absoluto de los Componentes del Concreto del ACI 211-1 u otro similar. En este caso, las proporciones del concreto se establecerán en base al proporcionamiento basado en relaciones agua/cemento máximas y en contenidos de cemento mínimos.

La proporción de los materiales para un metro cúbico (1 m<sup>3</sup>) es la siguiente:

$$\begin{array}{cccc}
 C & AF & AG & Agua (lts) \\
 1,00 & : & 1,63 & : & 2,75 & : & 161,50
 \end{array}$$

Esto basado en cálculos que se presentan posteriormente.

- Proporcionamiento basado en relaciones agua/cemento máximas y en contenidos de cemento mínimos: este método podrá utilizarse cuando no se disponga de experiencias y registros de ensayos de campo, o de mezclas de prueba en el laboratorio. Sirve como base para las proporciones del concreto, los límites máximos de relación agua/cemento, o los contenidos mínimos de cemento en porcentaje como se indica en la tabla X. Esta tabla se deberá usar únicamente para concreto fabricado con cementos de clase de resistencia de 28 MPa (4 000 psi) o mayor y no será aplicable a concretos con agregados livianos o con aditivos que no sean incorporadores de aire.

Tabla X. **Proporcionamiento del concreto con base a la relación máxima de agua/cemento y del contenido de cemento mínimo**

Clase de concreto MPa (psi)*	CONCRETOS SIN AIRE INCLUIDO		Contenido de cemento mínimo. Sacos de 42,5 kg/m <sup>3</sup> de concreto
	Relación agua/cemento máxima**		
	Agua/cemento	Litros/saco	
14,0 (2000)	0,71	30,0	6,5
17,5 (2500)	0,62	26,5	7,0
21,0 (3000)	0,58	24,5	7,5
24,5 (3500)	0,53	22,5	8,0
28,1 (4000)	0,44	19,0	8,5

Continuación de la tabla X.

CONCRETOS CON AIRE INCLUIDO			
Clase de concreto MPa (psi)*	Relación agua/cemento máxima**		Contenido de cemento mínimo. Sacos de 42,5 kg/m <sup>3</sup> de concreto
	Agua/cemento	Litros/saco	
14,0 (2000)	0,58	24,5	7,5
17,5 (2500)	0,53	22,5	8,0
21,0 (3000)	0,49	21,0	8,5
24,5 (3500)	0,44	19,0	9,0

\* Resistencia a la compresión a 28 días

\*\* La cantidad de agua requerida para el asentamiento queda fija y se varía la cantidad de cemento para cumplir con lo indicado en esta tabla.

Fuente: DGC. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. p. 551-14.

Según las Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes de la Dirección General de Caminos, el concreto de cemento hidráulico para pavimentos, debe llenar los requisitos previamente descritos y tener como mínimo una resistencia a compresión AASHTO T-22 (ASTM C-39) promedio de 24,5 MPa (3500 psi) y una resistencia a la flexión AASHTO T-97 (ASTM C-78), promedio de 3,8 MPa (550 psi), determinadas sobre especímenes preparados según AASHTO T-126 (ASTM C-192) y T-23 (ASTM C-31), ensayados a los 28 días.

Para pavimentos de carreteras principales, vías urbanas principales y en otras vías (si así lo indica el diseño) debe usarse un concreto con resistencia de 28 MPa (4 000 psi) o mayor, con una resistencia a la flexión promedio mínima de 4,5 MPa (650 psi) o mayor que llene todos los requisitos de la tabla XI.

Tabla XI. **Composición del concreto de cemento hidráulico para pavimentos**

Relación agua cemento máxima	Temperatura del concreto	Asentamiento AASHTO T-119	Contenido de aire mínimo	Tamaños agregados AASHTO M-43	Resistencia a la compresión AASHTO T-22	Resistencia a la flexión AASHTO T-97
0,49	20 ± 10 °C	40 ± 20 mm	4,5 %	Ver tabla XII Ver tabla XIII	28 MPa (4000 psi)	4,5 MPa (650 psi)

Fuente: DGC. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. p. 501-2.

Los materiales a utilizar en el concreto son los siguientes:

- **Cemento hidráulico:** estos cementos deben tener una resistencia de 28 MPa (4000 psi) o mayor. Deben ajustarse a las normas AASHTO M-85, ASTM C-150 o COGUANOR NG-41005 para los cementos Portland ordinarios y a las normas AASHTO M-240, ASTM C-595 o COGUANOR NG 41001 y ASTM C-1157 para cementos hidráulicos mezclados y debiendo indicarse su clase de resistencia en MPa o en psi. Se recomienda especialmente no mezclar cementos de diferentes tipos o de diferentes plantas cementeras, esto podría afectar la resistencia final del concreto.
- **Agregado fino:** debe consistir en arena natural o manufacturada, compuesta de partículas duras y durables, que cumplan con la norma AASHTO M-6 clase B. Debe de tenerse especial cuidado con el porcentaje en masa de material de baja densidad constituido por pómez y otros materiales piroclásticos.

La arena de mar, podrá usarse únicamente en concreto no reforzado, cuando además no produzca un cambio de más de 25 % del tiempo de

fraguado del cemento, o una reducción de más del 10 % de la resistencia a compresión en morteros de cemento hidráulico a 7 y 28 días, en relación a la resistencia obtenida de morteros hechos con arena normalizada.

La graduación del agregado fino debe estar dentro de los límites de la tabla XII.

El módulo de finura no debe ser menor de 2,3 ni mayor de 3,1 ni variar en más de 0,20 del valor asumido al seleccionar las proporciones de concreto.

- Agregado grueso: debe consistir en grava o piedra trituradas, trituradas parcialmente o sin triturar, procesadas adecuadamente para formar un agregado clasificado que cumpla con los requisitos de desgaste o abrasión y la limitación de partículas planas y alargadas. El agregado debe cumplir con los requisitos de AASHTO M-80 y ASTM C-33.

El porcentaje de partículas planas (relación de ancho a espesor mayor de tres) y de partículas alargadas (relación de largo a ancho mayor de tres) o alternativamente, el porcentaje de partículas planas y alargadas (largo a espesor mayor de tres), según se establezca, no debe sobrepasar el 15 % en masa.

La graduación del agregado grueso, debe satisfacer una de las graduaciones presentadas en la tabla XIII. Según se especifique en los planos con base en el tamaño máximo de agregado a usar, de acuerdo a la estructura de que se trate, la separación del refuerzo y la clase de concreto especificado.

- Agua: el agua para mezclado y curado del concreto o lavado de agregados debe ser, preferiblemente potable, limpia y libre de cantidades

perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales como cloruros o sulfatos, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o al acero. El agua de mar o aguas salobres y de pantanos no debe usarse para concreto reforzado.

El agua proveniente de abastecimientos o sistemas de distribución de agua potable puede usarse sin ensayos previos. Donde el lugar de abastecimiento sea poco profundo, la toma debe hacerse en forma que excluya sedimentos, toda hierba y otras materias perjudiciales.

- Aditivos: los aditivos para concreto se deben emplear si el diseño así lo requiere y de acuerdo a las instrucciones del fabricante. Debe demostrarse que el aditivo es capaz de mantener esencialmente la misma composición y rendimiento del concreto de la mezcla básica. Si se emplea más de un aditivo, debe cuidarse de que los efectos deseables de cada uno se realicen y no interfieran entre sí.

Cuando se empleen aditivos acelerantes en tiempo caluroso, deben tomarse las precauciones necesarias para evitar un fraguado muy rápido del concreto. Algunos de los aditivos permisibles que podrían utilizarse son los siguientes:

- Aditivos retardantes: estos aditivos deben cumplir con los requisitos para los aditivos tipo B o tipo D, establecidos en AASHTO M-194, ASTM C-494 o COGUANOR NGO-41070.
- Aditivos acelerantes: los aditivos acelerantes deben cumplir con los requisitos establecidos para los aditivos tipo C, establecidos en

ASTM C-494 o COGUANOR NGO-41070, excepto que no deberán contener cloruros.

- Aditivos reductores de agua, reductores de agua y retardantes, reductores de agua y acelerantes, reductores de agua de alto rango y reductores de agua de alto rango y retardantes: deberán cumplir con los requisitos establecidos para los aditivos tipo A, D, E, F y G, respectivamente en AASHTO M-194, ASTM C-494 o COGUANOR NG-41047.

Tabla XII. **Graduación de los agregados finos**

TAMICES AASHTO M-92	PORCENTAJE EN MASA QUE PASA
9,500 mm 3/8"	100
4,075 mm No.4	95 - 100
2,360 mm No.8	80 - 100
1,180 mm 16	50 - 85
0,600 mm 30	25 - 60
0,300 mm 50	5 - 30
0,150 mm 100	0 - 10
0,075 mm 200	0 - 3

Fuente: DGC. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes.* p. 551-3.

**Tabla XIII. Porcentaje por peso que pasa por tamices de abertura cuadrada para agregado grueso**

GRADUACIONES AASHTO M-80		63,00 mm (2 ½")	50,00 mm (2")	38,10 mm (1 ½")	25,00 mm (1")	19,00 mm (¾")	12,50 mm (½")	9,50 mm (⅜")	4,75 mm (No. 4)	2,36 mm (No. 8)
No.7	12,5 a 4,75mm (½" a No.4)	-	-	-	-	100	90-100	40-70	0-15	0-5
No.67	19,0 a 4,75mm (¾" a No.4)	-	-	-	100	90-100	-	20-55	0-10	0-5
No.57	25,0 a 4,75mm (1" a No.4)	-	-	100	95-100	-	25-60	-	0-10	0-5
No.467	38,1 a 4,75mm (1 ½" a No.4)	-	100	95-100	-	35-70	-	10-30	0-5	-
No.357	50,0 a 4,75mm (2" a No.4)	100	95-100	-	35-70	-	10-30	-	0-5	-
No.4	38,1 a 19,0mm (1 ½" a ¾")	-	100	90-100	20-55	0-15	-	0-5	-	-
No.3	50,0 a 25,0mm (2" a 1")	100	90-100	35-70	0-15	-	0-5	-	-	-

Fuente: DGC. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. p. 551-4.

Dada la información anterior, para proceder al cálculo del diseño de mezcla se tienen los siguientes datos y parámetros:

- f'c a los 28 días 4 000 psi
- $\gamma$  de concreto para diseño 2 300 kg/m<sup>3</sup>
- Relación agua/cemento 0,44
- Litros de agua por saco de cemento 19,00
- Sacos de cemento de 42,5 kg por m<sup>3</sup> 8,50
- Volumen de un saco de cemento 1 ft<sup>3</sup>  $\approx$  0,0283 m<sup>3</sup>
- $\gamma$  de agregado fino: 1 800 kg/m<sup>3</sup>
- $\gamma$  de agregado grueso (¾") 1 600 kg/m<sup>3</sup>

- Volumen de agua y cemento para 1 m<sup>3</sup> de concreto

$$V_C = 0,0283 * 8,5 = 0,24 \text{ m}^3 \quad V_a = \frac{19}{1000} * 8,5 = 0,16 \text{ m}^3$$

- Peso de agua y cemento para 1 m<sup>3</sup>

$$P_C = 8,5 * 42,5 = 361,25 \text{ kg} \quad P_A = 8,5 * 19,0 = 161,5 \text{ kg}$$

- Peso de los agregados para 1 m<sup>3</sup>, con una relación Af:Ag de 1,0:1,5

$$P_{Agregados} = 2300 - 361,25 - 161,50 = 1777,25 \text{ kg}$$

$$P_{Af} = \frac{1777,25}{2,50} * 1,00 = 710,90 \text{ kg}$$

$$P_{Ag} = \frac{1777,25}{2,50} * 1,50 = 1066,35 \text{ kg}$$

- Volumen de agregados para 1 m<sup>3</sup>

$$V_{Af} = \frac{710,90}{1800,00} = 0,39 \text{ m}^3$$

$$V_{Ag} = \frac{1066,35}{1600,00} = 0,66 \text{ m}^3$$

- Cálculo de proporciones para 1 m<sup>3</sup>, respecto al volumen del cemento

$$\text{Cemento: } \frac{0,24}{0,24} = 1,00$$

$$\text{Agua: } 8,5 * 19 = 161,50 \text{ lts}$$

$$\text{Agregado Fino: } \frac{0,39}{0,24} = 1,63$$

$$\text{Agregado Grueso: } \frac{0,66}{0,24} = 2,75$$

La proporción de los materiales para un metro cúbico (1 m<sup>3</sup>) es la siguiente:

$$\begin{array}{cccc} C & AF & AG & Agua (lts) \\ 1,00 & : & 1,63 & : & 2,75 & : & 161,50 \end{array}$$

La proporción volumétrica (en m<sup>3</sup>) de los materiales que componen el concreto es la siguiente:

$$\begin{array}{cccc} C (sacos) & AF (m^3) & AG (m^3) & Agua(lts) \\ 8,5 & : & 0,39 & : & 0,66 & : & 161,5 \end{array}$$

#### **2.8.4. Juntas de pavimento de concreto**

Las juntas tienen por objeto principal, permitir la construcción del pavimento por losas separadas para evitar grietas de construcción, estableciendo al mismo tiempo una unión adecuada entre ellas, que asegure la

continuidad de la superficie de rodadura y la buena conservación del pavimento, y cuando así se especifique, deben proveer además una adecuada transferencia de carga a las losas contiguas.

Se forman las juntas en el pavimento de concreto para reducir los efectos de la expansión y la contracción, para facilitar la colocación del concreto y para dejar espacio para la unión de las losas colindantes. Las juntas pueden ser perpendiculares a la línea central del pavimento (juntas transversales) y paralelas a la línea central (juntas longitudinales), dependiendo de la función a la que se les destine.

Las hay de diferentes tipos, las juntas más comunes en los pavimentos de concreto son las siguientes:

- Juntas transversales de expansión: la función principal de una junta de expansión en un pavimento de concreto es permitir el movimiento de la losa debido a cambios en la temperatura. Por ejemplo, cuando se eleva la temperatura, aumenta la longitud de la losa, creando en consecuencia esfuerzos de compresión en el concreto. Si no se colocaran juntas de expansión, la losa, dependiendo de su longitud, podría abombarse o reventarse.

En el pavimento de concreto, en general se colocan juntas de expansión cada 40 a 60 pies, a lo largo de la longitud del pavimento.

Las juntas, que pueden variar en espesor de  $\frac{3}{4}$ " a 1", deben de incorporar dispositivos apropiados de transferencia de carga. En las juntas, se debe colocar relleno, como caucho, bitumen o corcho que permita la expansión de la losa y evite el ingreso de suciedad.

- Juntas transversales de contracción: se ponen juntas de contracción para limitar los efectos de las fuerzas de tensión en una losa de concreto, causados por una caída en la temperatura. El objetivo es debilitar la losa, de modo que si las fuerzas de tensión son suficientemente grandes como para agrietarla, las grietas se formaran en las juntas. En general, la profundidad de las juntas de contracción solo es un cuarto del espesor de la losa. No obstante, cuando se diseñan y espacian apropiadamente, también pueden minimizar el agrietamiento de la losa fuera de las juntas.
- Juntas longitudinales: estas se forman paralelas a la línea central de la carretera para facilitar la construcción de los carriles y prevenir la propagación de grietas longitudinales irregulares. Las juntas se pueden acuñar, juntar a tope, formar mecánicamente o ranurar con sierra.
- Juntas de construcción: cuando se interrumpe la colocación del concreto para una losa, resulta conveniente una junta de construcción en la junta fría entre las dos secciones de esa losa. Como preparación para la interrupción, se forma una cara vertical con un travesaño de madera en el extremo de la losa que se está fundiendo. Se recomienda provocar dejar este tipo de junta cuando se tenga planeado detener el trabajo de fundición del día.

Las juntas transversales serán construidas a cada 3,50 metros y las juntas longitudinales a cada 2,00 metros según normas AASHTO, en donde también se recomienda que la profundidad mínima de la junta sea igual a 1/4 del espesor de la losa de concreto.

Cálculos previos dan como resultado un espesor de losa de 15,00 cm, por lo que la profundidad mínima de la junta será de 3,75 cm. Para este proyecto se

utilizarán juntas con un ancho de 1,00 cm y con una profundidad de 5,00 cm con sello epóxico para reducir el desgaste.

## **2.9. Drenajes de vías pavimentadas**

La humedad es una característica muy especial de los pavimentos, ya que ésta reviste gran importancia sobre las propiedades de los materiales que forman la estructura de un pavimento y sobre el comportamiento de los mismos.

El drenaje de agua en los pavimentos, debe ser considerado como parte importante en el diseño de las carreteras. El exceso de agua combinado con el incremento de volúmenes de tránsito y cargas, se anticipan con el tiempo para ocasionar daño a las estructuras de pavimento.

Todo diseño de pavimento presupone que debe haber un drenaje adecuado, como prerequisite; la necesidad de drenajes transversales para el agua que corre a través del camino es obvia, y tales drenajes son suministrados corrientemente en forma de tuberías y bóvedas. El drenaje longitudinal para facilitar el rápido escurrimiento del agua de las lluvias y prevenir la excesiva acumulación de humedad en la sub-rasante, sub-base y base, es de igual importancia y efectuado por medio de cunetas, las que se revisten cuando es necesario.

La mejor sección transversal o típica, es la que drena el agua de la línea central hacia las orillas del pavimento. Los hombros que escurren de la orilla del pavimento hacia una zanja longitudinal abierta (cuneta) o hacia la orilla del terraplén, son los medios más eficientes y económicos de proveer drenaje superficial. Estos hombros deberán ser contruidos del mismo material usado

en la base o de otro material poroso que permita la filtración del agua a través de él.

### **2.9.1. Consideraciones de drenajes en vías pavimentadas**

Para determinar si una alcantarilla o drenaje transversal es adecuado, es importante determinar los siguientes factores: el alineamiento, la pendiente y los métodos de instalación. Si una alcantarilla se obstruye, se disloca o socava, es señal que no tiene la capacidad, ni presta el servicio que se espera de ella en beneficio del pavimento.

Una alcantarilla no debe diseñarse para que funcione a sección llena o con boca de entrada sumergida más de una vez en cada 25 años. En caminos secundarios y poco transitados, el rebose de las aguas sobre el camino una vez cada varios años pueda que no tenga consideraciones serias, si el terraplén se halla protegido. Cuando se trate de caminos de mucho más tránsito, la boca de entrada debe ser tal, que en raras ocasiones quede sumergida y las aguas nunca deben rebosar por encima de la carretera.

#### **2.9.1.1. Corriente de agua**

Existen dos tipos de flujo: laminar y turbulento, generalmente es este último el que predomina en un alcantarillado.

En el caso del flujo turbulento, la resistencia del agua que drena en el canal depende de la viscosidad, densidad y velocidad, además de la longitud, rugosidad y sección transversal del canal.

Esta resistencia debe contrarrestarse, la altura de presión necesaria para lograrlo se conoce como pérdida de carga por fricción. Esta pérdida de cargas en canales, que es el caso de las alcantarillas, está dada por diferencias de elevaciones de la superficie de agua entre los puntos considerados.

### **2.9.1.2. Gradiente hidráulico**

Es una línea imaginaria que une los puntos hasta donde llega el agua en una serie de tubos piezométricos acoplados a las tuberías a presión o a los canales. El gradiente hidráulico representa la presión a lo largo del tubo, pues en un punto cualquiera, la distancia vertical medida desde el conducto hasta el gradiente hidráulico, es la columna de presión en ese punto; en canales, es evidente que el gradiente hidráulico coincide con la superficie del agua.

### **2.9.1.3. Diseño hidráulico**

El diseño hidráulico de una obra consiste en calcular el área necesaria para dar paso al volumen que se concentra en su entrada, para ella se requiere de un estudio previo que abarca, entre otros, los siguientes aspectos:

- Precipitación pluvial
- Área, pendiente y formación geológica de la cuenca
- Uso del terreno aguas arriba de la estructura de drenaje

Los métodos para un diseño correcto diseño hidráulico requieren de cierta información básica que incluye: el coeficiente de escorrentía para el área local, el área de la cuenca y datos de intensidad de precipitación.

Esto es necesario para conocer la cantidad de agua o descarga que correrá en un área determinada. Las estructuras de drenaje menor deberán tener la suficiente capacidad para acomodar esta cantidad de agua.

La descarga puede determinarse por varios métodos hidrológicos, con el fin de que el drenaje sea capaz de evacuar el agua y así evitar azolvamiento, socavación o daño de pavimento; entre los métodos tenemos:

- Por medio de estructuras próximas y crecidas máximas: puede ser una tubería o alcantarilla de los alrededores, ubicada sobre la misma corriente, en este caso bastará con tomar las medidas de estas y así basarse en ellas para deducir el diámetro necesario. También puede determinar la descarga por las marcas que deja el agua que deja una correntada, de estas aguas se toma el nivel de crecida y se puede utilizar el 10 % al 15 % de la creciente normal para tener un margen aceptable y también se puede usar las crecidas máximas, información que por lo general es proporcionada por los vecinos del lugar.
- Por medio de fórmulas: este método toma en cuenta la cantidad de lluvia que cae, el tamaño de la cuenca, la pendiente del terreno y condiciones de vegetación del lugar. Las fórmulas más conocidas son:
  - Fórmula de Talbot: proporciona directamente el diámetro de la tubería o el área de descarga.
  - Fórmula racional: esta fórmula que el caudal es igual a un porcentaje de la cantidad de lluvia que cae, multiplicado por el área de la cuenca.

El método racional es un método muy utilizado para medir descargas de pequeños drenajes, consiste en una fórmula para calcular la escorrentía superficial de una cuenca hidrográfica. Se adapta muy bien para la determinación de la escorrentía y caudales para drenajes superficiales de carreteras y descargas, para alcantarillas o tuberías de pequeñas cuencas. El método racional asume que la intensidad de lluvia sobre el área de drenaje es uniforme para un tiempo considerado.

Por lo general, se obtienen mejores resultados con este método, para cuencas menores a 120 hectáreas, pero pueden utilizarse para estimar cuencas mayores, aunque con menos precisión, siempre y cuando no pueda aplicarse algún otro método por falta de información o datos para llevar a cabo un cálculo exhaustivo.

El método racional asume que la intensidad de lluvia sobre el área de drenaje es uniforme para un tiempo considerado.

La fórmula racional es la siguiente:

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Q = caudal de escorrentía (m<sup>3</sup>/seg)

C = coeficiente de escorrentía (adimensional)

I = intensidad de lluvia (mm/h)

A = área de la cuenca (Ha) (1 Ha = 10 000 m<sup>2</sup>)

La intensidad de lluvia necesita ser consultada con el INSIVUMEH para la región de estudio. Se ha utilizado una intensidad de lluvia I = 200 mm/h, dato

obtenido del Atlas Hidrológico de lluvia máxima diaria para un período de retorno de 30 años, ver figura 9. El área a drenar es de 0,381 hectáreas.

El coeficiente de escorrentía C, es la variable del método racional menos susceptible a determinación precisa. Su uso en la fórmula implica una relación de arreglo para cualquier área de drenaje dada. En este proyecto el valor del coeficiente C es de 0,40, y corresponde una zona residencial suburbana según la tabla XIV, con estos datos se procede a calcular el caudal de diseño.

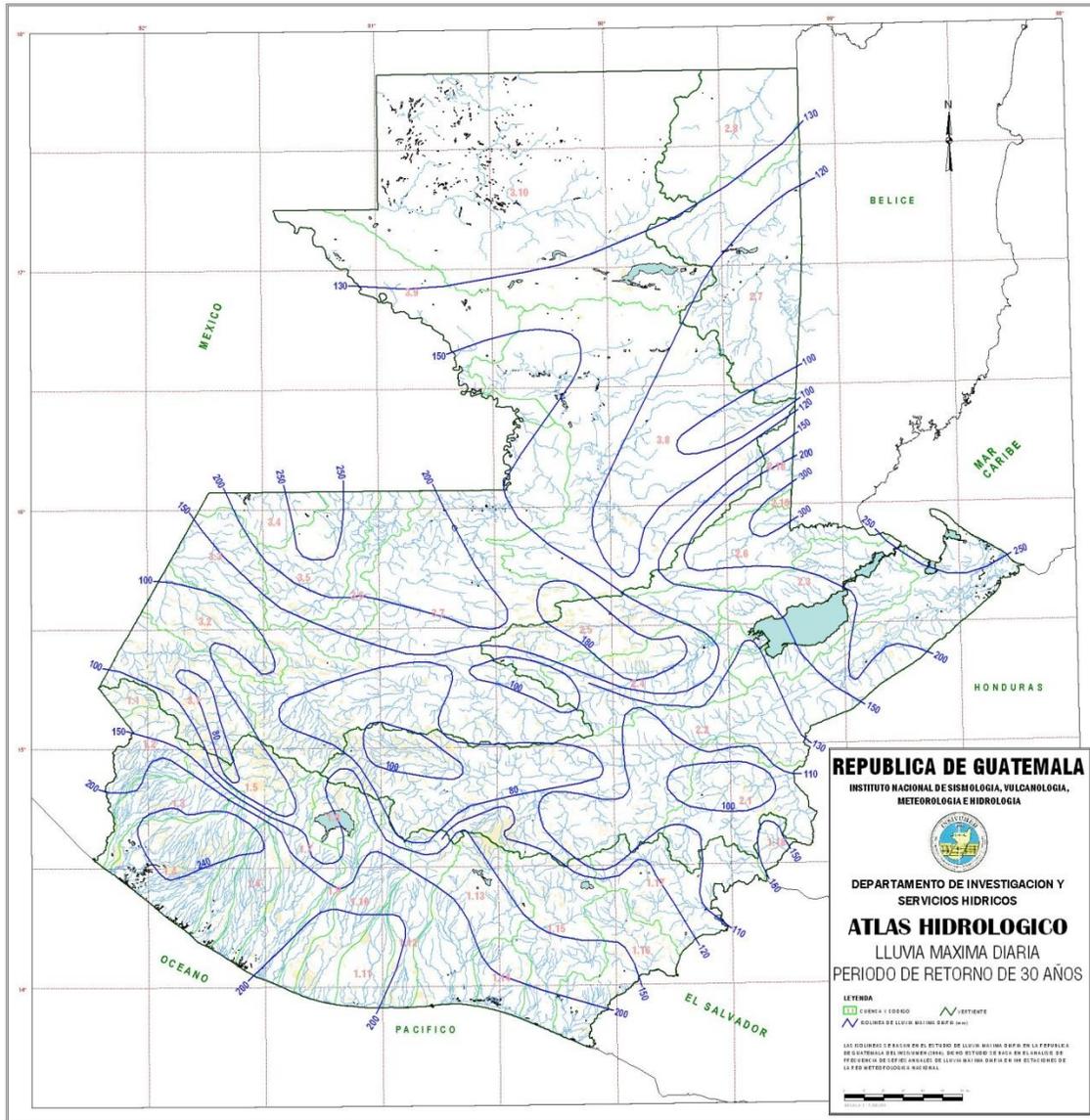
$$Q = \frac{0,40 * 200 * 0,381}{360} = 0,084 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla XIV. **Valores de coeficiente de escorrentía “C”**

<b>Descripción del área</b>	<b>Coficiente de escorrentía</b>
<b>Comercial</b>	
Centro de la ciudad	0,70 – 0,95
Periferia	0,50 – 0,70
<b>Residencial</b>	
Casas individuales	0,30 – 0,50
Colonias	0,40 – 0,60
Condominios	0,60 – 0,75
Residencial (suburbana)	0,25 – 0,40
Apartamentos	0,50 – 0,70

Fuente: CABRERA RIEPELE, Ricardo Antonio. *Apuntes de ingeniería sanitaria 2*. p. 50.

Figura 9. Atlas hidrológico, lluvia máxima diaria período de retorno 30 años



Fuente: INSIVUMEH. *Lluvia máxima diaria con periodo de retorno de 30 años.*

[http://www.insivumeh.gob.gt/hidrologia/ATLAS\\_HIDROMETEOROLOGICO/Atlas\\_Hidrologico/pdf/30.jpg](http://www.insivumeh.gob.gt/hidrologia/ATLAS_HIDROMETEOROLOGICO/Atlas_Hidrologico/pdf/30.jpg). Consulta: 11 de junio de 2018.

#### 2.9.1.4. Pendiente crítica

Es la pendiente capaz de sostener un caudal, dando un flujo uniforme y a una profundidad crítica. La pendiente crítica puede calcularse usando cualquier fórmula conocida para canales, puede tomarse como referencia el manual para tuberías de concreto (*Concrete Pipe Handbook*) de la *American Pipe Association*, en donde se encuentran dos gráficos que relacionan la descarga, altura crítica y descarga con pendiente crítica, ver anexo 2 y anexo 3.

Estas curvas están construidas con base unitaria, es decir, que los valores de pendiente y descarga son aplicados directamente a una alcantarilla o canal de 1 pie de diámetro con un coeficiente de rugosidad de Manning (n) de 0,010.

Cuando la pendiente es más plana que la crítica, para una descarga específica, la sección crítica se traslada de la entrada a la salida de la tubería.

Para alcantarillas es satisfactorio asumir que se encuentre 6 metros antes de la salida. Para determinar la altura en la entrada, es necesario calcular los puntos de la curva de remanso entre la sección crítica y la entrada.

Una vez la altura crítica es determinada, se pueden calcular la altura, velocidad y las pérdidas en la entrada, con eso podemos calcular la altura aguas arriba. La forma de la curva de remanso depende de la rugosidad, longitud y pendiente de la alcantarilla. Cuando la pendiente de la alcantarilla tiene un valor más alto que la pendiente crítica, no aumenta la descarga, simplemente hace que el agua corra a mayor velocidad y a menor profundidad que la sección crítica.

### **2.9.2. Drenajes transversales**

El objeto principal del drenaje transversal es restituir la continuidad de la red de drenaje natural del terreno (cauces, arroyos, ríos, entre otros), permitiendo su paso bajo la carretera en condiciones tales que se cumplan unos criterios funcionales.

Las obras de drenaje transversal, son las pequeñas estructuras de desagüe de las corrientes de agua interrumpidas por la infraestructura, son críticas para conseguir una correcta vida, comportamiento de la infraestructura y de la estructura. En su diseño influyen otros factores además de los hidráulicos que principalmente determinarán sus dimensiones. Estos factores se derivan de las características de la carretera, de la morfología de los cauces, de la evaluación de los daños que puede ocasionar la concentración del flujo otras consideraciones, fundamentalmente económicas, relativas a los costes de construcción y mantenimiento y a la estimación de la vida de la carretera.

### **2.9.3. Drenajes longitudinales**

El drenaje longitudinal en una carretera es un proceso de vital importancia para la infraestructura, no solo por motivos constructivos, sino también para mantener unos niveles de seguridad en la circulación de vehículos sobre esta. La principal función del sistema de drenaje de una carretera es la evacuación del agua procedente de precipitaciones que se vierte sobre la plataforma de la carretera y los desmontes adyacentes a esta. Además, la introducción de cunetas en una carretera elude la sedimentación de elementos procedentes de los terrenos en desmonte sobre la superficie de la vía, los cuales pueden resultar bastante peligrosos para la circulación confortable y en buenas condiciones de seguridad por parte de los usuarios de la vía.

Asimismo, el drenaje longitudinal es un elemento fundamental de cara a garantizar que el período de vida útil del pavimento no se vea resentido.

#### **2.9.4. Rejillas de captación de agua**

Cuando en un proyecto no existe posibilidad o factibilidad de colocar drenajes transversales o drenajes longitudinales existe la opción de la instalación de rejillas de captación de agua. Para este proyecto, dada la topografía del terreno y el bombeo de la carretera no es necesaria la construcción de alguna cuneta.

Su función principal es captar el agua que corre sobre la superficie de una carretera o calle, que se dirige a un pozo de drenaje pluvial desde el que se conduce hacia otro pozo o algún cuerpo de agua para su desfogue a través de tubería subterránea.

Una rejilla por lo general se ubica en el punto más bajo en donde existe una curva vertical cóncava ya que el agua tenderá a acumularse en ese punto o si el final del tramo está en un punto bajo; si se considera que el caudal es muy grande o se quiere proteger algún tipo de estructura del impacto del agua puede colocarse una rejilla de alivio que al igual que una rejilla de captación conducirá el agua hacia un pozo de drenaje pluvial.

Para este proyecto e instalará una rejilla en los puntos más bajos que conducirán el agua hacia pozos instalados cerca de las mismas, creando así un drenaje pluvial con desfogue conducido hacia el río. Este drenaje no tendrá conexión con ningún drenaje sanitario. Una rejilla de alivio se ubicará en la estación 0+302,11 y rejillas en puntos bajos en las estaciones 0+330,84, 0+431,66 y 0+963,98.

Para determinar el diámetro necesario de la tubería para transportar las aguas pluviales y para cubrir el caudal de 0,084 m³/s se utiliza la fórmula de velocidad de Manning y caudal para sección circular llena:

- Fórmula de velocidad de Manning

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

V = velocidad del fluido (m/s)

n = coeficiente de rugosidad de Manning

R = radio hidráulico (m)

s = pendiente de diseño

- Radio hidráulico para sección circular llena

$$R = \frac{D}{4}$$

R = radio hidráulico (m)

D = diámetro de tubería (m)

- Área mojada para sección circular llena

$$A = \frac{D^2 * \pi}{4}$$

A = área de sección (m²)

D = diámetro de tubería (m)

- Ecuación de caudal para sección circular llena

$$Q = A * V$$

Q = caudal (m<sup>3</sup>/s)

A = área de sección (m<sup>2</sup>)

V = velocidad del fluido (m/s)

En la ecuación de caudal queda de la siguiente manera:

$$Q = \left( \frac{D^2 * \pi}{4} \right) * \frac{1}{n} * \left( \frac{D}{4} \right)^{2/3} * s^{1/2}$$

Se propone utilizar tubería PVC de 12 pulgadas o 0,305 metros, se toma un coeficiente de rugosidad de Manning (n) de 0,009 según lo indicado en la tabla XV. La pendiente de diseño será del 1 %.

Datos:

D = 0,305 m

n = 0,009

s = 0,010

Cálculo:

$$Q = \left( \frac{0,305^2 * \pi}{4} \right) * \frac{1}{0,009} * \left( \frac{0,305}{4} \right)^{2/3} * 0,010^{1/2} = 0,146 \text{ m}^3/\text{s}$$

Resultado:

El caudal crítico a sección llena es de 0,146 m<sup>3</sup>/s, y es mayor al caudal de diseño de 0,085 m<sup>3</sup>/s. En la sección propuesta de 12 pulg cumple para desfogar el caudal de diseño.

Tabla XV. **Valores de rugosidad de Manning “n”**

<b>MATERIAL</b>	<b>n</b>
Tubos de cemento < 24”	0,015
Tubos de cemento > 24”	0,013
Tubos de PVC y asbesto cemento	0,009
Tubos de hierro fundido	0,013
Tubos de metal corrugado	0,012
Zanjas	0,020
Canales recubiertos con piedra	0,030

Fuente: CABRERA RIEPELE, Ricardo Antonio. *Apuntes de ingeniería sanitaria 2*. p. 9.

## **2.10. Consideraciones de operación y mantenimiento del pavimento rígido**

Para poder dar inicio a los trabajos de construcción de las losas de concreto, el contratista debe de someter para su aprobación, el procedimiento, maquinaria, equipos y materiales que utilizará en las operaciones necesarias. La aprobación del procedimiento de construcción a utilizar no exime al contratista de su responsabilidad de construir un pavimento de concreto de cemento Portland en forma tal, que se ajuste a éstas. Todas las mezcladoras deben ser diseñadas de forma que aseguren una distribución uniforme de los materiales.

No debe usarse ninguna mezcladora cuya capacidad indicada sea inferior a la carga de un saco y que cuente con un accesorio que cierre automáticamente el dispositivo de carga, con el fin de evitar que la mezcladora se vacíe antes de que los materiales hayan sido mezclados durante el tiempo mínimo especificado.

Las losas de concreto deben ser construidas sobre las superficies previamente preparadas de conformidad con las siguientes especificaciones técnicas. Cuando en el área de construcción de la losa de concreto antes o después de colocar la formaleta, se produzcan baches o presiones causadas por el movimiento de equipo y actividades propias de la construcción, estas deben corregirse antes de colocar el concreto, llenándolas con material igual al de la superficie preparada y nunca de concreto, lechada o mortero.

Seguidamente, se conforma y compacta el material con compactadora mecánica de operación manual, efectuándose el control de compactación conforme a lo establecido en las especificaciones técnicas. Todo el material excedente debe removerse, dejando la superficie nivelada y de acuerdo a la sección típica de pavimentación.

Después de pasar el equipo vibra terminador, debe ejecutarse un alisado longitudinal por medio de un flotador o niveladora maniobrada con un movimiento de uno a otro lado de la losa. Para el acabado final, se utiliza una escoba, colocada en dirección transversal y operada con un movimiento rápido de uno a otro lado de la losa. El acabado final debe ejecutarse antes del endurecimiento, y en los bordes, el acabado debe ser igual al de la superficie. Posteriormente, se aplica algún tipo de curador patentado, o en su defecto agua, con el objeto de evitar un fraguado brusco del concreto.

El concreto debe dosificarse y producirse para asegurar una resistencia a la compresión de 4 000 psi a los 28 días. La resistencia del concreto debe basarse en pruebas de cilindros fabricados y aprobados de acero. La resistencia a la compresión del concreto se basará en pruebas a los 7 y 28 días.

Las muestras para las pruebas de resistencia de cada clase de concreto producido por la planta mezcladora, deben consistir de por lo menos dos y preferentemente tres probetas para cada edad de prueba. Estas muestras deben tomarse no menos de una vez por cada 60 metros cúbicos o fracción de concreto. Las muestras para prueba de resistencia deben tomarse de acuerdo al método AASHTO T-24.

Las formaletas no pueden ser retiradas hasta después de transcurridas por lo menos 12 horas de haber sido colocado el concreto. La operación debe ser hecha con cuidado para evitar dañar los bordes del concreto.

El material sellante debe colocarse en las juntas previamente secas y limpias, empleando herramientas que penetren en la ranura de las juntas. El material de relleno debe ser cuidadosamente colocado, sin producir desbordamiento. Cualquier exceso debe moverse inmediatamente, limpiando la superficie. No se permitirá que queden rebordes o túmulos, especialmente en las juntas transversales. Las operaciones de reparación de cualquier daño que se ocasione al pavimento antes de su aceptación final, correrán como riesgo del contratista.

El pavimento no debe ser abierto al tránsito sino hasta transcurridos por lo menos 14 días después de la colocación del concreto o que lleguen las probetas de prueba, al ensayarlas a una resistencia de 3500 psi a compresión. Este tiempo puede ser mejorado utilizando aditivos como acelerantes de

fraguado rápido, los cuales hacen que el concreto se endurezca rápidamente. No se recomienda su uso, salvo casos especiales con buena supervisión de laboratorio. En tiempo de mucho frío pueden ser útiles ya que el frío retarda el endurecimiento del concreto.

Las fallas en los pavimentos rígidos pueden deberse a dos causas principales. Una de ellas se refiere a deficiencias de la propia losa, por un lado, comprende los defectos del concreto, tales como utilización de materiales y agregados no adecuados, desintegración por reacción de los agregados del cemento. Por otro lado, incluye los defectos de construcción o de insuficiencia estructural en la losa, tales como la inapropiada colocación o insuficiente dotación de elementos de transmisión de carga, insuficiente resistencia entre las restricciones de fricción impuestas a los movimientos de la losa por la sub-base, alabeo de las losas o mal comportamiento de las juntas de contracción y expansión.

La otra causa principal de falla en los pavimentos rígidos se refiere al inadecuado comportamiento estructural del conjunto losa, sub-base, sub-rasante y aún terracería y terreno de cimentación. De este tipo de fallas por bombeo, la distorsión general, la ruptura de esquinas o bordes, por falta del apoyo necesario u otras del mismo estilo. Entre las fallas más comunes se encuentran: grietas por adición de agua, abultamiento por mal acabado, superficie antiderrapante, deficiente curado, rajaduras o asentamientos.

## **2.11. Presupuesto**

A continuación, se muestra el presupuesto que se tiene para el proyecto.

### 2.11.1. Integración de precios unitarios

A continuación, se presenta el presupuesto de Integración de precios unitarios.

Tabla XVI. Integración de precios unitarios

<b>Proyecto:</b>	Pavimentación de la calle principal en la comunidad San Isidro			
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez			
<b>Renglón:</b>	1,0	Limpieza, chapeo y destronque		
<b>Unidad:</b>	Ha	<b>Cantidad:</b>	0,385	
<b>P. Unitario:</b>	Q 3841,66	<b>Total:</b>	Q 1 479,04	
Materiales				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q -
		Subtotal sin IVA		Q -
Herramienta	%	5,00		Q -
Mano de obra				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Trazo + estaqueado	m <sup>2</sup>	10 000,00	Q 0,07	Q 700,00
Limpieza del terreno	m <sup>2</sup>	10 000,00	Q 0,05	Q 500,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 528,00
Prestaciones	%	84,67		Q 1 016,04
		Subtotal		Q 2 744,04
Costos directos	Q 2 744,04			
Costos indirectos (FI: 40 %)	Q 1 097,62			
<b>Total precio</b>	<b>Q 3 841,66</b>			

Continuación de la tabla XVI.

<b>Proyecto:</b>	Pavimentación de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Renglón:</b>	2,0	Tratamiento de subrasante	
<b>Unidad:</b>	m <sup>2</sup>	<b>Cantidad:</b>	3 856,84
<b>P. Unitario:</b>	Q 33,61	<b>Total:</b>	Q 129 628,39

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q -
Subtotal sin IVA				Q -

Herramienta	%	5,00		Q -
-------------	---	------	--	-----

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Excavación	m <sup>3</sup>	0,10	Q 50,00	Q 5,00
Relleno	m <sup>3</sup>	0,10	Q 25,00	Q 2,50
Compactación y nivelación	m <sup>2</sup>	1,00	Q 3,00	Q 3,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 4,62
Prestaciones	%	84,67		Q 8,89
Subtotal				Q 24,01

Costos directos	Q	24,01
Costos indirectos (FI: 40 %)	Q	9,60
<b>Total precio</b>	<b>Q</b>	<b>33,61</b>

Continuación de la tabla XVI.

<b>Proyecto:</b>	Pavimentación de la calle principal en la comunidad SAN ISIDRO		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Reglón:</b>	3,0	Topografía	
<b>Unidad:</b>	km	<b>CANTIDAD:</b>	0,964
<b>P. Unitario:</b>	Q 3466,23	<b>TOTAL:</b>	Q 3341,45

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Pintura en spray rojo	unidad	2,00	Q 27,00	Q 54,00
Equipo topográfico	día	1,00	Q 325,00	Q 325,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 18,95
Subtotal sin IVA				Q 397,95

Herramienta	%	5,00		Q 19,90
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Replanteo topográfico	día	1,00	Q 800,00	Q 800,00
Pago de cadenero	día	1,00	Q 100,00	Q 100,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 396,00
Prestaciones	%	84,67		Q 762,03
Subtotal				Q 2 058,03

Costos directos	Q 2 475,88
Costos indirectos (FI: 40 %)	Q 990,35
<b>Total precio</b>	<b>Q 3 466,23</b>

Continuación de la tabla XVI.

<b>Proyecto:</b>	Pavimentación de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Renglón:</b>	4,0	Excavación de cajuela	
<b>Unidad:</b>	m <sup>3</sup>	<b>Cantidad:</b>	99,25
<b>P. Unitario:</b>	Q 64,02	<b>Total:</b>	Q 6 353,99

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q -
Subtotal sin IVA				Q -

Herramienta	%	5,00		Q -
-------------	---	------	--	-----

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Excavación de material	m <sup>3</sup>	1,00	Q 20,00	Q 20,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 8,80
Prestaciones	%	84,67		Q 16,93
Subtotal				Q 45,73

Costos directos	Q	45,73
Costos indirectos (FI: 40 %)	Q	18,29
<b>Total precio</b>	<b>Q</b>	<b>64,02</b>

Continuación de la tabla XVI.

<b>Proyecto:</b>	Pavimentación de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Reglón:</b>	5,0	Relleno	
<b>Unidad:</b>	m <sup>3</sup>	<b>Cantidad:</b>	68,66
<b>P. Unitario:</b>	Q 48,02	<b>Total:</b>	Q 3 297,05

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q -
Subtotal sin IVA				Q -

Herramienta	%	5,00		Q -
-------------	---	------	--	-----

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Relleno de zanja	m <sup>3</sup>	1,00	Q 15,00	Q 15,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44		Q 6,60
Prestaciones	%	84,67		Q 12,70
Subtotal				Q 34,30

Costos directos	Q	34,30
Costos indirectos (FI: 40 %)	Q	13,72
<b>Total precio</b>	<b>Q</b>	<b>48,02</b>

Continuación de la tabla XVI.

<b>Proyecto:</b>	Pavimentación de la calle principal en la comunidad san isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Reglón:</b>	6,0	Sub-base de 10 cm de espesor	
<b>Unidad:</b>	m <sup>2</sup>	<b>Cantidad:</b>	3 856,84
<b>P. Unitario:</b>	Q 51,55	<b>Total:</b>	Q 198 820,10

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Material selecto	m <sup>3</sup>	0,10	Q 85,00	Q 8,50
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 0,43
Subtotal sin IVA				Q 8,93

Herramienta	%	5,00		Q 0,45
-------------	---	------	--	--------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Tender material	m <sup>2</sup>	1,00	Q 6,00	Q 6,00
Compactar material	m <sup>2</sup>	1,00	Q 6,00	Q 6,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44		Q 5,28
Prestaciones	%	84,67		Q 10,16
Subtotal				Q 27,44

Costos directos	Q 35,82
Costos indirectos (FI: 40 %)	Q 14,73
<b>Total precio</b>	<b>Q 51,55</b>

Continuación de la tabla XVI.

<b>Proyecto:</b>	Pavimentación de la calle principal en la comunidad san isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Renglón:</b>	7,0	Pavimento de 15 cm de espesor	
<b>Unidad:</b>	m <sup>2</sup>	<b>Cantidad:</b>	3 856,84
<b>P. Unitario:</b>	Q 223,52	<b>Total:</b>	Q 862 080,88

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Cemento 4000 psi	sacos	1,28	Q 72,00	Q 92,16
Arena de río	m <sup>3</sup>	0,06	Q 90,00	Q 5,40
Piedrín 3/4"	m <sup>3</sup>	0,10	Q 150,00	Q 15,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 5,63
Subtotal sin IVA				Q 118,19

Herramienta	%	5,00		Q 5,91
-------------	---	------	--	--------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Fabricación y colocación de concreto	m <sup>3</sup>	0,15	Q 100,00	Q 15,00
Corte de juntas	ml	0,55	Q 1,00	Q 0,55
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44		Q 6,84
Prestaciones	%	84,67		Q 13,17
Subtotal				Q 35,56

Costos directos	Q	159,66
Costos indirectos (FI: 40 %)	Q	63,86
<b>Total precio</b>	<b>Q</b>	<b>223,52</b>

Continuación de la tabla XVI.

<b>Proyecto:</b>	Pavimentación de la calle principal en la comunidad san isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Renglón:</b>	8,0	Rejilla de captación agua pluvial	
<b>Unidad:</b>	ml	<b>Cantidad:</b>	16,00
<b>P. Unitario:</b>	Q 1816,84	<b>Total:</b>	Q 29 069,44

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Cemento 4000 psi	sacos	0,50	Q 72,00	Q 36,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	0,01	Q 90,00	Q 0,90
Piedrín 3/4"	m <sup>3</sup>	0,02	Q 150,00	Q 3,00
Hierro núm. 2	varilla	1,05	Q 8,00	Q 8,40
Hierro núm. 4	varilla	4,35	Q 85,00	Q 369,75
Hierro angular 1"x1"x1/8"	unidad	0,34	Q 56,00	Q 19,04
Alambre de amarre	lb	0,25	Q 5,00	Q 1,25
Tubo PVC 8"	unidad	0,07	Q 746,00	Q 52,22
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 24,53
Subtotal sin IVA				Q 515,09

Herramienta	%	5,00		Q 25,75
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Fabricación y colocación de concreto	m <sup>3</sup>	0,06	Q 100,00	Q 6,00
Armado de hierro	ml	11,00	Q 25,00	Q 275,00
Fabricación de rejilla	ml	1,00	Q 50,00	Q 50,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44		Q 145,64
Prestaciones	%	84,67		Q 280,26
Subtotal				Q 756,90

Costos directos	Q 1 297,74
Costos indirectos (FI: 40%)	Q 519,10
<b>Total precio</b>	<b>Q 1 816,84</b>

Continuación de la tabla XVI.

<b>Proyecto:</b>	Pavimentación de la calle principal en la comunidad san isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Renglón:</b>	9,0	Pozos de visita drenaje pluvial	
<b>Unidad:</b>	ml	<b>Cantidad:</b>	6,00
<b>P. Unitario:</b>	Q 4036,10	<b>Total:</b>	Q 24 216,60

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Cemento 4000 psi	sacos	4,50	Q 72,00	Q 324,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	0,17	Q 90,00	Q 15,30
Piedrín 3/4"	m <sup>3</sup>	0,11	Q 150,00	Q 16,50
Hierro núm. 2	varilla	1,82	Q 8,00	Q 14,56
Hierro núm. 4	varilla	4,56	Q 85,00	Q 387,60
Alambre de amarre	lb	0,25	Q 5,00	Q 1,25
Ladrillo tayuyo	unidad	336,00	Q 2,25	Q 756,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 75,76
Subtotal sin IVA				Q 1590,97

Herramienta	%	5,00		Q 79,55
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Fabricación y colocación de concreto	m <sup>3</sup>	0,06	Q 100,00	Q 6,00
Fabricación y colocación de sabieta	m <sup>3</sup>	0,14	Q 50,00	Q 7,00
Armado de hierro	ml	18,00	Q 25,00	Q 450,00
Colocación de ladrillos	unidad	336,00	Q 0,20	Q 67,20
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44		Q 233,29
Prestaciones	%	84,67		Q 448,92
Subtotal				Q 1 212,41

Costos directos	Q 2 882,93
Costos indirectos (FI: 40 %)	Q 1 153,17
<b>Total precio</b>	<b>Q 4 036,10</b>

Continuación de la tabla XVI.

<b>Proyecto:</b>	Pavimentación de la calle principal en la comunidad san isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Renglón:</b>	10,0	Tubería de drenaje pluvial	
<b>Unidad:</b>	ml	<b>Cantidad:</b>	120,00
<b>P. Unitario:</b>	Q 523,68	<b>Total:</b>	Q 62 841,60

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Tubo PVC 12"	unidad	0,17	Q1 536,00	Q 261,12
Empaque para tubo 12"	unidad	0,17	Q 50,00	Q 8,50
Adhesivo 300 ml	unidad	0,08	Q 93,00	Q 7,44
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 13,85
Subtotal sin IVA				Q 290,91

Herramienta	%	5,00		Q 14,55
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Colocación de tubería	ml	1,00	Q 30,00	Q 30,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44		Q 13,20
Prestaciones	%	84,67		Q 25,40
Subtotal				Q 68,60

Costos directos	Q 374,06
Costos indirectos (FI: 40 %)	Q 149,62
<b>Total precio</b>	<b>Q 523,68</b>

Fuente: elaboración propia.

## 2.11.2. Resumen de presupuesto

A continuación, se presenta el resumen del presupuesto.

Tabla XVII. Resumen de presupuesto

<b>Pavimentación de la calle principal en la comunidad San Isidro, Mazatenango, Suchitepequez</b>					
<b>Cuadro de renglones de trabajo</b>					
<b>Núm.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad de medida</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio unitario</b>	<b>Total</b>
1,0	Limpieza, chapeo y destronque	Ha	0,385	Q 3 841,66	Q 1479,04
2,0	Tratamiento de subrasante	ml	3 856,84	Q 33,61	Q 129 628,39
3,0	Topografía	km	0,964	Q 3 466,23	Q 3 341,45
4,0	Excavación de cajuela	m <sup>3</sup>	99,25	Q 64,02	Q 6 353,99
5,0	Relleno	m <sup>3</sup>	68,66	Q 48,02	Q 3 297,05
6,0	Sub-base de 10 cm de espesor	m <sup>2</sup>	3 856,84	Q 51,55	Q 198 820,10
7,0	Pavimento de 15 cm de espesor	m <sup>2</sup>	3 856,84	Q 223,52	Q 862 080,88
8,0	Rejilla de captación agua pluvial	ml	16,00	Q 1 816,84	Q 29 069,44
9,0	Pozos de visita drenaje pluvial	ml	6,00	Q 4 036,10	Q 24 216,60
10,0	Tubería de drenaje pluvial	ml	120,00	Q 523,68	Q 62 841,60
<b>Gran total</b>					<b>Q 1 321 128,54</b>
<b>Precio total en letras: un millón trescientos veintiún mil ciento veintiocho quetzales con cincuenta y cuatro centavos</b>					

Fuente: elaboración propia.

## 2.12. Cronogramas

A continuación, se presentan los cronogramas de ejecución.

### 2.12.1. Cronograma de ejecución física

A continuación, se describe el cronograma de ejecución física.

Tabla XVIII. Cronograma de ejecución física

Núm.	Descripción	Quincena							Porcentaje de avance
		1	2	3	4	5	6	7	
1,0	Limpieza, chapeo y destronque								0,10 %
2,0	Tratamiento de subrasante								0,77 %
3,0	Topografía								1,03 %
4,0	Excavación de cajuela								1,53 %
5,0	Relleno								1,79 %
6,0	Subbase de 10 cm de espesor								17,46 %
7,0	Pavimento de 15 cm de espesor								90,85 %
8,0	Rejilla de captación agua pluvial								93,14 %
9,0	Pozos de visita drenaje pluvial								95,05 %
10,0	Tubería de drenaje pluvial								100,00 %

Fuente: elaboración propia.

### 2.12.2. Cronograma de ejecución financiera

A continuación, se describe el cronograma de ejecución financiera.

Tabla XIX. **Cronograma de ejecución financiera**

Núm.	Descripción	Quincena							Precio total
		1	2	3	4	5	6	7	
1,0	Limpieza, chapeo y destronque	■							Q 1479,04
2,0	Tratamiento de subrasante		■						Q 129 628,39
3,0	Topografía		■						Q 3 341,45
4,0	Excavación de cajuela		■	■					Q 6 353,99
5,0	Relleno			■					Q 3 297,05
6,0	Subbase de 10 cm de espesor			■	■				Q 198 820,10
7,0	Pavimento de 15 cm de espesor				■	■	■		Q 862 080,88
8,0	Rejilla de captación agua pluvial		■	■			■		Q 29 069,44
9,0	Pozos de visita drenaje pluvial		■	■			■		Q 24 216,60
10,0	Tubería de drenaje pluvial		■	■					Q 62 841,60

Fuente: elaboración propia.

### **3. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO**

#### **3.1. Descripción del proyecto a desarrollar**

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto reforzado, de una vía, para soportar una carga viva AASTHO H 15-44, con una luz entre apoyos de 15,00 m. y un ancho de rodadura de 4,00 m. El puente vehicular estará conformado por:

- Superestructura: es la parte superior del puente que se construye sobre apoyos, los cuales pueden ser la losa, las vigas, bóveda, estructura metálica, entre otros., las cuales transmiten la carga a la subestructura. Los componentes básicos de la superestructura son los siguientes.
  - Losa
  - Vigas
  - Barandales
  - Diafragmas
  
- Subestructura: la subestructura incluye todos los elementos requeridos para soportar la superestructura y transmitir las cargas al suelo. Los componentes básicos de la subestructura son los siguientes.
  - Cortina
  - Viga de apoyo
  - Estribos

### **3.2. Levantamiento topográfico**

El levantamiento topográfico es una herramienta indispensable en el diseño de puentes, ya que permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría de las partes del puente que consisten en:

- Levantamiento de la sección transversal en el lugar de paso para ubicación del puente, determinar el área hidráulica y nivel de aguas máximas.
- Levantamiento de secciones transversales del río, 75 metros aguas arriba y 50 metros aguas abajo, esto con el objeto de observar el comportamiento de la sección hidráulica a lo largo del río.
- Levantamiento de la corriente de agua, con el objeto de determinar la dirección y pendiente del río.

### **3.3. Estudio hidrológico e hidráulico**

Estos estudios establecen las características hidrológicas de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río, permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Las investigaciones hidrológicas e hidráulicas para el estudio de puentes deben perseguir los siguientes objetivos:

- Determinación del caudal máximo de diseño para diferentes periodos de retorno, así como su área hidráulica.
- Calcular el nivel de aguas máximas para la avenida de diseño.
- Por ultimo determinar la velocidad de la corriente para la avenida máxima.

Para llevar a cabo la recolección de datos y su análisis, se deberá realizar trabajos de campo y de oficina, lo cual incluye:

- Reconocimiento del lugar de la obra
- Información Topográfica
- Establecer las características del área tributaria del río (cuenca)
- Información hidrometeorológica
- Evaluación de los caudales

Para el cálculo de los caudales que puedan tener los ríos existen varios métodos, entre los cuales se tiene: aforo directo con molinete, vertederos, volumétrico, aforo químico, sección-pendiente, método racional, etc. Para este proyecto se utilizarán dos métodos: el método racional y el método de sección-pendiente; los cuales se determinarán un valor de caudal por medio de los cálculos establecidos para cada método.

Se utilizará el mayor caudal obtenido con ambos métodos, esto para permitir un mayor factor de seguridad y garantizar la vida útil del proyecto.

### **3.3.1. Método racional**

Este es un método en el cuál se pueden determinar crecidas por medio del análisis de la frecuencia de lluvias intensas, solamente se puede aplicar

cuando se ha adquirido previamente un buen conocimiento de la distribución de lluvia en la cuenca.

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Q = caudal máximo (m<sup>3</sup>/seg)

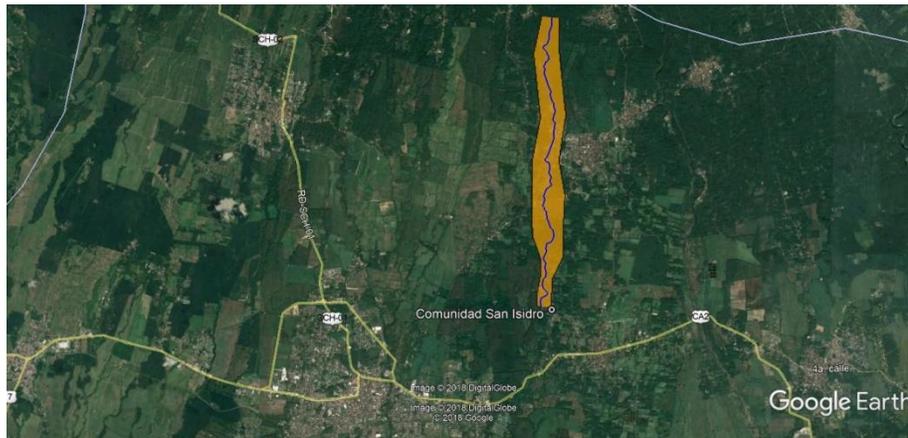
C = coeficiente de escorrentía (adimensional)

I = intensidad de lluvia (mm/h)

A = área de la cuenca (Ha) (1 Ha = 10 000 m<sup>2</sup>)

Mediante el programa Google Earth se ha determinado el área de la sub-cuenca que comprende el río Nimá, que forma parte de la cuenca Sis-Icán.

Figura 10. **Sub-cuenca del río Nimá**



Fuente: Google Earth Pro. *Imagen satelital.*

<http://www.google.es/earth/download/gep/agree.html>. Consulta: 4 de diciembre de 2017.

Del análisis de la imagen satelital de la figura 10, se define el área tributaria de la cueca, siendo esta de 3,19 km<sup>2</sup>, con una longitud del cauce del

río al punto más lejano de 6899 m, y una diferencia de altura de 345 m. En resumen, los datos que se cuentan para el cálculo de la crecida máxima son los siguientes:

Área de la cuenca	3,19 km <sup>2</sup> o 319 Ha
Longitud del cauce	6 899 m
Cota máxima	801 msnm
Cota mínima	456 msnm

El coeficiente de escorrentía “C” y la intensidad de lluvia “I” se obtienen con distintos cálculos y tablas como se muestra a continuación:

- Coeficiente de escorrentía C

Tabla XX. **Valores indicativos del coeficiente de escorrentía C**

Uso del suelo	Pendiente del terreno	Capacidad de infiltración del suelo		
		Alto (suelos arenosos)	Medio (suelos francos)	Bajo (suelos arcillosos)
Tierra agrícola	< 5%	0,30	0,50	0,60
	5 – 10 %	0,40	0,60	0,70
	10 – 30 %	0,50	0,70	0,80
Potreros	< 5%	0,10	0,30	0,40
	5 – 10 %	0,15	0,35	0,55
	10 – 30 %	0,20	0,40	0,60
Bosques	< 5%	0,10	0,30	0,40
	5 – 10 %	0,25	0,35	0,50
	10 – 30 %	0,30	0,50	0,60

Fuente: MOCKUS, Víctor. *National engineering handbook, sec. 4: hydrology, USDA*. p. 85.

- Pendiente del terreno

$$S = \frac{\text{cota máxima} - \text{cota mínima}}{\text{longitud del cauce}}$$

$$S = \frac{801 - 456}{6899}$$

$$S = 0,05 \cong 5 \%$$

Se conoce que el terreno de la cuenca es principalmente boscoso y que el suelo del área es arenoso, esto según estudios de suelos realizados en laboratorio. Para una pendiente del 5 % se obtiene un coeficiente de escorrentía  $C = 0,25$ .

- Tiempo de concentración

El tiempo de concentración del área tributaria puede estimarse mediante fórmulas que se basan en parámetros morfométricos de las cuencas o con base en aspectos hidráulicos de las corrientes. Una de las fórmulas utilizadas en nuestro medio es la de Kirpich, que usa el desnivel y longitud del cauce del río como parámetros de cálculo.

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

$t_c$  = tiempo de concentración (min)

L = longitud del cauce desde la cabecera de la cuenca tributaria (m)

H = diferencia de altura (m)

$$t_c = \frac{3 * 6899^{1,15}}{154 * 345^{0,38}} = 54,93 \text{ min}$$

- Intensidad de lluvia

Los valores a utilizar para hallar la intensidad de lluvia que se muestran en la tabla XXI, se obtienen de la información proporcionada por el INSIVUMEH, los cuales corresponden a la estación meteorológica Retalhuleu ubicada en la cuenca Ocosito, en ella se presentan por lo general, datos similares a los de la cuenca Sis-Icán. Esto, además, se debe a la falta de información que se tiene en la zona de estudio dentro de la ya mencionada cuenca Sis-Icán.

Tabla XXI. **Parámetros de ajuste A, B y n, para intensidad de lluvia**

Estación Retalhuleu								
Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
A	5843	1991	1150	1321	1315	1221	1215	1217
B	25	14	11	13	13	12	12	12
n	1,037	0,769	0,616	0,633	0,630	0,613	0,610	0,609
Tr = periodo de retorno (años)								
A, B, n = Parámetros de la estación meteorológica								

Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. *Informe de intensidades de lluvia de Guatemala*. INSIVUMEH. p. 7.

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

$i_{tr}$  = intensidad de lluvia para el tiempo de retorno (mm/h)

A, B, n = parámetros de ajuste

t = tiempo de concentración (min)

- Período de retorno de 2 años

$$i_2 = \frac{5843}{(25 + 54,93)^{1,037}} = 62,16 \text{ mm/h}$$

- Período de retorno de 10 años

$$i_{10} = \frac{1150}{(11 + 54,93)^{0,616}} = 87,12 \text{ mm/h}$$

- Período de retorno de 20 años

$$i_x = \frac{1321}{(13 + 54,93)^{0,633}} = 91,45 \text{ mm/h}$$

- Período de retorno de 30 años

$$i_{30} = \frac{1221}{(12 + 54,93)^{0,613}} = 92,81 \text{ mm/h}$$

- Período de retorno de 50 años

$$i_{50} = \frac{1215}{(12 + 54,93)^{0,610}} = 93,53 \text{ mm/h}$$

- Período de retorno de 100 años

$$i_{100} = \frac{1217}{(12 + 54,93)^{0,609}} = 94,07 \text{ mm/h}$$

Para el cálculo del caudal de la crecida máxima se tomará como el valor de intensidad de lluvia el mayor valor de los calculados anteriormente, por lo cual se utiliza el valor de la intensidad de lluvia para 100 años.

$$i_{100} = 94,07 \text{ mm/h}$$

- Caudal máximo para un período de diseño de 100 años

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Datos:

$$C = 0,25$$

$$I = 94,07 \text{ mm/h}$$

$$A = 319 \text{ Ha}$$

$$Q = \frac{0,25 * 94,07 * 319}{360}$$

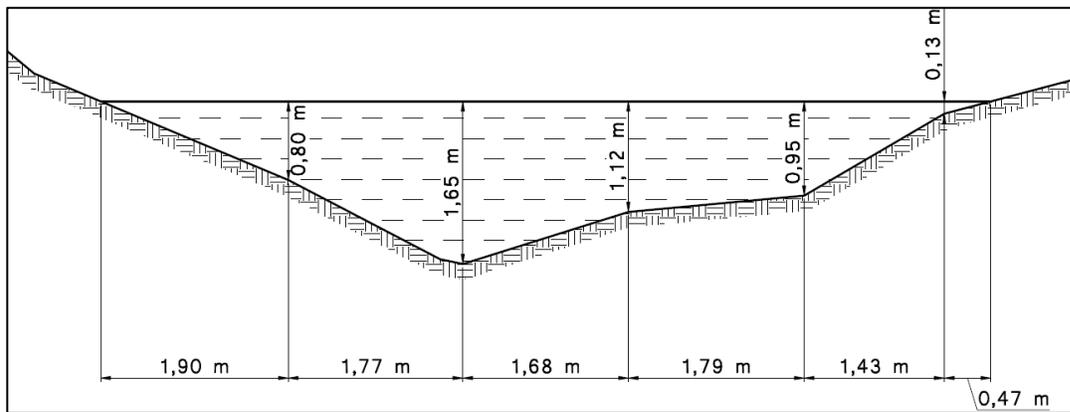
$$Q = 20,84 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 3.3.2. Método sección-pendiente

Para su aplicación se necesita conocer la altura máxima alcanzada por una corriente de crecida máxima extraordinaria; en este caso, los datos de la altura máxima han sido obtenidos mediante observaciones del terreno en información proporcionada por pobladores locales, esto no cuenta con información documentada de las crecidas del río Nimá.

La sección transversal que ocupa el río se calcula para la altura alcanzada por la crecida máxima extraordinaria, y la velocidad se calcula con la fórmula de Manning.

Figura 11. **Sección transversal del río para la crecida máxima extraordinaria**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

De la figura anterior encontramos que el área es de 7,98 m<sup>2</sup> y el perímetro mojado es de 18,80 m.

- Cálculo del radio hidráulico

$$R_h = \frac{A}{P_m}$$

R<sub>h</sub> = radio hidráulico (m)

A = área del flujo (m<sup>2</sup>)

P<sub>m</sub> = perímetro mojado (m)

$$R_h = \frac{7,98}{18,80} = 0,42 \text{ m}$$

- Cálculo de la velocidad

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * s^{1/2}$$

V = velocidad de corriente del río (m/s)

n = coeficiente de rugosidad de Manning

R<sub>h</sub> = radio hidráulico (m)

s = pendiente del terreno

Considerando que un río es similar a un canal recubierto con piedra, el coeficiente de rugosidad de Manning será n= 0,030, valor obtenido de la tabla XV. Y la pendiente del terreno será s= 0,05, dato obtenido anteriormente.

$$V = \frac{1}{0,030} * 0,42^{2/3} * 0,05^{1/2} = 4,18 \text{ m/s}$$

- Cálculo del caudal

$$Q = V * A$$

Q = Caudal (m<sup>3</sup>/s)

V = Velocidad de corriente del río (m/s)

A = Área del flujo (m<sup>2</sup>)

$$Q = 4,18 * 18,80$$

$$Q = 78,58 \text{ m}^3/\text{s}$$

Al comparar los valores de caudal obtenidos por los dos métodos, se observa que es mayor el obtenido por la crecida máxima extraordinaria, entonces, con base en este valor se determinará la altura que se le dará al puente a partir del fondo del río.

Especificaciones de las normas AASHTO indican que como medida de seguridad para el diseño se debe dar un mínimo de 1,50 metros sobre la altura de la crecida máxima. En este proyecto la altura desde el lecho del río a la cara inferior de la viga será de 2,80 metros; dejando así una altura de 1,15 metros sobre la altura de la crecida máxima, lo cual es menor a lo indicado en la norma. La altura del puente no puede ser mayor debido a los niveles de la sub-rasante de la calle y las viviendas que se encuentran en ambos extremos del río, cuyos ingresos quedarían bloqueados por los aproches en el ingreso y salida del puente.

### **3.4. Estudio de suelos**

Para este proyecto se han realizado distintos ensayos de suelos tales como: límites de Atterberg, granulometría y ensayo de compresión triaxial. Para el ensayo de compresión triaxial fue necesaria la extracción de una muestra inalterada y representativa del suelo de un pie cúbico (1 pie<sup>3</sup>), la cual después de las pruebas correspondientes generaron los resultados correspondientes (para ensayo de compresión triaxial ver Anexo 8). Los datos generados son los siguientes:

Tipo de ensayo	No consolidado y no drenado
Dimensión de la probeta	2,5" x 5,0"
Ángulo de fricción interna ( $\phi$ )	17,56° $\cong$ 0,3065 rad
Cohesión (Cu)	1,41 Ton/m <sup>2</sup>
Peso específico del suelo ( $\gamma_s$ )	1,42 Ton/m <sup>3</sup>
Descripción del suelo	Arena fina limosa color café
Límite líquido	44,04 %
Límite plástico	11,77 %

Los ensayos de límites de Atterberg y granulometría permiten realizar una clasificación del suelo que describe su composición y nos ayuda a tener una idea de la calidad del suelo previo a realizar los cálculos correspondientes.

Existen varios métodos de clasificación, pero los más usados son: el Sistema de Clasificación Unificado (S.C.U.) y el sistema de clasificación P.R.A o sistema de clasificación AASHTO.

- Sistema de Clasificación Unificado (S.C.U.) originalmente ideado por el ingeniero Arturo Casagrande en el año 1942 y adoptado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército en 1952. La clasificación esta basada en las propiedades de plasticidad y en la distribución del tamaño del grano, la cual divide el suelo en dos grandes categorías: Suelos granulares, en los cuales el porcentaje retenido por el tamiz No. 200 es superior al 50 %, en esta categoría se encuentran las gravas y arenas; y los suelos finos, en los cuales el porcentaje que pasa por el tamiz No. 200 es superior al 50 %, en esta categoría se encuentran los limos y arcillas.

Las partículas que componen el suelo poseen diferentes tamaños y características, además están mezcladas en proporciones variables lo cual determina las propiedades del suelo.

En el S.C.U. la simbología utilizada para la clasificación del suelo es la siguiente:

Tabla XXII. **Simbología del Sistema de Clasificación Unificado (S.C.U.)**

<b>Respecto al tamaño de las partículas</b>	
<b>G</b>	(del término inglés <i>gravel</i> ): Grava, fracción del suelo más grueso o tamaño grava.
<b>S</b>	(del término inglés <i>sand</i> ): Arena, fracción del suelo con tamaño de grano comprendido entre el tamiz No. 4 y el tamiz No. 200.
<b>M</b>	(del término sueco <i>mo</i> ): Limo, fracción fina del suelo que no posee propiedades de plasticidad, o de tener, es muy baja.
<b>C</b>	(del término inglés <i>clay</i> ): Arcilla, fracción fina del suelo que posee propiedades de plasticidad.
<b>Respecto a la distribución de las partículas en el suelo</b>	
<b>W</b>	(del término inglés <i>well</i> ): Buena distribución del suelo, o sea que dentro de la masa de suelo hay un predominio de un tamaño de grano.
<b>P</b>	(del término inglés <i>poorly</i> ): Mala distribución del suelo, significa que dentro de la masa de suelo hay variedad en el tamaño de grano, aunque haya predominio de uno de ellos.
<b>Respecto a la plasticidad</b>	
<b>L</b>	(del término inglés <i>low</i> ): Suelos de baja plasticidad, son aquellos con límite líquido menor a 50.
<b>H</b>	(del término inglés <i>high</i> ): Suelos con alta plasticidad, son aquellos con límite líquido mayor a 50.

Fuente: Ministerio de Transporte e Infraestructura. *Manual para la revisión de estudios geotécnicos*. Nicaragua: MTI. p. 44.

La descripción del suelo en este proyecto es una arena fina limosa color café, el cual estaría clasificado según el S.C.U. como un suelo tipo ML (limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o limos arcillosos con ligera plasticidad).

- Sistema de clasificación de los suelos Public Road Administration (P.R.A.): también conocido como el sistema de clasificación AASHTO, fue desarrollado en 1929 por AASHTO y el comité de clasificación de materiales para carreteras de la ASTM.

La clasificación se realiza basada en el tamaño del grano y en la plasticidad, de acuerdo con este sistema y con base en su comportamiento, los suelos están clasificados en ocho grupos designados por los símbolos del A-1 al A-8. En este sistema de clasificación los suelos inorgánicos se clasifican en 7 grupos que van del A-1 al A-7. Estos a su vez se dividen en una total de 12 subgrupos. Los suelos con elevada proporción de materia orgánica se clasifican como A-8.

Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son suelos gruesos granulares con un 35 % o menos que pasa el tamiz núm. 200, y los que presentan una cantidad superior que pasa el tamiz núm. 200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7, estos son suelos finos o materiales limosos y arcillosos.

La clasificación es basada en los siguientes criterios:

- Tamaño de grano: se distinguen tres tamaños principales: grava, arena y finos (limo y arcilla). Los bloques de roca (tamaño superior a los 75 mm) encontrados dentro de la muestra de suelo, se excluyen de la porción de análisis para la clasificación, pero se registra la cantidad presente.
- Plasticidad: el término limo es aplicado a aquellas fracciones finas donde el índice de plasticidad es inferior o igual a 10, el término arcilloso a las fracciones con plasticidad superior o igual a 11.

- Índice de Grupo (IG): para evaluar la calidad de un suelo desde el punto de vista de vías, se desarrolló una expresión matemática conocida como índice de grupo, este índice es escrito entre paréntesis luego de la designación de grupo o subgrupo. La fórmula para el cálculo es la siguiente:

$$IG = 0,2a + 0,005ac + 0,01bd$$

- a = es la fracción del suelo que pasa el tamiz núm. 200, mayor que 35 % y sin exceder de 75 %, expresado en número entero (0 a 40).
- b = porcentaje que pasa del tamiz núm. 200, mayor que 15 % y sin exceder de 55 %, expresado en número entero (0 a 40).
- c = es la parte del límite líquido mayor de 40 % y sin exceder de 60 %, expresado en número entero (0 a 20).
- d = es la parte del índice de plasticidad mayor de 10 % y sin exceder de 30 %, expresado en número entero (0 a 20).

$$IG = 0,2(P_{200} - 35) + 0,005(P_{200} - 35)(LL - 40) + 0,01(P_{200} - 15)(IP - 10)$$

Previo a realizarse el cálculo del valor soporte del suelo es necesario saber la calidad del suelo según el sistema de clasificación AASHTO, esto puede definirse con la información de la tabla XXIII.

Tabla XXIII. Clasificación de los suelos por el método AASHTO M 145

Clasificación de suelos por el método AASHTO M 145											
Clasificación general	Materiales granulares (35 % o menos, pasa el tamiz núm. 200)							Materiales limo-arcillosos (más del 35 % pasa el tamiz núm 200)			
Clasificación por grupos	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7*
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Porcentaje que pasa el tamiz:											
Núm. 10	50 máx.	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Núm. 40	30 máx.	51 mín.	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características del material que pasa tamiz Núm. 40:											
Límite líquido	--	--	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.	N.P.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	11 mín.
Índice de grupo	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.	20 máx.
Calidad del terreno	Excelente a bueno							Regular a malo			
									El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL-30.		*El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor a LL-30.

Fuente: Ministerio de Transporte e Infraestructura. *Manual para la revisión de estudios geotécnicos*. Nicaragua: MTI. p. 41.

El suelo en este proyecto está clasificado en la categoría A-7-5 el cual tiene una calidad de regular a mala, esto indicaría la necesidad de mejorar la calidad del suelo para que tenga un mayor soporte para el puente. No se harán mejoras en el suelo ya que la muestra representativa presentada en el laboratorio de un pie cúbico (1 pie<sup>3</sup>) no podía contener en su interior ninguna muestra de las rocas que se encuentran en gran cantidad en el área destinada a la construcción del puente, esto puede observarse en la figura 12.

Figura 12. **Ubicación del área para construcción del puente**



Fuente: elaboración propia.

La falta de datos de la resistencia real del suelo en el área (suelo con gran presencia de rocas) podría o no tener influencia en el resultado final del valor soporte del suelo, por lo que se recomienda utilizar el valor mínimo del factor de seguridad que se explica posteriormente.

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

- Datos para cálculo del valor soporte del suelo

Base (B)	1,00 m
Peso específico del suelo ( $\gamma_s$ )	1,42 Ton/m <sup>3</sup>
Ángulo de fricción interna ( $\emptyset$ )	17,56° $\cong$ 0,3065 rad

Cohesión (Cu)	1,41 Ton/m <sup>2</sup>
Desplante (Df)	2,50 m

- Factor de flujo de carga (Nq)

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \phi\right) \cdot \tan \phi}}{2 * \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - 0,3065\right) \cdot \tan(17,56^\circ)}}{2 * \cos^2 \left(45 + \frac{17,56^\circ}{2}\right)}$$

$$Nq = 5,77$$

- Factor de flujo de carga última (Nc)

$$Nc = \cot \phi * (Nq - 1)$$

$$Nc = \cot(17,56^\circ) * (5,77 - 1)$$

$$Nc = 15,07$$

- Factor de flujo ( $\gamma$ )

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \phi$$

$$N\gamma = 2 * (5,77 + 1) * \tan(17,56^\circ)$$

$$N\gamma = 4,28$$

- Capacidad de carga última ( $q_o$ )

$$q_o = 0,4 * \gamma_s * B * N\gamma + 1,3 * Cu * Nc + \gamma_s * Df * Nq$$

$$q_o = 0,4 * 1,42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 1\text{m} * 4,28 + 1,3 * 1,41 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 15,07 + 1,42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 2,5\text{m} * 5,77$$

$$q_o = 2,43 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} + 27,62 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} + 20,49 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_o = 50,54 \text{ Ton/m}^2$$

- Capacidad neta última ( $q_{on}$ )

$$q_{on} = q_o - \gamma_s * Df$$

$$q_{on} = 50,54 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} - 1,42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 2,5\text{m}$$

$$q_{on} = 46,99 \text{ Ton/m}^2$$

Como se puede observar, el valor de  $q_{on}$  es el esfuerzo límite, mas no el admisible o de diseño de cimentación. Terzaghi recomienda para  $q_{adm}$  un factor de seguridad no menor de tres.

Para este caso se propone utilizar un valor de seguridad de tres (3) debido a que se está contemplando la capacidad máxima del valor requerido real al que se verá sometido.

El factor de seguridad propuesto es el menor recomendado por Terzaghi, obteniendo así el mayor valor permisible del valor soporte del suelo:

- Valor soporte ( $V_s$ )

$$V_s = \frac{q_{on}}{F.S.} = \frac{46,99 \text{ Ton/m}^2}{3}$$

$$V_s = 15,66 \text{ Ton/m}^2$$

### 3.5. Especificaciones de diseño

El diseño del puente se realizará con base en las normas AASHTO y a los requisitos para concreto estructural recomendados por el Instituto Americano del Concreto (ACI, por sus siglas en inglés).

El puente cubrirá una luz entre apoyos de 15,00 m y será de una vía con un ancho de rodadura de 4,00 m y un ancho total de 5,50 m. Estará conformado por una superestructura de concreto armado, conformada por una losa plana, banquetas, vigas principales y diafragmas. La subestructura estará conformada por estribos de concreto ciclópeo y vigas de apoyo de concreto armado.

El concreto a utilizar tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días de 281 kg/cm<sup>2</sup> (4 000 psi); el acero de refuerzo será de varillas de acero corrugadas con una resistencia a la fluencia de 2 810 kg/cm<sup>2</sup> (grado 40).

Los parámetros y requerimientos mínimos necesarios para realizar el diseño del puente vehicular son los siguientes:

Luz libre	14,00 m
Luz eficaz	15,00 m
Ancho total	5,50 m
Esfuerzo máximo del concreto ( $f'c$ )	281,00 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo máximo del acero ( $f_y$ )	2810,00 kg/cm <sup>2</sup>
Peso volumétrico del concreto ciclópeo ( $W_{cc}$ )	2700,00 kg/m <sup>3</sup>
Peso volumétrico del concreto armado ( $W_c$ )	2400,00 kg/m <sup>3</sup>
Peso volumétrico del asfalto ( $W_{asf}$ )	2250,00 kg/m <sup>3</sup>
Capacidad soporte del suelo ( $V_s$ )	15,66 Ton/m <sup>2</sup>
Profundidad de la cimentación ( $H$ )	3,00 m

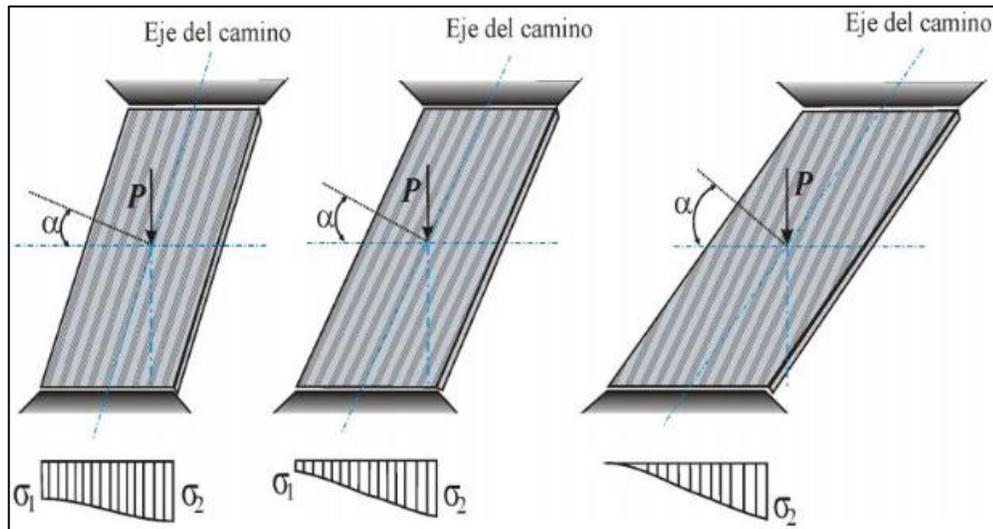
### **3.6. Ángulo de esviaje**

Es el ángulo medido entre el eje del río, quebrada, camino o vía férrea que cruza el puente y la línea perpendicular al eje longitudinal del puente. Se dice que el tablero de un puente tiene esviaje o que está construido en esviaje cuando la forma en planta del tablero no es rectangular.

En la mayor parte de los casos modernos los puentes son esviajados, no presentando mayores problemas ni inconvenientes si estos están compuestos por vigas, en cambio cuando se trata de losas simplemente apoyadas los esfuerzos que en ellas se presentan difieren de los de las losas rectas, aumentando esta diferencia con el ángulo de esviaje.

En una losa esviajada las cargas se transmiten a los apoyos extremos tratando de seguir el camino más corto para llegar a ellos. Se puede observar entonces que los planos de esfuerzo máximo no son paralelos al eje del camino con lo que la deformación de la losa esviajada tenderá a la de una superficie alabeada.

Figura 13. **Variación de reacciones en los diversos ángulos de esviaje**



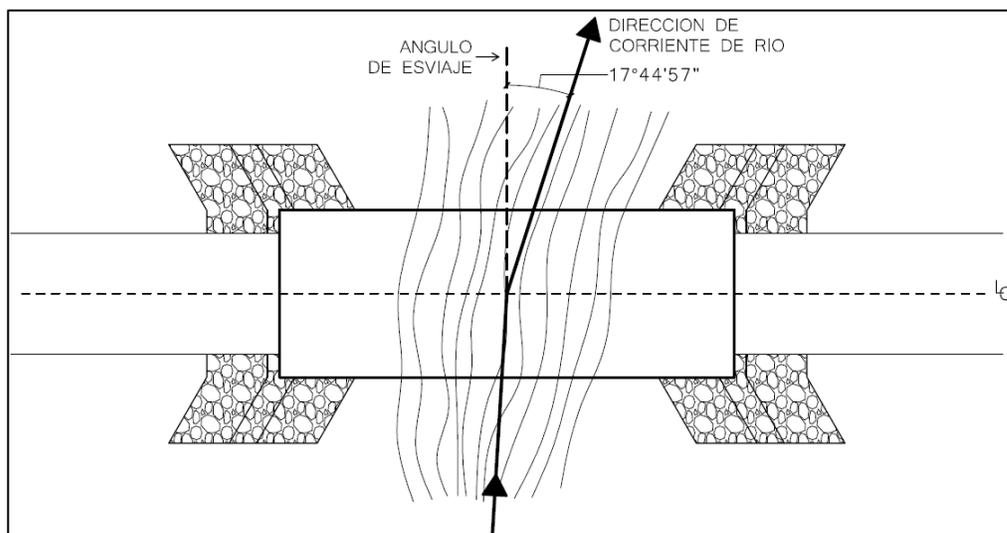
Fuente: BELMONTE GONZÁLEZ, Hugo E. *Puentes*. p. 107.

El esviaje para cada uno de los casos presentados en la figura anterior se da para ciertos parámetros de ángulos. El primer caso es para ángulos entre  $0^\circ$  y  $20^\circ$ , el segundo para ángulos entre  $20^\circ$  y  $50^\circ$  y el tercer caso para ángulos mayores a los  $50^\circ$ .

Los métodos simplificados, entre ellos el método AASHTO, se derivan y son usados para puentes rectos o con ángulos de esviaje menores a  $20^\circ$ . La AASHTO no toma en cuenta esta situación en el caso de puentes con vigas, porque el sistema estructural no funciona de esa manera.

En el caso de ángulos de esviaje muy altos que prácticamente no se dan, es preferible cambiar el ángulo de paso sobre el obstáculo que esviajar el puente demasiado.

Figura 14. **Esviaje de puente en este proyecto**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Como se puede observar el ángulo de esviaje ( $17^{\circ}44'57''$ ) es menor a  $20^{\circ}$ , se considera como un puente recto, es decir, no esviado.

### 3.7. **Predimensionamiento de los elementos estructurales**

La losa del puente se diseñará aplicando las normas AASHTO. Para esto es necesario determinar cómo trabaja la losa. En este caso la losa trabaja en un solo sentido, que es el sentido corto; el refuerzo principal de la losa es perpendicular al tráfico.

#### 3.7.1. **Losa**

Según AASHTO 8.9.2, para las losas continuas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el espesor (t) se determina mediante la fórmula:

$$t = 1,2 * \frac{s + 3,05}{30} \geq 0,175 \text{ m}$$

t = espesor de la losa (m)

s = luz libre entre vigas (m) (ver figura 13)

$$t = 1,2 * \frac{1,60 + 3,05}{30} = 0,186 \text{ m}$$

$$t = 0,186 \text{ m} \geq 0,175 \text{ m} \quad \text{sí cumple}$$

El espesor de losas para puentes de concreto armado va de 17,50 cm como espesor mínimo, hasta 25 cm como espesor máximo, según lo indicado en las normas AASHTO. Por las características del puente (largo, ancho y cargas que soportará), el espesor a utilizar en este proyecto será de 20 cm.

### 3.7.2. Vigas

Para determinar la cantidad de vigas a emplearse para el diseño de un puente vehicular, se utiliza lo establecido en AASHTO 10.29.1.1, que consiste en lo siguiente:

$L \leq 12,00 \text{ m}$  se compone de 2 vigas

$L > 12,00 \text{ m}$  se compone de 3 vigas

L = Longitud total del puente

Dado que L = 15,00 m, se usan 3 vigas.

- Espaciamiento entre ejes de vigas “S”

Según la sección 4.6.2.2.1 de la norma AASHTO, para una separación entre ejes de vigas se puede aplicar un rango de:

$$1,10 \text{ m} \leq S' \leq 4,90 \text{ m}$$

Se toma un valor intermedio, para este proyecto  $S' = 2,00 \text{ m}$ .

Las vigas son elementos estructurales sometidos principalmente a esfuerzos de flexión. Para no realizar revisión por deflexión, se toma una altura no menor a  $L/16$  y la base no deberá ser menor que el peralte dividido entre 3,5 para no revisar por alabeo.

- Altura de viga

$$H = L/16$$

H = altura de la viga

L = longitud del puente

$$H = 15/16$$

$$H = 0,94 \approx 1,00 \text{ m}$$

- Base de la viga

$$b = 0,0157 * \sqrt{S'} * L$$

b = base de la viga (m)

L = longitud del puente

S' = espaciamiento entre ejes de vigas

$$b = 0,0157 * \sqrt{2} * 15$$

$$b = 0,33 \text{ m} \approx 0,40 \text{ m}$$

Dado que  $b = H/3,5 = 0,29$ , entonces,  $b = 0,40 \text{ m}$  sí cumple.

### 3.7.3. Diafragmas

La especificación AASHTO 1.7.4 (D) dice, que en construcción, un diafragma interno es recomendado en el punto de máximo momento positivo para luces mayores de 40 pies (12,19 m). Debido a que la luz del puente es de 15,00 m sí se utilizará diafragma interno.

Para efectos del proyecto se utilizaran tres diafragmas, a una distancia de 2,50 m de separación del apoyo, dado que la luz del puente es de 15,00 m. Para determinar su altura es necesario conocer la altura de las vigas principales, ya que los diafragmas se predimensionan con  $\frac{3}{4}$  de altura w2de viga. En cualquiera de los casos, la altura mínima será de 50 cm.

- Diafragma externo

$$H_{diaf} = \frac{H_{viga}}{2}$$

$$b_{diaf} = 0,5 * H_{diaf}$$

H<sub>diaf</sub> = altura de diafragma

$H_{viga}$  = altura de viga principal

$b_{diaf}$  = base de diafragma

$$H_{diaf} = \frac{1,00 \text{ m}}{2} = 0,50 \text{ m}$$

$$b_{diaf} = 0,5 * 0,50 \text{ m} = 0,25 \text{ m} \cong 0,30 \text{ m}$$

Se utilizará  $b_{diaf} = 0,30 \text{ m}$ , esto, para tener un mayor espacio para la colocación del armado de barras de acero. La viga de diafragma externo será de  $0,30 \times 0,50 \text{ m}$ .

- Diafragma interno

$$H_{diaf} = \frac{3 * H_{viga}}{4}$$

$$b_{diaf} = 0,5 * H_{diaf}$$

$H_{diaf}$  = altura de diafragma

$H_{viga}$  = altura de viga principal

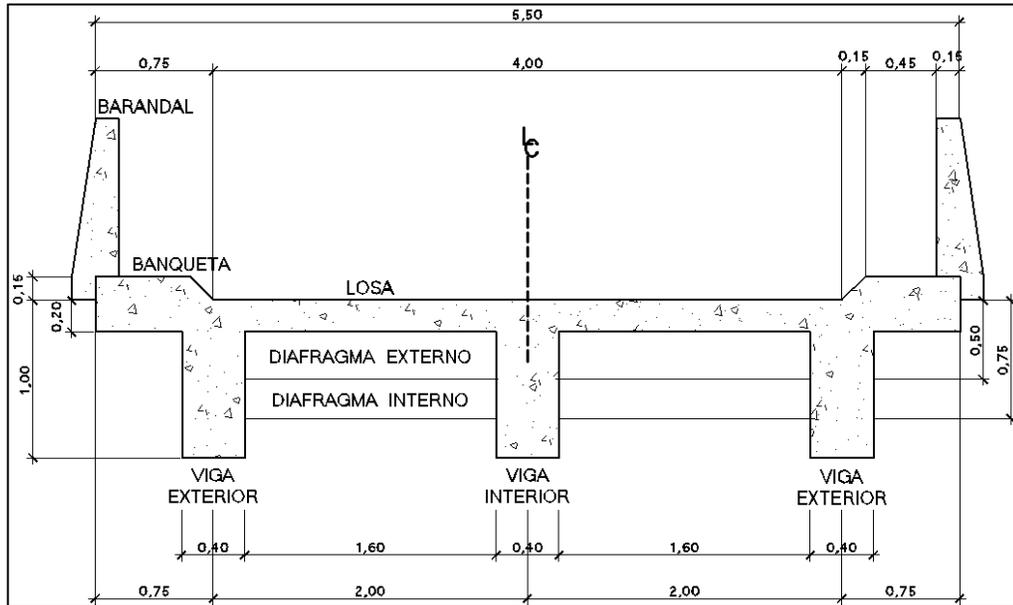
$b_{diaf}$  = base de diafragma

$$H_{diaf} = \frac{3 * 1,00 \text{ m}}{4} = 0,75 \text{ m}$$

$$b_{diaf} = 0,5 * 0,75 \text{ m} = 0,375 \text{ m} \cong 0,40 \text{ m}$$

La viga de diafragma interno será de  $0,40 \times 0,75 \text{ m}$ .

Figura 15. Geometría de la superestructura



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.7.4. Cortina

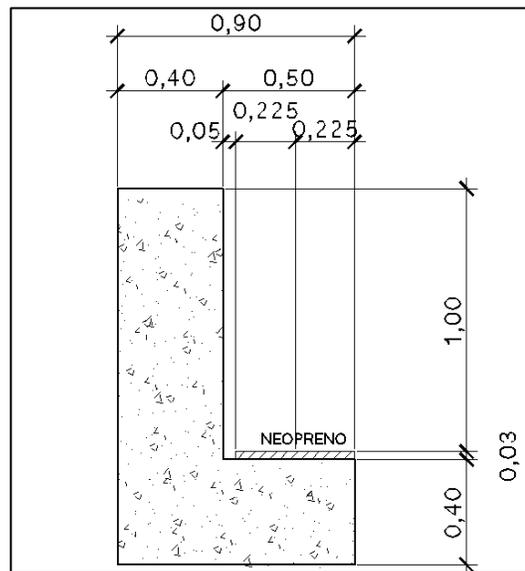
La cortina está empotrada sobre la viga de apoyo, actuando sobre ella fuerzas de empuje de tierra, sismo y fuerzas longitudinales. Su altura está dada por la altura de las vigas principales, y su base será de 0,30 m. como mínimo. En este proyecto se le asignará una base  $b = 0,40 \text{ m}$  y como altura  $h = 1,00 \text{ m}$ .

### 3.7.5. Viga de apoyo

Es la viga transversal, donde se apoyan las vigas principales (longitudinales), se diseñará por aplastamiento ya que ésta no soporta flexión. La altura no debe ser menor de 0,40 m, y se colocará con refuerzo longitudinal por temperatura.

Se le asignarán las siguientes dimensiones:  $h = 0,40\text{ m}$  y  $b = 0,90\text{ m}$  como se muestra en la figura 16.

Figura 16. **Dimensiones de la cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.8. Diseño de la superestructura

A continuación, se muestra el diseño de la superestructura.

#### 3.8.1. Diseño de la losa

A continuación, se muestran las medidas de la losa.

##### 3.8.1.1. Cálculo de momentos

- Integración de carga muerta

Para definir la carga de los elementos comprendidos por la losa se utiliza la siguiente fórmula:

$$W = W_c * b * h$$

$W$  = peso del elemento (kg/m)

$W_c$  = peso volumétrico del concreto armado = 2 400,00 kg/m<sup>3</sup>

$b$  = base unitaria (1,00 m)

$h$  = altura del elemento (m)

Para el cálculo es necesario conocer los siguientes datos:

$W_a$  = peso volumétrico del asfalto = 2 250,00 kg/m<sup>3</sup>

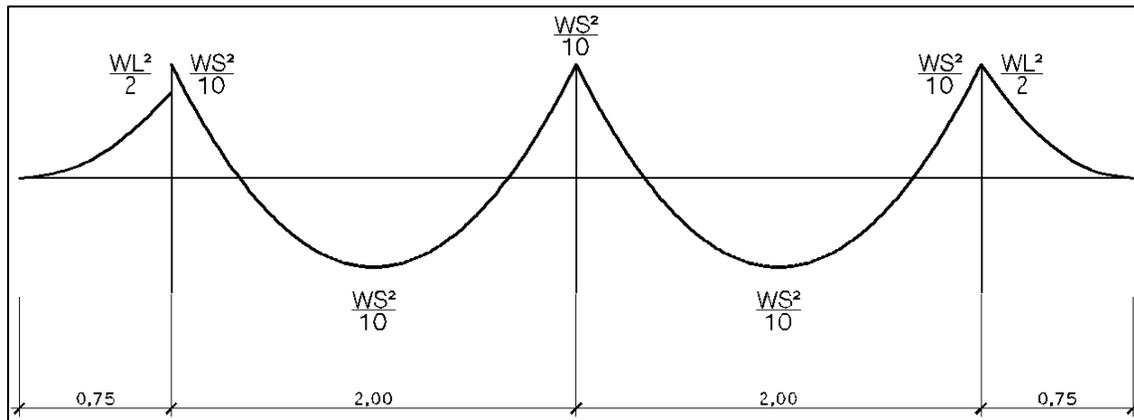
$P_b$  = carga de barandal (ver inciso 3.8.4) = 135,09 kg

Losa	$W_{losa}$	=	$2400 * 1,00 * 0,20$	=	$480,00 \text{ kg/m}$
Asfalto	$W_{asfalto}$	=	$2250 * 1,00 * 0,05$	=	$112,50 \text{ kg/m}$
Banqueta	$W_{banqueta}$	=	$2400 * 0,75 * 0,15$	=	$270,00 \text{ kg/m}$
Barandal	$W_{barandal}$	=	$135,09 * 2,00 / 5,50$	=	$49,12 \text{ kg/m}$
			$\Sigma CM \text{ Voladizo}$	=	$799,12 \text{ kg/m}$
			$\Sigma CM \text{ Interior}$	=	$592,50 \text{ kg/m}$

- Momento por carga muerta

Es aplicable según ACI 318-11 sección 10,6.

Figura 17. Diagrama de momentos por carga muerta en losa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

El momento debido a la carga muerta se obtiene por medio de las siguientes fórmulas:

- Momento por voladizo

$$M_{CM \text{ voladizo}} = \frac{W_{CM} * L^2}{2}$$

$M_{CM \text{ voladizo}}$  = momento de carga muerta de voladizo

$W_{CM}$  = carga muerta última de voladizo

$L$  = luz de ejes de voladizo

$$M_{CM \text{ voladizo}} = \frac{799,12 * 0,75^2}{2}$$

$$M_{CM \text{ voladizo}} = 224,75 \text{ kg} - m$$

- Momento interno

$$M_{CM \text{ interno}} = \frac{W_{CM} * S^2}{10}$$

$M_{CM \text{ interno}}$  = momento de carga muerta interno

$W_{CM}$  = carga muerta última interna

$S$  = luz entre ejes de vigas

$$M_{CM \text{ interno}} = \frac{592,50 * 2,00^2}{10}$$

$$M_{CM \text{ interno}} = 237,00 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento por carga viva

Según especificación AASHTO 3.24.3 caso A (ver figura 22), para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico, el momento por carga viva es igual a:

$$M_{CV} = \left[ \frac{0,8 * (S + 2)}{30} \right] * P$$

$M_{CV}$  = momento por carga viva (kg – m)

$S$  = luz libre entre vigas = 1,60 m  $\approx$  5,25 pies

$P$  = carga de rueda de diseño = 12 000 libras

$$M_{CV} = \left[ \frac{0,8 * (5,25 + 2)}{30} \right] * 12 \text{ 000}$$

$$M_{CV} = 2320 \text{ lb} - \text{pie}$$

$$M_{CV} = 320,75 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento debido al impacto

La carga de impacto es un incremento en el momento producido por la carga viva. Tiene que ser menor o igual al 30% según AASHTO 3.8.2.1.

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

$I$  = fracción de impacto menor o igual a 0,30

$S$  = luz libre entre vigas

$$I = \frac{15,24}{1,60 + 38} = 0,385 > \text{Impacto máximo}$$

Será tomado el valor de impacto al 30% ya que el resultado que se obtuvo fue mayor al máximo permisible. Esto se debe a que el impacto es menor si la luz entre vigas es mayor.

$$I = 30 \%$$

- Momento último de losa

La integración de los momentos producidos por las distintas fuerzas que afectan la estructura, las normas AASHTO 1.2.22 lo simplifican con la fórmula:

$$M_U = 1,30 \left[ M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I) \right]$$

$M_U$  = momento último (kg – m)

$M_{CM}$  = momento por carga muerta (kg – m)

$M_{cv}$  = momento por carga viva (kg – m)

$I$  = impacto

- Momento último por voladizo

$$M_U = 1,30 \left[ 224,75 + \frac{5}{3} (320,75 * 1,30) \right]$$

$$M_{U \text{ voladizo}} = 1\ 195,62 \text{ kg} - m$$

- Momento último interno

$$M_U = 1,30 \left[ 237,00 + \frac{5}{3} (320,75 * 1,30) \right]$$

$$M_{U \text{ interno}} = 1\ 211,55 \text{ kg} - m$$

Tabla XXIV. **Resumen de momentos generados en losa**

Descripción	Momentos por voladizo (kg – m)	Momentos internos (kg – m)
Carga Muerta (CM)	224,75	237,00
Carga Viva (CV)	320,75	320,75
Impacto ( $\frac{5}{3}(M_{cv} * I)$ )	694,96	694,96
<b>Momento Último</b>	<b>1 195,62</b>	<b>1 211,55</b>

Fuente: elaboración propia

Para el análisis se considera el momento último de mayor valor numérico; que en este caso es el momento último interno. Por lo tanto, el momento último en la losa será:

$$M_{U \text{ losa}} = 1\ 211,55 \text{ kg} - m$$

### 3.8.1.2. Cálculo del refuerzo

- Cálculo del peralte

Tomando un espesor de 20 cm para la losa y utilizando varillas No. 4 grado 40, se procede a calcular el peralte de la siguiente manera:

$$d = t - R - \frac{\emptyset}{2}$$

d = peralte efectivo

t = espesor de la losa

R = recubrimiento mínimo en la parte inferior de la losa = 2,50 cm

$\emptyset$  = diámetro de la varilla usada (No. 4 = 1,27 cm)

$$d = 20 - 2,5 - \frac{1,27}{2}$$
$$d = 16,87 \cong 16,50 \text{ cm}$$

Se aproxima a 16,50 cm ya que si la dimensión del peralte es mayor, no cumpliría con el recubrimiento mínimo requerido.

- Refuerzo principal en la cama inferior

Estas losas se toman como vigas rectangulares para simplificar el análisis, calculando un ancho de 1,00 m de canto igual al espesor de la losa cortada perpendicularmente a las vigas de apoyo.

- Refuerzo transversal

$$A_s = 0,85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0,85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (f'c * b * M_u)}{f_y^2}}$$

$A_s$  = área de acero ( $\text{cm}^2$ )

$f'c$  = resistencia del concreto ( $281 \text{ kg/cm}^2$ )

$f_y$  = módulo de fluencia del acero ( $2810 \text{ kg/cm}^2$ )

$b$  = base unitaria ( $100 \text{ cm}$ )

$d$  = peralte efectivo ( $16,50 \text{ cm}$ )

$M_u$  = momento último ( $121\,155 \text{ kg} - \text{cm}$ )

$$A_s = 0,85 * \frac{281 * 100 * 16,5}{2810} - \sqrt{\frac{(0,85 * 281 * 100 * 16,5)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (281 * 100 * 121\,155)}{2810^2}}$$

$$A_{s_{dis}} = 2,93 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

$$\frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \geq \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$\frac{0,80 * \sqrt{281}}{2810} * 100 * 16,5 \geq \frac{14,1}{2810} * 100 * 16,5$$

$$7,87 \text{ cm}^2 \geq 8,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 8,28 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * \beta * f'c}{f_y} * \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$\rho_{bal}$  = factor que delimita el área de acero

$\rho_{max}$  = factor que garantiza que el acero fluya antes

$\beta$  = factor que depende de la resistencia del concreto  $\beta = 0,85$

$f'c$  = resistencia del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

$f_y$  = módulo de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * 0,85 * 281}{2810} * \left( \frac{6120}{6120 + 2810} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0,049515117$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} * 0,50 \text{ (Factor sísmico)}$$

$$\rho_{max} = 0,049515117 * 0,50$$

$$\rho_{max} = 0,024757558$$

$$A_{S_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{S_{max}} = 0,024757558 * 100 * 16,5$$

$$A_{S_{max}} = 40,85 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-11 indica lo siguiente:

$$A_{S_{min}} \leq A_{S_{dis}} \leq A_{S_{max}}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima, como no cumple debido a que el área mínima es mayor que el área calculada, se usa el valor del área de acero mínimo. Por lo tanto el área de acero de diseño será:

$$A_s = 8,28 \text{ cm}^2$$

- Distribución de varillas

La separación entre varillas no deberá ser mayor que el espaciamiento máximo. El espaciamiento máximo es  $2t$ .

$$2t = 0,40 \text{ m}$$

Se propone utilizar varillas No. 4 con un área de  $1,27 \text{ cm}^2$  cada una. Dado que el área de acero de diseño está calculada para un espaciamiento base de  $100 \text{ cm}$ , se tiene lo siguiente:

$$8,28 \text{ cm}^2 \text{ --- } 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ --- } s$$

$$s = 15,33 \text{ cm} \cong 15,00 \text{ cm}$$

Para la cama inferior utilizar varillas núm. 4 grado 40 @  $15,00 \text{ cm}$ .

- Refuerzo por temperatura

Según AASHTO 3.24.1.2 este refuerzo corresponde al acero por temperatura:

$$A_{s_{temp}} = 0,002 * b * t$$

$$A_{s_{temp}} = 0,002 * 100 * 20$$

$$A_{s_{temp}} = 4,00 \text{ cm}^2$$

- Distribución de varillas

$$4,00 \text{ cm}^2 \text{ --- } 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ --- } s$$

$$s = 31,75 \text{ cm} \cong 30,00 \text{ cm}$$

Para la cama superior utilizar varillas núm. 4 grado 40 @ 30,00 cm.

- Refuerzo longitudinal para cama superior e inferior

De acuerdo con la norma AASHTO 3.24.10.2, el refuerzo longitudinal debe ser como máximo el 67% del refuerzo transversal. Se recomienda la siguiente ecuación:

$$FL = \frac{2,20}{\sqrt{S}}$$

FL = factor longitudinal

S = espaciamiento entre vigas = 1,60 m  $\approx$  5,25 pies

$$FL = \frac{2,20}{\sqrt{5,25}}$$

$$FL = 0,96 > 0,67 \quad \text{no cumple}$$

Como el factor longitudinal obtenido es mayor que el permisible, se opta por utilizar el factor máximo.

$$FL = 0,67$$

$$As = 8,28 * 0,67$$

$$As = 5,55 \text{ cm}^2$$

- Distribución de varillas

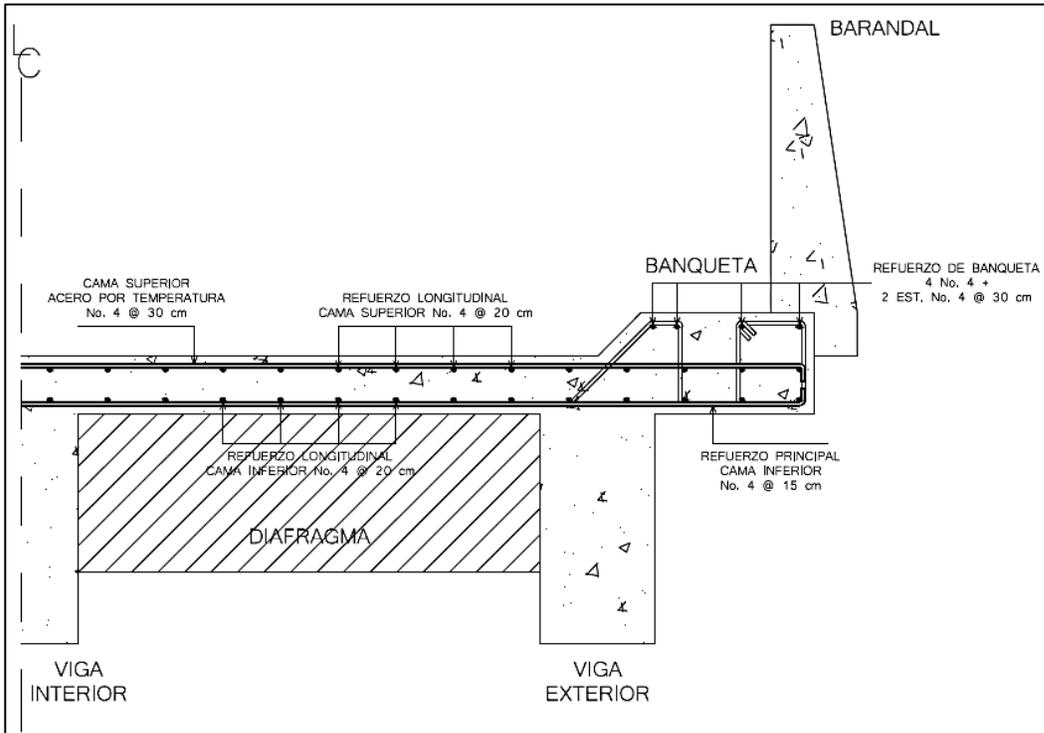
$$5,55 \text{ cm}^2 \text{ --- } 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ --- } s$$

$$s = 22,88 \text{ cm} \cong 20,00 \text{ cm}$$

Para la cama superior e inferior longitudinalmente (paralelo al tráfico), utilizar varillas núm. 4 grado 40 @ 20,00 cm.

Figura 18. Distribución de refuerzo transversal y longitudinal de losa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

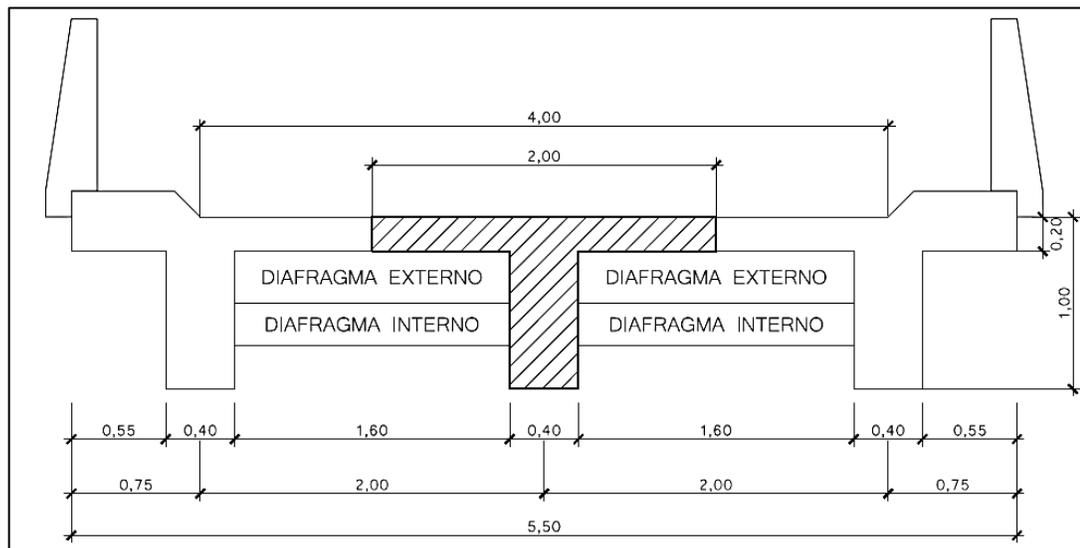
### 3.8.2. Diseño de vigas

Para el diseño del puente, la superestructura cuenta con tres vigas, dos exteriores y una intermedia, para cada viga se integran las cargas correspondientes y se diseñan de acuerdo a las especificaciones como se describe a continuación.

### 3.8.2.1. Diseño de viga intermedia

A continuación, se describe el diseño de una viga interna.

Figura 19. Diagrama de área tributaria para viga intermedia



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

En el cálculo de predimensionamiento de vigas se ha establecido que las vigas tendrán dimensiones de 0,40 m x 1,00 m. La altura se mide desde la cara superior de la losa, es decir, las vigas se encuentran empotradas en la losa.

- Momento por carga muerta

Es el momento que ejerce el peso propio de la viga que se encuentra simplemente apoyada, tomando en cuenta la carga puntual que ejercen los diafragmas sobre la viga.

$$M_{CM} = \frac{W_{cm} * L^2}{8} + M_{Diaf.Int.} + M_{Diaf.Ext.}$$

$M_{CM}$  = momento por carga muerta (Kg – m)

$W_{cm}$  = carga muerta (kg/m)

$L$  = longitud total de la viga = 15,00 m

$P$  = peso muerto transmitido por diafragma

$M_{Diaf.Int.}$  = momento debido al diafragma interno

$M_{Diaf.Ext.}$  = momento debido al diafragma externo

- Carga muerta

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

$$W_{losa} = \left(0,20m * 2,00m * 2400 \frac{kg}{m^3}\right) = 960 \text{ kg/m}$$

$$W_{asfalto} = \left(0,05m * 2,00m * 2250 \frac{kg}{m^3}\right) = 225 \text{ kg/m}$$

$$W_{viga} = \left(0,40m * 0,80m * 2400 \frac{kg}{m^3}\right) = 768 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 960kg/m + 225kg/m + 768kg/m$$

$$W_{cm} = 1\ 953 \text{ kg/m}$$

- Diafragma interno (carga y momento)

$$P_{Diaf.Int.} = (0,55m * 0,40m) * 1,60m * 2\ 400 \frac{kg}{m^3}$$

$$P_{Diaf.Int.} = 844,80 \text{ kg}$$

$$M_{Diaf.Int.} = \frac{P * L}{4}$$

$$M_{Diaf.Int.} = \frac{844,8 * 15}{4}$$

$$M_{Diaf.Int.} = 3168 \text{ kg} - m$$

- Diafragma externo (carga y momento)

$$P_{Diaf.Ext.} = (0,30m * 0,30m) * 1,60m * 2400 \frac{kg}{m^3}$$

$$P_{Diaf.Ext.} = 345,60 \text{ kg}$$

$$M_{Diaf.Ext.} = P * a$$

$$M_{Diaf.Ext.} = 345,6 * 2,50$$

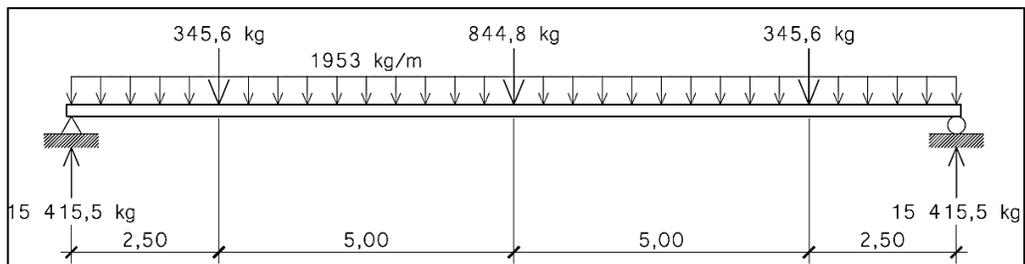
$$M_{Diaf.Ext.} = 864 \text{ kg} - m$$

- Momento máximo

$$M_{CM(max)} = \frac{1\ 953 * 15^2}{8} + 3\ 168 + 864$$

$$M_{CM(max)} = 58\ 960,13 \text{ kg} - m$$

Figura 20. **Diagrama de carga muerta para viga intermedia**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

El momento máximo a flexión se ubica en el área central de la viga disminuyendo hacia los extremos. Se toma como el área de mayor momento a

L/2 en el centro de la viga, es decir, la zona de transición se ubica en L/4 desde los apoyos. El momento por carga muerta a L/4 del apoyo es el siguiente:

- Momento a L/4 del apoyo

$$M_{CM(L/4)} = 58\,960,13 - \left( \frac{1\,953 * 7,5^2}{8} + \frac{844,8 * 7,5}{4} \right)$$

$$M_{CM(L/4)} = 43\,644,09 \text{ kg} - m$$

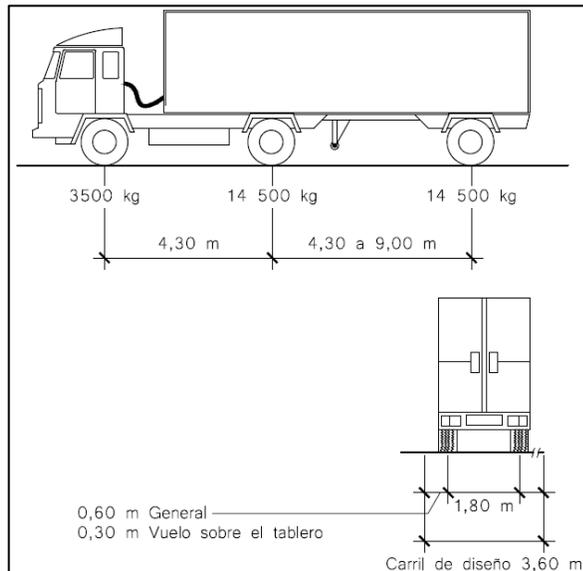
- Sobrecarga vehicular o carga de camión

La Norma de Seguridad Estructural (NSE) 5.2 de AGIES en su edición beta del año 2018 indica en la sección 4.6.1 las especificaciones de sobrecarga vehicular sugeridas para su aplicación en puentes o estructuras incidentales. La sección 4.6.1 de la norma NSE 5.2 se basa en el método AASHTO LRFD (diseño por factores de carga y resistencia), el cual indica lo siguiente:

- La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de: camión de diseño o tándem de diseño y carga de carril de diseño.
- Cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tándem de diseño, en coincidencia con la carga del carril, cuando corresponda. Se asumirá que las cargas ocupan 3,00 m transversalmente dentro de un carril de diseño.

- Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la figura 21. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica (similar a la carga de impacto).
- La separación entre los dos ejes de 14 500 kg se deberá variar entre 4,30 y 9,00 m para producir las solicitaciones extremas.
- El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 11 000 kg con una separación de 1,20 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1,80 m. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en NSE 5.2 sección 4.6.6 y AASHTO LRFD 3.6.2.

Figura 21. **Carga de camión HL-93, NSE 5.2 sección 4.6.6**



Fuente: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Puentes de tamaño y altura limitados, NSE 5.2 edición beta*. AGIES. p. 4-13.

La norma AASHTO en su sección 3.6 define cuatro camiones estándares: H 15-44, H 20-44, HS 15-44, HS 20-44.

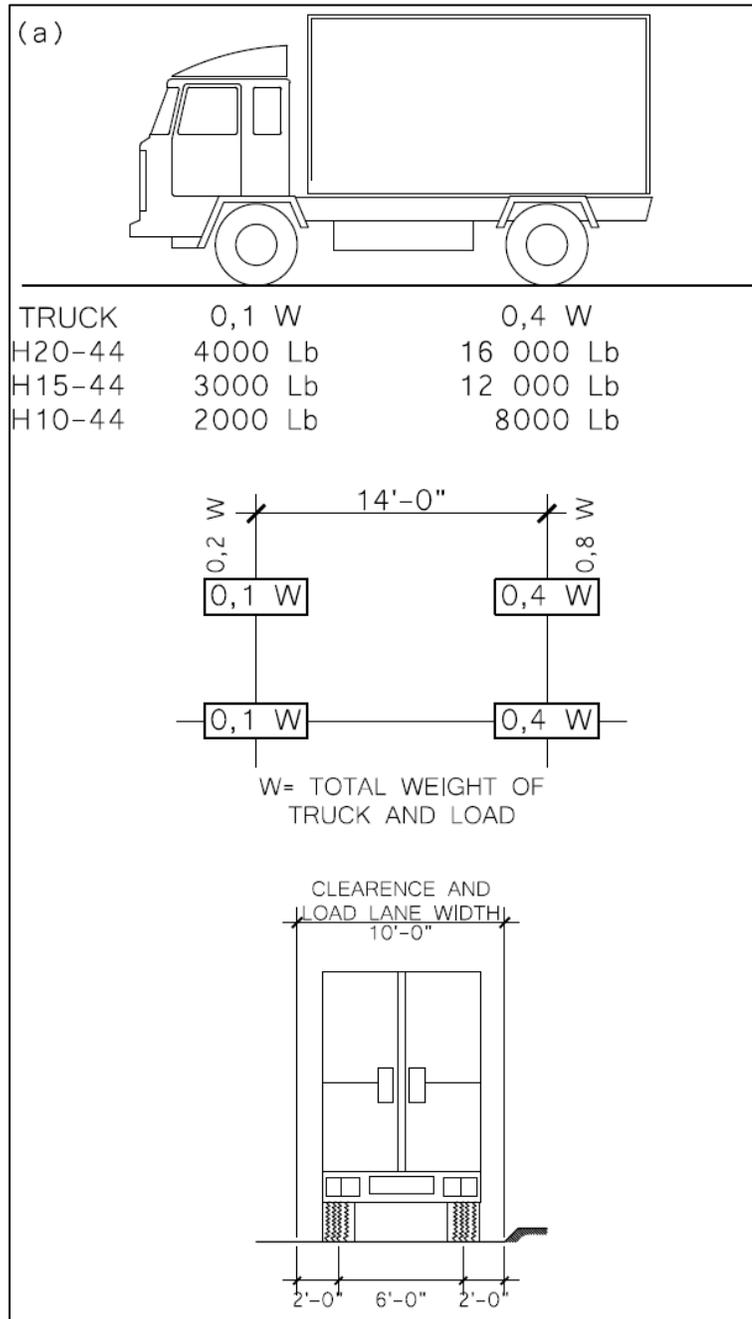
Los camiones H 15-44 y H 20-44 consisten en camiones de dos ejes con cargas de 15 000 kg y 20 000 kg respectivamente. Los camiones HS 15-44 y HS 20-44 consisten en semirremolques de tres ejes y que corresponden aproximadamente a 24 500 kg y 32 500 kg.

La carga del camión HS 20-44 de la norma AASHTO es la misma del camión HL-93 del método AASHTO LRFD.

La norma AASHTO 3.24.3 caso “a” define las cargas y distribuciones de los ejes y las ruedas de los camiones H 15-44 y H 20-44 como se observa en la figura 22.

Para este proyecto se ha optado por utilizar el camión H 15-44 como camión de diseño, ya que el método de diseño aplicado en este proyecto es el método AASHTO 3.6, además de que dicho camión se adapta al tipo de tránsito que circula en el área de la zona del proyecto.

Figura 22. **Carga de camiones AASHTO 3.24.3 caso "a" (ver H 15-44)**

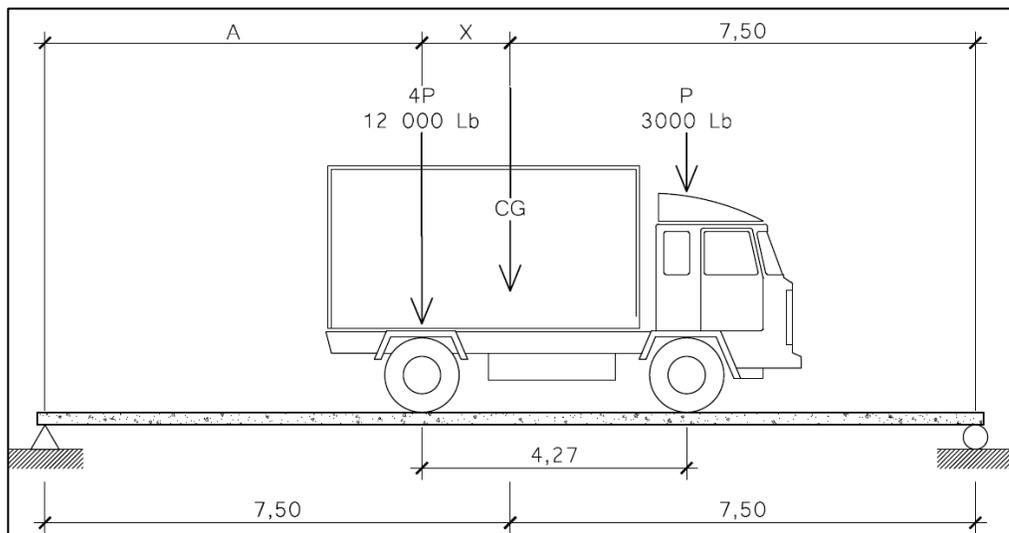


Fuente: AASHTO 3.24.3 caso "a".

- Momento por carga viva

Este se obtiene por la carga a la cual es sometido el puente por el camión o camiones de diseño. Se calcula en base a la posición crítica, la cual provoca el máximo momento en las vigas. El punto crítico da cuando el centro de gravedad del camión se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como del centro de gravedad del otro apoyo.

Figura 23. Diagrama de H 15-44 en posición crítica, sin dimensiones



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Para poder encontrar los valores de A y X de la figura 23, se hace sumatoria de momentos en CG:

$$4P = 12\,000\text{ lbs} \approx 5\,443,16\text{ kg}$$

$$P = 3\,000\text{ lbs} \approx 1\,360,79\text{ kg}$$

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

$$5\,443,16X - 1\,360,79(4,27 - X) = 0$$

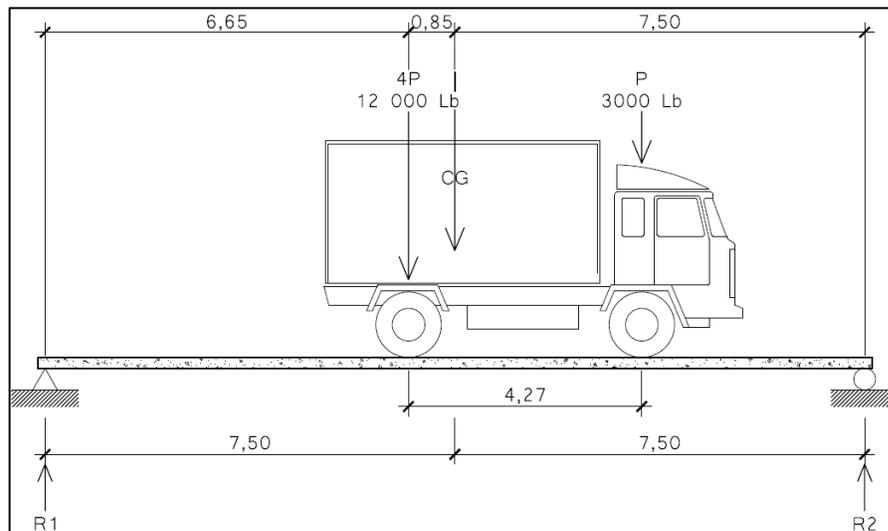
$$X = 0,85\text{ m}$$

Con el valor de X, se procede a calcular el valor de A:

$$A + X = 7,5\text{ m}$$

$$A = 6,65\text{ m}$$

Figura 24. Diagrama de H 15-44 en posición crítica, con dimensiones



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Obtenidos los valores de X y A, se procede a calcular el valor de las reacciones R1 y R2, para calcular posteriormente el momento máximo.

$$4P = 12\,000\text{ lbs} \approx 5\,443,16\text{ kg}$$

$$P = 3\,000\text{ lbs} \approx 1\,360,79\text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\sum M_{R1} &= 0 \\ -4P(6,65) - P(10,92) + R_2(15) &= 0 \\ -5\,443,16(6,65) - 1\,360,79(10,92) + R_2(15) &= 0 \\ R_2 &= 3\,403,79 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum F_y &= 0 \\ R_1 + R_2 - 4P - P &= 0 \\ R_1 + 3\,403,79 - 5\,443,16 - 1\,360,79 &= 0 \\ R_1 &= 3\,400,16 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Momento máximo

El momento máximo generado por la carga viva a diferencia del momento por carga muerta, no se encuentra en el centro de la viga sino en el eje de mayor carga en la posición crítica.

Para un camión H 15-44 puede calcularse usando la siguiente ecuación:

$$M_{CV(max)} = R_1 * A$$

$M_{max}$  = momento máximo (kg – m)

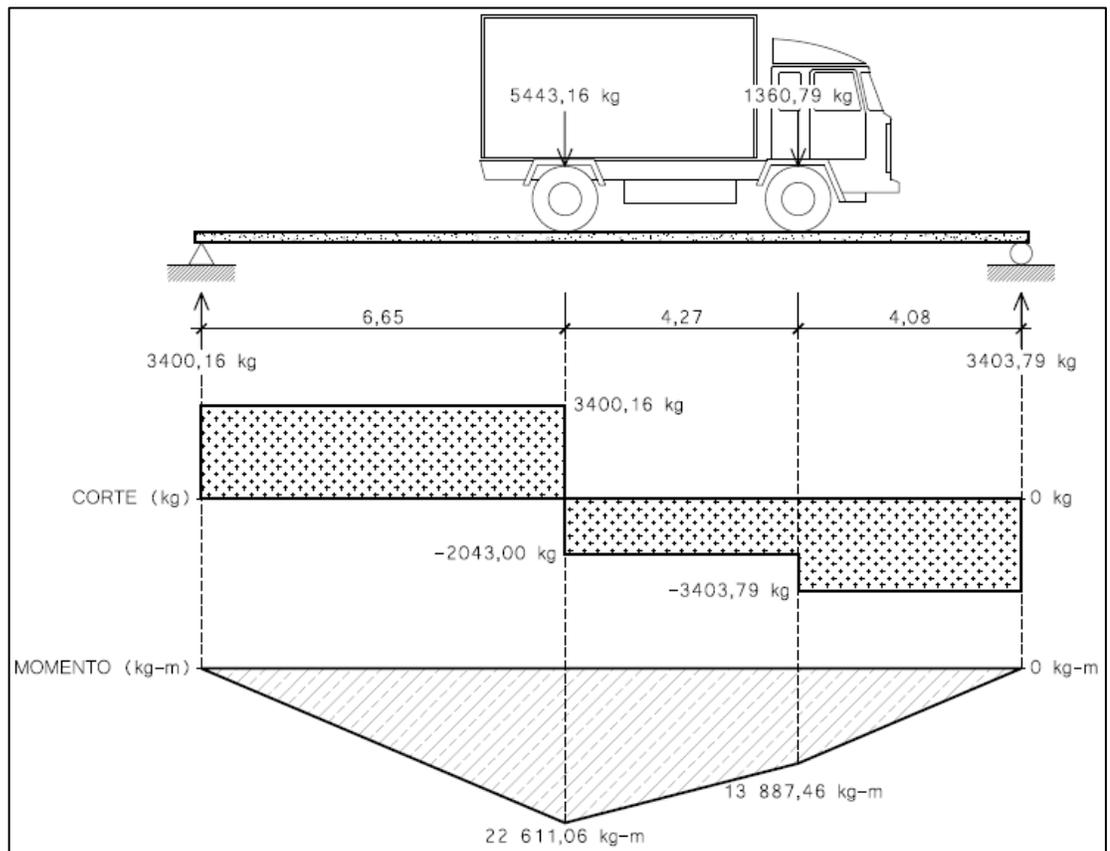
A = distancia del apoyo al eje trasero del camión (m)

R1 = reacción en apoyo más cercano al eje trasero del camión (kg/m)

$$\begin{aligned}M_{CV(max)} &= 3\,400,16 * 6,65 \\ M_{CV(max)} &= 22\,611,06 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

En el diagrama de corte y momento por carga viva se pueden observar los momentos generados por cada una de las cargas del camión en la posición crítica (ver figura 25).

Figura 25. Diagrama de corte y momento producido por carga viva



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

El momento máximo a flexión se ubica en el área central de la viga disminuyendo hacia los extremos. Se toma como el área de mayor momento a  $L/2$  en el centro de la viga, es decir, la zona de transición se ubica en  $L/4$  desde los apoyos. El momento por carga viva a  $L/4$  del apoyo es el siguiente:

- Momento a L/4 del apoyo

$$M_{CV(L/4)} = R_1 * \frac{L}{4}$$

$$M_{CV(L/4)} = 3\,400,16 * \frac{15}{4}$$

$$M_{CV(L/4)} = 12\,750,6 \text{ kg} - \text{m}$$

- Factor de distribución

El factor de distribución FD (AASHTO 3.23.1), se puede describir como la proporción de la carga viva que absorbe cada viga.

Para viga interior se utilizan las siguientes fórmulas:

Puente de una vía	$FD = \frac{S}{6,5} \quad \text{si } S < 6'$
-------------------	--

	$FD = \frac{S}{6} \quad \text{si } S > 6'$
--	--

Puente de dos vías	$FD = \frac{S}{6} \quad \text{si } S < 10'$
--------------------	---

FD = factor de distribución

S = espaciamiento entre ejes de vigas = 2,00 m  $\approx$  6,56 pies

$$FD = S/6$$

$$FD = 6,56/6$$

$$FD = 1,093$$

- Momento debido al impacto

La carga de impacto es un incremento en el momento producido por la carga viva. Tiene que ser menor o igual al 30% según AASHTO 3.8.2.1

$$I = \frac{15,24}{L + 38}$$

$I$  = fracción de impacto menor o igual a 0,30

$L$  = luz de vigas

$$I = \frac{15,24}{15 + 38}$$

$$I = 0,29 < I_{max} \quad \text{Sí cumple}$$

$$I = 29\%$$

- Momento último de viga intermedia

La integración de los momentos producidos por las distintas fuerzas que afectan la estructura, las normas AASHTO 1.2.22 lo simplifican con la fórmula:

$$M_U = 1,30 \left[ M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I * FD) \right]$$

$M_U$  = momento último (kg – m)

$M_{CM}$  = momento por carga muerta (kg – m)

$M_{CV}$  = momento por carga viva (kg – m)

$I$  = impacto

$FD$  = factor de distribución

- Momento último máximo

$$M_{U(max)} = 1,30 \left[ 58\,960,13 + \frac{5}{3} (22\,611,06 * 1,29 * 1,093) \right]$$

$$M_{U(max)} = 145\,723,49 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento último a L/4 del apoyo

$$M_{U(L/4)} = 1,30 \left[ 43\,644,09 + \frac{5}{3} (12\,750,6 * 1,29 * 1,093) \right]$$

$$M_{U(L/4)} = 95\,689,71 \text{ kg} - \text{m}$$

Tabla XXV. **Resumen de momentos generados en viga intermedia**

Descripción	Momentos máximos (kg - m)	Momentos a L/4 (kg - m)
Carga Muerta (CM)	58 960,13	43 644,09
Carga Viva (CV)	22 611,06	12 750,60
Impacto y Factor de Distribución $\left(\frac{5}{3} (M_{CV} * I * FD)\right)$	53 134,86	29 963,27
<b>Momento Último</b>	<b>145 723,49</b>	<b>95 689,71</b>

Fuente: elaboración propia

- Cálculo de refuerzo para viga intermedia en parte central

Se tiene una viga rectangular de 1,00 x 0,40 m, se procede a calcular el refuerzo de la viga y se asigna un recubrimiento de 5,00 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

- Cálculo de peralte

Se toma como base una varilla No. 8 grado 40:

$$d = t - R - \frac{\emptyset}{2}$$

d = peralte efectivo (cm)

t = altura de la viga (cm)

R = recubrimiento mínimo en la parte inferior de la viga = 5,00 cm

$\emptyset$  = diámetro de la varilla usada (núm. 8 = 2,54 cm)

$$d = 100 - 5 - \frac{2,54}{2}$$

$$d = 93,73 \cong 93,50 \text{ cm}$$

Se aproxima a 93,50 cm ya que si la dimensión del peralte es mayor, no cumpliría con el recubrimiento mínimo requerido.

- Cálculo de refuerzo

$$A_s = 0,85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0,85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (f'c * b * M_u)}{f_y^2}}$$

$A_s$  = área de acero (cm<sup>2</sup>)

f'c = resistencia del concreto (281 kg/cm<sup>2</sup>)

f<sub>y</sub> = módulo de fluencia del acero (2810 kg/cm<sup>2</sup>)

b = base de la viga (40 cm)

d = peralte efectivo (93,50 cm)

M<sub>u</sub> = momento último (14 572 349 kg – cm)

$$A_s = 0,85 * \frac{281 * 40 * 93,5}{2810} - \sqrt{\frac{(0,85 * 281 * 40 * 93,5)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (281 * 40 * 14 572 349)}{2810^2}}$$

$$As_{dis} = 69,15 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

$$\frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14,1}{fy} * b * d$$

$$\frac{0,80 * \sqrt{281}}{2810} * 40 * 93,5 \geq \frac{14,1}{2810} * 40 * 93,5$$

$$17,85 \text{ cm}^2 \geq 18,76 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 18,76 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * \beta * f'c}{fy} * \left( \frac{6120}{6120 + fy} \right)$$

$\rho_{bal}$  = factor que delimita el área de acero

$\rho_{max}$  = factor que garantiza que el acero fluya antes

$\beta$  = factor que depende de la resistencia del concreto  $\beta = 0,85$

$f'c$  = resistencia del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

$fy$  = módulo de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * 0,85 * 281}{2810} * \left( \frac{6120}{6120 + 2810} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0,049515117$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} * 0,50 \text{ (Factor sísmico)}$$

$$\rho_{max} = 0,049515117 * 0,50$$

$$\rho_{max} = 0,024757558$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 0,024757558 * 40 * 93,5$$

$$A_{s_{max}} = 92,59 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-11 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{dis}} \leq A_{s_{max}}$$

El área de acero calculada cumple con lo establecido por el ACI 318-11, por lo tanto el área de acero de diseño será:

$$A_{s_{dis}} = 69,15 \text{ cm}^2$$

- Cuantificación de varillas en cama inferior

Se tiene que el área de acero a flexión es de 69,15 cm<sup>2</sup> y para la distribución del acero se utilizarán varillas de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 8 (5,07 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$5,07 \text{ cm}^2 \text{ --- } 1 \text{ varilla}$$

$$69,15 \text{ cm}^2 \text{ --- } X$$

$$X = 13,63 \cong 14 \text{ varillas}$$

Para la cama inferior utilizar 14 varillas núm. 8 grado 40.

- Cuantificación de varillas en cama superior

Para acero en compresión para vigas se debe de utilizar el 33 % del acero a flexión como lo indica ACI 318-11:

$$A_{s_{comp}} = 33\% * A_{s_{flex}}$$

$$A_{s_{comp}} = 33\% * 69,15$$

$$A_{s_{comp}} = 22,82 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-11 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{comp}} \leq A_{s_{max}}$$

El área de acero calculada cumple con lo establecido por el ACI 318-11, por lo tanto el área de acero de diseño será:

$$A_{s_{comp}} = 22,82 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla núm. 8 (5,07 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$5,07 \text{ cm}^2 \text{ --- } -1 \text{ varilla}$$

$$22,82 \text{ cm}^2 \text{ --- } - - - - - X$$

$$X = 4,50 \cong 4 \text{ varillas}$$

Para la cama superior utilizar 4 varillas núm. 8 grado 40.

- Refuerzo adicional debido a la altura de la viga

Según AASHTO, es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área grande de concreto sin acero. Por tal razón se recomienda un refuerzo adicional de 0,25 pulg<sup>2</sup> por cada pie de altura (5,29 cm<sup>2</sup> por metro de alto).

$$R_{ad} = 1,00 \text{ m} * 5,29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$R_{ad} = 5,29 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla núm. 4 (1,27 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ --- } -1 \text{ varilla}$$

$$5,29 \text{ cm}^2 \text{ --- } - - - - - X$$

$$X = 4,16 \cong 5 \text{ varillas}$$

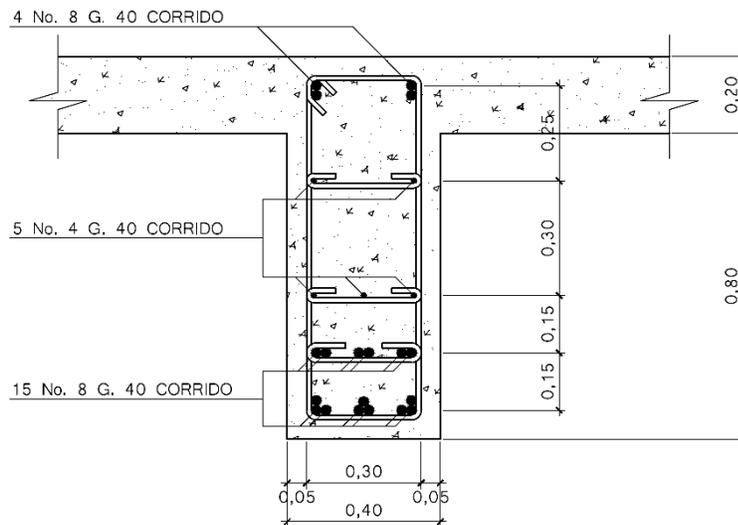
Para el refuerzo adicional utilizar 5 varillas núm. 4 grado 40.

Tabla XXVI. **Resumen de refuerzo viga intermedia en parte central**

Descripción	Núm. de varillas	
	Barra núm. 8	Barra núm. 4
Cama superior	4	--
Cama inferior	15	--
Complemento por altura	--	5

Fuente: elaboración propia

Figura 26. **Detalle de refuerzo viga intermedia en parte central**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Longitud de desarrollo

El ACI 318-11 sección 12.10.3 indica que el refuerzo se debe extender más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión por una distancia igual a 12 diámetros de la barra principal del refuerzo longitudinal en la cama inferior. La longitud de desarrollo será:

$$L_d = 12 * \phi$$

$L_d$  = longitud de desarrollo (m)

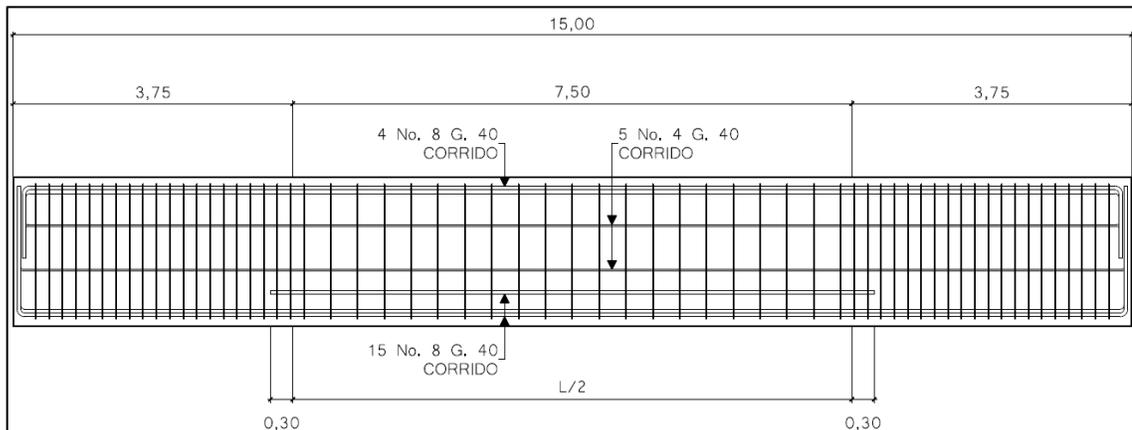
$\phi$  = diámetro de la barra de refuerzo longitudinal (Núm. 8 = 0,0254 m)

$$l_d = 12 * 0,0254$$

$$l_d = 0,3048 \text{ m}$$

La longitud de desarrollo a utilizar en las barras de complemento en la cama inferior en donde el momento es máximo, será de  $L_d = 0,30$  m.

Figura 27. **Refuerzo longitudinal viga intermedia en parte central**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Cálculo de refuerzo para viga intermedia a  $L/4$  del apoyo

El momento máximo a flexión se ubica en el área central de la viga disminuyendo hacia los extremos. Se toma como el área de mayor momento a  $L/2$  en el centro de la viga, es decir, la zona de transición se ubica en  $L/4$  desde los apoyos.

Se tiene una viga rectangular de  $1,00 \times 0,40$  m, se procede a calcular el refuerzo de la viga y se asigna un recubrimiento de 5,00 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

- Cálculo de refuerzo

$$A_s = 0,85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0,85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (f'c * b * M_u)}{f_y^2}}$$

$A_s$  = área de acero ( $cm^2$ )

$f'c$  = resistencia del concreto (281  $kg/cm^2$ )

$f_y$  = módulo de fluencia del acero (2 810  $kg/cm^2$ )

$b$  = base de la viga (40 cm)

$d$  = peralte efectivo (93,50 cm)

$M_u$  = momento último (9 568 971  $kg - cm$ )

$$A_s = 0,85 * \frac{281 * 40 * 93,5}{2810} - \sqrt{\frac{(0,85 * 281 * 40 * 93,5)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (281 * 40 * 9 568 971)}{2810^2}}$$

$$A_{s_{dis}} = 43,43 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

Al no influir el valor del momento en el cálculo de acero mínimo, el área de acero mínima es la misma en toda la sección de la viga:

$$A_{s_{min}} = 18,76 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

Al no influir el valor del momento en el cálculo de acero máximo, el área de acero máxima es la misma en toda la sección de la viga:

$$A_{s_{max}} = 92,59 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-11 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{dis}} \leq A_{s_{max}}$$

El área de acero calculada cumple con lo establecido por el ACI 318-11, por lo tanto el área de acero de diseño será:

$$A_{s_{dis}} = 43,43 \text{ cm}^2$$

- Cuantificación de varillas en cama inferior

Se tiene que el área de acero a flexión es de 43,43 cm<sup>2</sup> y para la distribución del acero se utilizarán varillas de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 8 (5,07 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$5,07 \text{ cm}^2 \text{ --- } 1 \text{ varilla}$$

$$43,43 \text{ cm}^2 \text{ --- } X$$

$$X = 8,56 \cong 9 \text{ varillas}$$

Para la cama inferior utilizar 9 varillas núm. 8 grado 40.

- Cuantificación de varillas en cama superior

Para acero en compresión para vigas se debe de utilizar el 33 % del acero a flexión como lo indica ACI 318-11:

$$A_{s_{comp}} = 33 \% * A_{s_{flex}}$$

$$A_{s_{comp}} = 33 \% * 43,43$$

$$A_{s_{comp}} = 14,33 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-11 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{comp}} \leq A_{s_{max}}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima, como no cumple debido a que el área mínima es mayor que el área calculada, se usa el valor del área de acero mínimo. Por lo tanto el área de acero de diseño será:

$$A_{s_{comp}} = 18,76 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 8 (5,07 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$5,07 \text{ cm}^2 \text{ --- } -1 \text{ varilla}$$

$$18,76 \text{ cm}^2 \text{ --- } - - - - - X$$

$$X = 3,70 \cong 4 \text{ varillas}$$

Para la cama superior utilizar 4 varillas núm. 8 grado 40.

- Refuerzo adicional debido a la altura de la viga

Al no influir el valor del momento en el cálculo de refuerzo adicional, el área de acero de refuerzo adicional es la misma en toda la sección de la viga:

$$R_{ad} = 5,29 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 ( $1,27 \text{ cm}^2$ ), se obtiene lo siguiente:

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ --- } 1 \text{ varilla}$$

$$5,29 \text{ cm}^2 \text{ --- } X$$

$$X = 4,16 \cong 5 \text{ varillas}$$

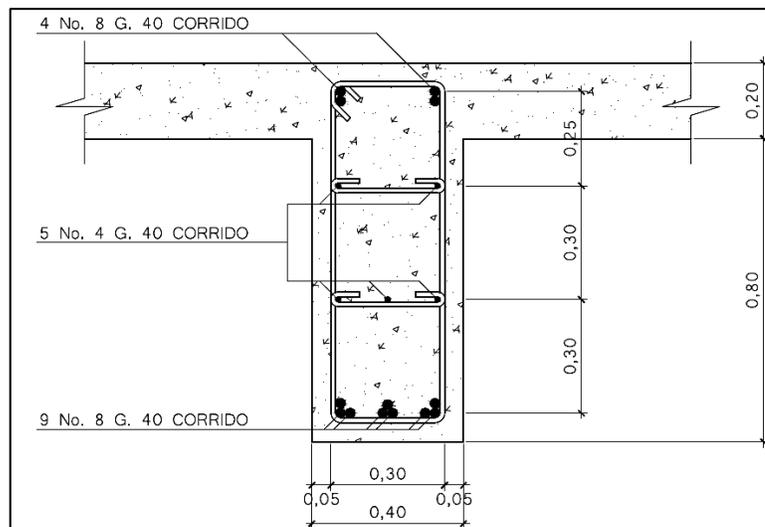
Para el refuerzo adicional utilizar 5 varillas núm. 4 grado 40.

Tabla XXVII. **Resumen de refuerzo viga intermedia a L/4 del apoyo**

Descripción	Núm. de varillas	
	Barra núm. 8	Barra núm. 4
Cama superior	4	--
Cama inferior	9	--
Complemento por altura	--	5

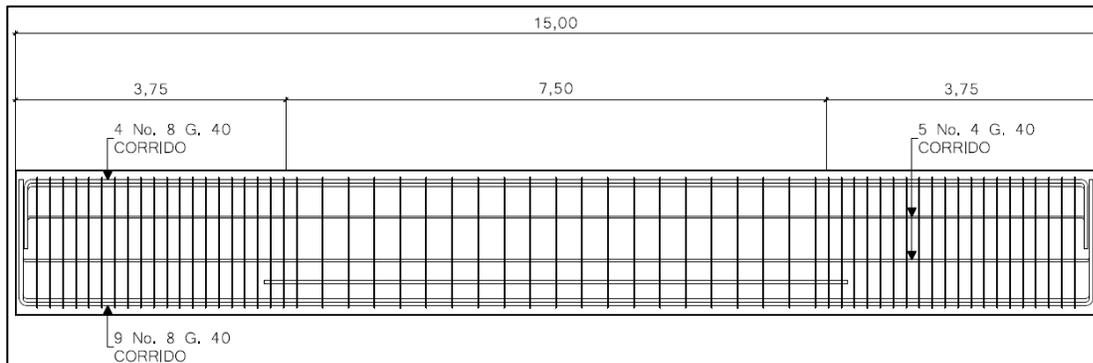
Fuente: elaboración propia

Figura 28. **Detalle de refuerzo viga intermedia a L/4 del apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 29. Refuerzo longitudinal viga intermedia a L/4 del apoyo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Diseño a corte

El diseño a corte tiene como función principal indicar el espaciamiento entre estribos y eslabones, tanto en la parte central de la viga como en los extremos. El corte total es producido por los cortes de carga muerta, carga viva y carga de impacto.

- Corte debido a carga muerta

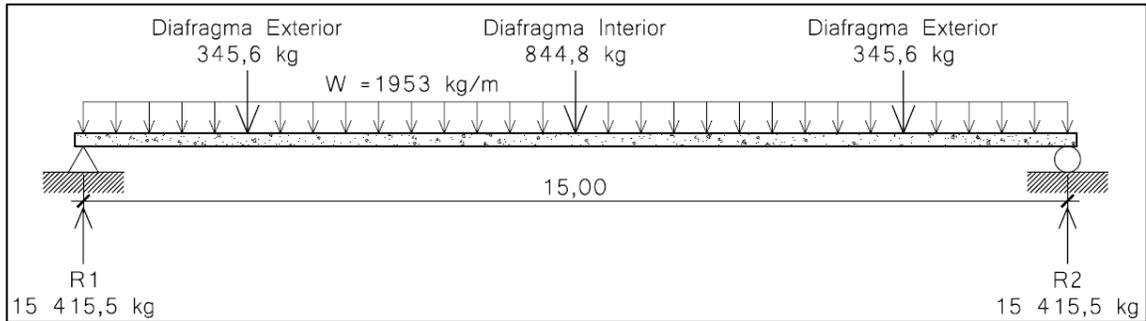
$$V_{cm} = \frac{W * L}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

W = carga distribuida debido a la carga muerta (1 953 kg/m)

L = longitud total de la viga (15,00 m)

P = peso que transmiten los diafragmas (kg)

Figura 30. Diagrama de carga muerta para viga intermedia



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

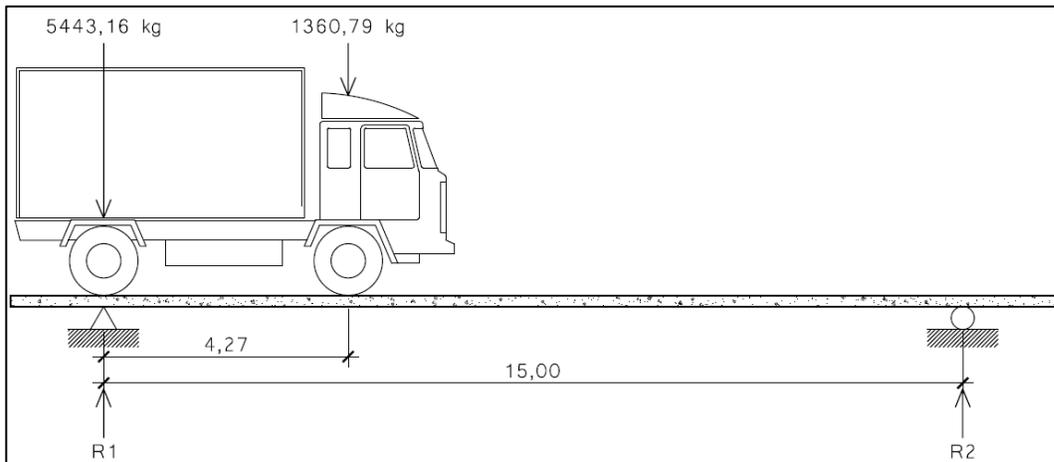
$$V_{cm} = \frac{1\,953 \cdot 15}{2} + \frac{(844,8 + 345,6 \cdot 2)}{2}$$

$$V_{cm} = R_1 = R_2 = 15\,415,5 \text{ kg}$$

- Corte debido a carga viva

El corte máximo se da cuando la carga mayor o eje trasero de la carrocería del camión está ejerciendo fuerza sobre el apoyo afectado. La carga a utilizar debe ser la carga mayorada debido al factor de distribución. Para este caso, el corte máximo será el valor de la reacción  $R_1$ , esta se calcula haciendo sumatoria de momentos en el apoyo  $R_2$ , ver figura 31.

Figura 31. Diagrama de carga viva para corte de viga intermedia



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

La carga mayorada por factor de distribución en los ejes del camión es la siguiente:

$$5\,443,16 \cdot 1,093 = 5\,949,37 \text{ kg}$$

$$1\,360,79 \cdot 1,093 = 1\,487,34 \text{ kg}$$

Con la carga mayorada se procede al cálculo de las reacciones R1 y R2:

$$\sum M_{R2} = 0$$

$$R_1 \cdot 15 - 5\,949,37 \cdot 15 - 1\,487,34 \cdot (15 - 4,27) = 0$$

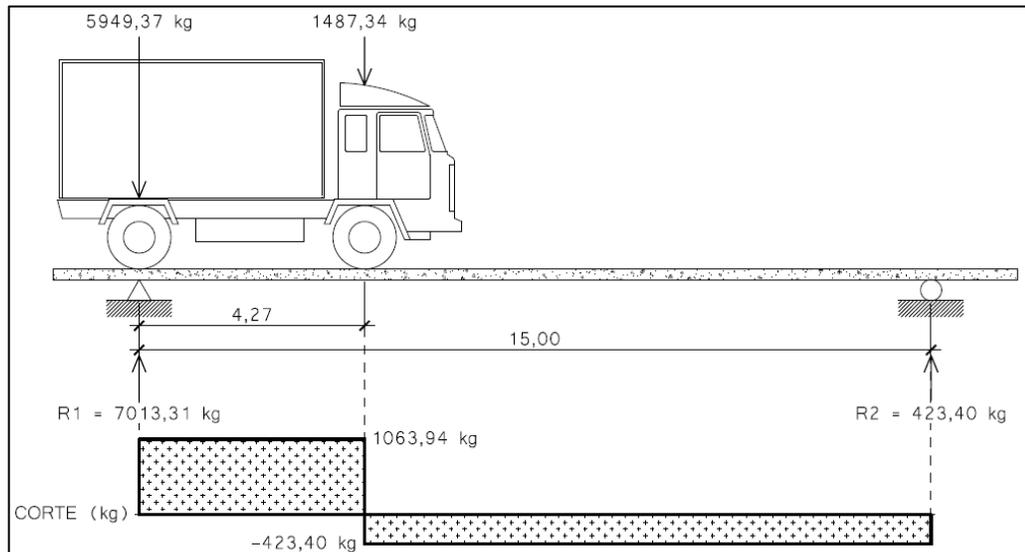
$$R_1 = V_{cv} = 7013,31 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$7\,013,31 + R_2 - 5\,949,37 - 1\,487,34 = 0$$

$$R_2 = 423,40 \text{ kg}$$

Figura 32. Diagrama de corte por carga viva en viga intermedia



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Corte por impacto

Al no influir el valor del corte en el cálculo del aumento por impacto, el porcentaje de aumento por impacto es el mismo en toda la sección de la viga:

$$I = 29 \%$$

- Cortante último de viga intermedia

$$V_u = 1,30 \left[ V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * I) \right]$$

$$V_{u \max} = 1,30 \left[ 15\,415,5 + \frac{5}{3} (7\,013,31 * 1,29) \right]$$

$$V_{u \max} = 39\,642,35 \text{ kg}$$

- Cortante que resiste el concreto

$$V_{cu} = 0,53 * \beta * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{cu} = 0,53 * 0,85 * \sqrt{281} * 40 * 93,50$$

$$V_{cu} = 28\ 243,56\ kg$$

- Cortante faltante (Vs)

$$V_n = \frac{V_u}{0,85}$$

$$V_n = \frac{39\ 642,35}{0,85} = 46\ 638,06\ kg$$

$$V_s = V_n - V_{cu}$$

$$V_s = 46\ 638,06 - 28\ 243,56$$

$$V_s = 18\ 394,50\ kg$$

- Cálculo de espaciamiento de refuerzo transversal

$$S = \frac{2 * \emptyset * f_y * d}{V_s}$$

S = espaciamiento entre eslabones y estribos a ejes (cm)

$\emptyset$  = diámetro de varilla propuesta, No. 4 (1,27 cm<sup>2</sup>)

f<sub>y</sub> = módulo de fluencia del acero (2810 kg/cm<sup>2</sup>)

d = peralte efectivo (93,50 cm)

V<sub>s</sub> = cortante faltante (kg)

$$S = \frac{2 * 1,27 * 2\ 810 * 93,5}{18\ 394,50}$$

$$S = 36,28 \text{ cm} \cong 36,00 \text{ cm}$$

- Espaciamiento máximo permisible

El espaciamiento máximo para la viga intermedia se calcula según lo establecido en el ACI 318-11 en la sección 11.5.

$$S_{max} = \frac{d}{2}$$
$$S_{max} = \frac{93,50}{2}$$
$$S_{max} = 46,75 \text{ cm}$$

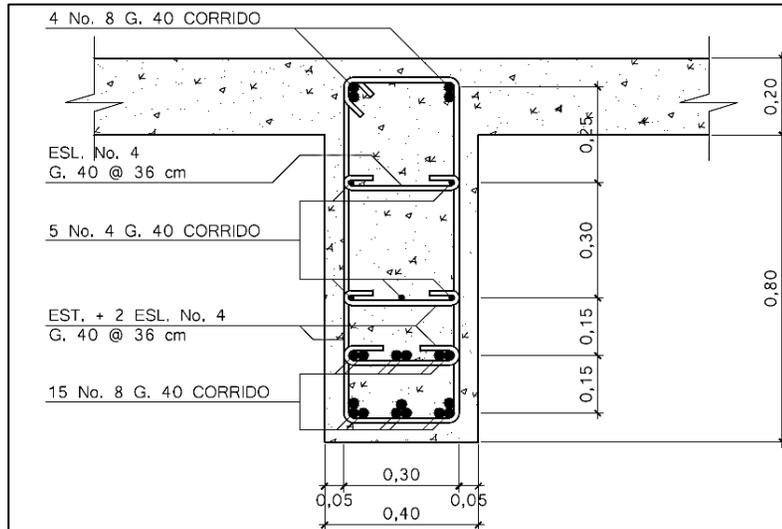
El espaciamiento calculado cumple con lo establecido por el ACI 318-11, por lo tanto el espaciamiento del refuerzo transversal será:

$$S = 36,00 \text{ cm}$$

En la parte central, colocar estribos y eslabones de varilla núm. 4 grado 40 @ 36,00 cm.

El detalle del armado de la viga en la parte central se muestra en la figura 33.

Figura 33. **Detalle de armado de viga intermedia en parte central**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Espaciamiento de refuerzo transversal a  $L/4$  del apoyo

El espaciamiento del refuerzo transversal a  $L/4$  del apoyo deberá ser la mitad del espaciamiento en la parte central de la viga. Este espaciamiento permite un mayor confinamiento de los estribos en el área de los apoyos, que es donde se encuentra el mayor esfuerzo cortante de la viga.

$$S_{L/4} = \frac{S}{2}$$

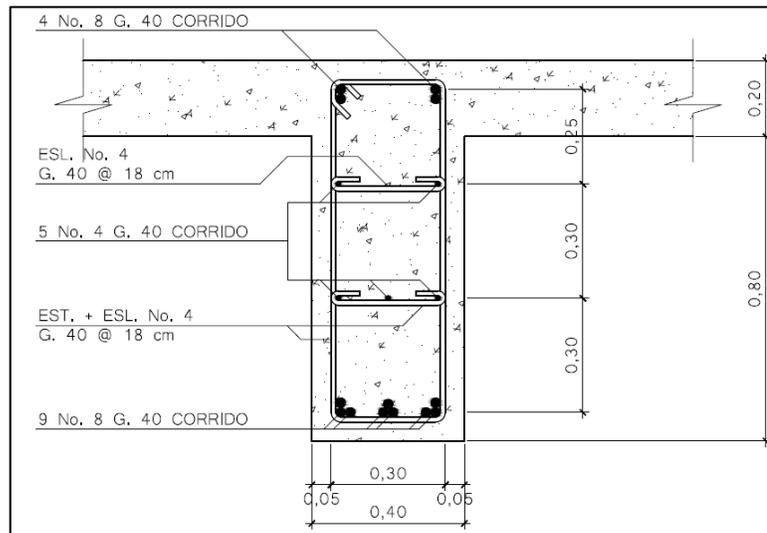
$$S_{L/4} = \frac{36}{2}$$

$$S_{L/4} = 18,00 \text{ cm}$$

A  $L/4$  del apoyo, colocar estribos y eslabones de varilla núm. 4 grado 40 @ 18,00 cm.

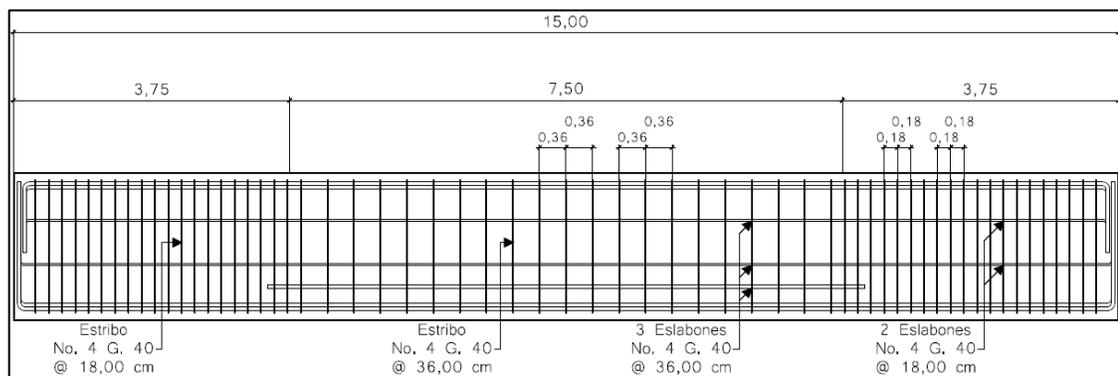
El detalle del armado de la viga a L/4 de los apoyos se muestra en la figura 34.

Figura 34. **Detalle de armado de viga intermedia a L/4 del apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 35. **Refuerzo transversal viga intermedia**



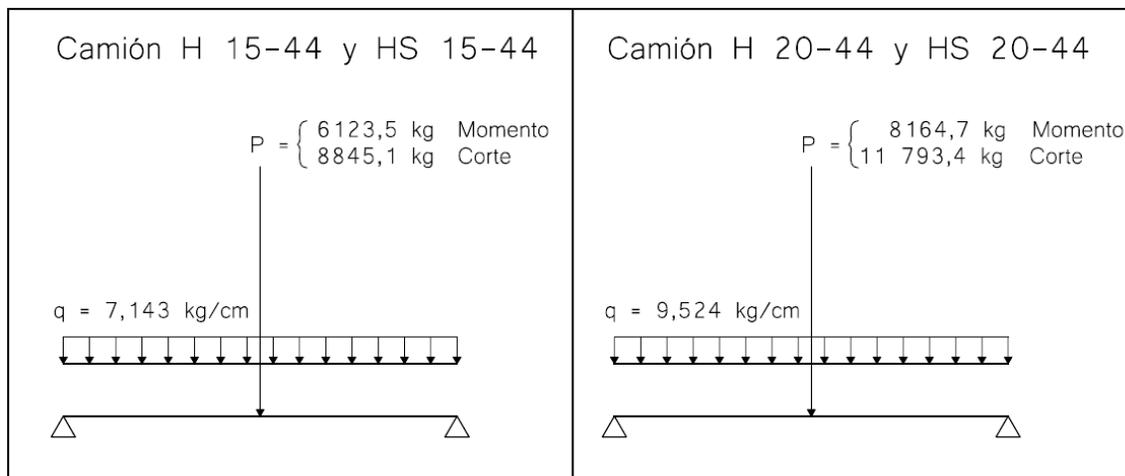
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Deflexión

En la máxima deflexión deberían estar cargados todos los elementos portantes de igual manera utilizando la carga viva vehicular incluyendo el incremento por carga dinámica.

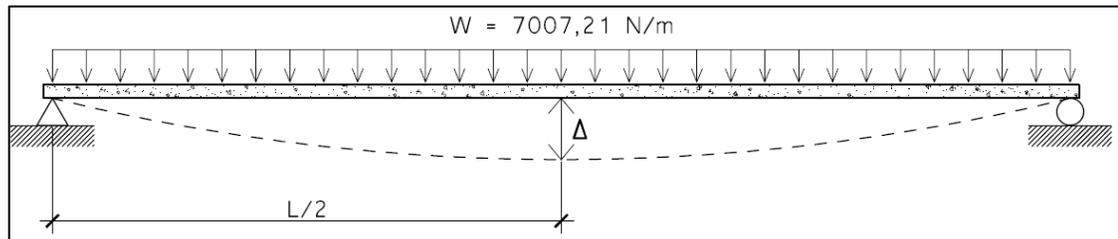
El cálculo de la deflexión se realiza por medio de fórmulas establecidas por AASHTO. Es necesario conocer principalmente las dimensiones de la viga y la carga aplicada a la viga, que se combinan con otras propiedades mecánicas de la viga.

Figura 36. **Carga distribuida equivalente al flujo vehicular según especificación AASHTO 3.7.1.2**



Fuente: figura 2.5, AASHTO 3.7.1.2.

Figura 37. Detalle de contraflecha de la viga



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Deflexión de la viga

$$\Delta = \frac{5 * W * L^4}{384 * E * I}$$

$\Delta$  = deflexión de la viga (m)

W = carga distribuida para camión H 15-44 (7007,21 N/m)

L = longitud total de la viga (15,00 m)

E = módulo de Young del concreto (N/m<sup>2</sup>)

I = inercia de la viga (m<sup>4</sup>)

Se calcula el módulo de Young del concreto y la inercia de la viga:

$$E = 5100 * \sqrt{f'c} \quad \text{con } f'c \text{ en N/m}^2$$

$$E = 5100 * \sqrt{281 \frac{kg}{cm^2} * 10\,000 \frac{cm^2}{m^2} * 9,81 \frac{N}{kg}}$$

$$E = 26\,776\,748,51 \text{ N/m}^2$$

$$I = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I = \frac{1}{12} * 0,40 * 1,00^3$$

$$I = 0,033 \text{ m}^4$$

Con todos los datos, se procede a calcular la deflexión de la viga:

$$\Delta = \frac{5 * 7007,21 * 15^4}{384 * 26\,776\,748,51 * 0,033}$$

$$\Delta = 0,0057 \text{ m} \cong 5,7 \text{ mm}$$

- Deflexión máxima de la viga

La deflexión máxima según la AASHTO 2.5.2.6.2, se especifica en la tabla XXVIII.

Tabla XXVIII. **Límites de deflexión según AASHTO 2.5.2.6.2**

Carga vehicular, general	L/800
Cargas vehiculares o peatonales	L/1000
Carga vehicular sobre voladizos	L/300
Cargas vehiculares o peatonales sobre voladizos	L/375

L en mm

Fuente: elaboración propia.

Se toma el límite para cargas vehiculares y/o peatonales, siendo ésta:

$$\Delta_{max} = \frac{L}{1000}$$

$$\Delta_{max} = \frac{15\,000}{1000}$$

$$\Delta_{max} = 15 \text{ mm}$$

Comparando el resultado obtenido en la deflexión máxima permisible respecto a la deflexión calculada, se obtiene:

$$\Delta \leq \Delta_{max}$$

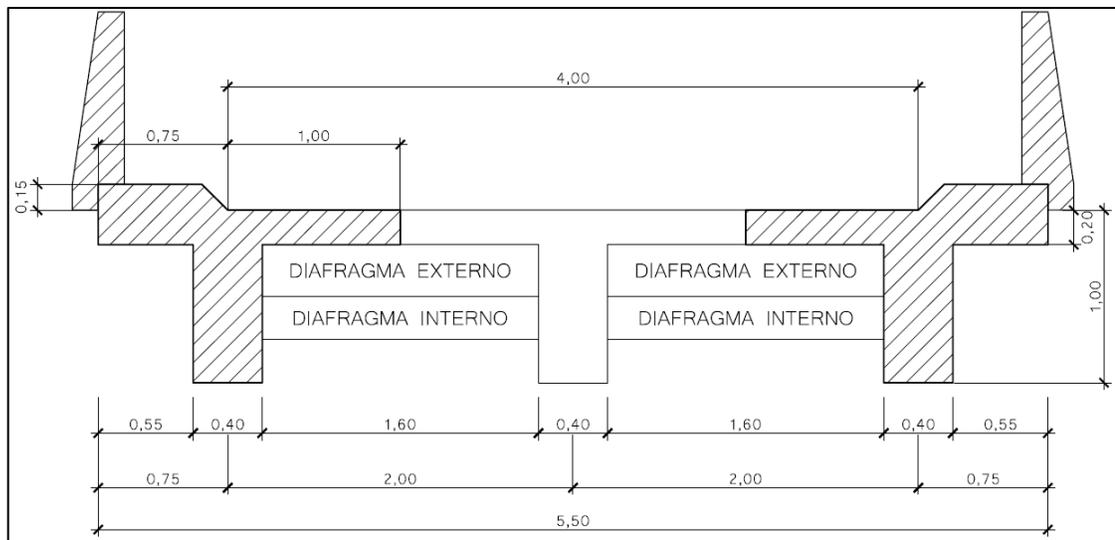
$$5,7 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$$

La sección de la viga sí es adecuada por deflexión.

### 3.8.2.2. Diseño de viga exterior

A continuación, se presenta el diseño de una viga exterior.

Figura 38. Diagrama de área tributaria para viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

En el cálculo de predimensionamiento de vigas se ha establecido que las vigas tendrán dimensiones de 0,40 m x 1,00 m. La altura se mide desde la cara superior de la losa, es decir, las vigas se encuentran empotradas en la losa.

- Momento por carga muerta

Es el momento que ejerce el peso propio de la viga que se encuentra simplemente apoyada, tomando en cuenta la carga puntual que ejercen los diafragmas sobre la viga.

$$M_{CM} = \frac{W_{cm} * L^2}{8} + M_{Diaf.Int.} + M_{Diaf.Ext.}$$

M<sub>CM</sub> = momento por carga muerta (Kg – m)

W<sub>cm</sub> = carga muerta (kg/m)

L = longitud total de la viga = 15,00 m

P = peso muerto transmitido por diafragma

M<sub>Diaf.Int.</sub> = momento debido al diafragma interno

M<sub>Diaf.Ext.</sub> = momento debido al diafragma externo

- Carga muerta

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

$$W_{losa} = \left(0,20m * 1,75m * 2400\frac{kg}{m^3}\right) = 840,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{asfalto} = \left(0,05m * 1,00m * 2250\frac{kg}{m^3}\right) = 112,50 \text{ kg/m}$$

$$W_{viga} = \left(0,40m * 0,80m * 2400\frac{kg}{m^3}\right) = 768,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{banqueta} = \left(0,15m * 0,75m * 2400\frac{kg}{m^3}\right) = 270,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{barandal} = \left(135,09kg * 2,00_{postes}/5,50m\right) = 49,12 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 840,00kg/m + 112,50kg/m + 768,00kg/m + 270,00kg/m + 49,12kg/m$$

$$W_{cm} = 2\,039,62\,kg/m$$

- Diafragma interno (carga y momento)

$$P_{Diaf.Int.} = (0,55m * 0,40m) * 0,80m * 2400 \frac{kg}{m^3}$$

$$P_{Diaf.Int.} = 422,40\,kg$$

$$M_{Diaf.Int.} = \frac{P * L}{4}$$

$$M_{Diaf.Int.} = \frac{422,4 * 15}{4}$$

$$M_{Diaf.Int.} = 1\,584\,kg - m$$

- Diafragma externo (carga y momento)

$$P_{Diaf.Ext.} = (0,30m * 0,30m) * 0,80m * 2400 \frac{kg}{m^3}$$

$$P_{Diaf.Ext.} = 172,80\,kg$$

$$M_{Diaf.Ext.} = P * a$$

$$M_{Diaf.Ext.} = 172,8 * 2,50$$

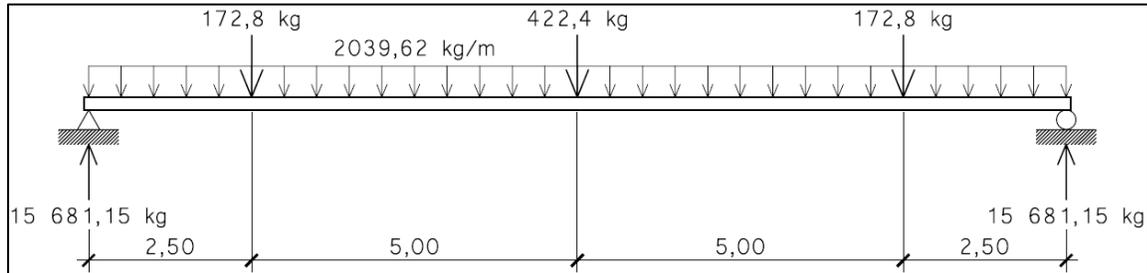
$$M_{Diaf.Ext.} = 432\,kg - m$$

- Momento máximo

$$M_{CM(max)} = \frac{2\,039,62 * 15^2}{8} + 1\,584 + 432$$

$$M_{CM(max)} = 59\,380,31\,kg - m$$

Figura 39. Diagrama de carga muerta para viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

El momento máximo a flexión se ubica en el área central de la viga disminuyendo hacia los extremos. Se toma como el área de mayor momento a  $L/2$  en el centro de la viga, es decir, la zona de transición se ubica en  $L/4$  desde los apoyos. El momento por carga muerta a  $L/4$  del apoyo es el siguiente:

- Momento a  $L/4$  del apoyo

$$M_{CM(L/4)} = 59\,380,31 - \left( \frac{2\,039,62 * 7,5^2}{8} + \frac{422,4 * 7,5}{4} \right)$$

$$M_{CM(L/4)} = 44\,247,23 \text{ kg} - m$$

- Sobrecarga vehicular o carga de camión

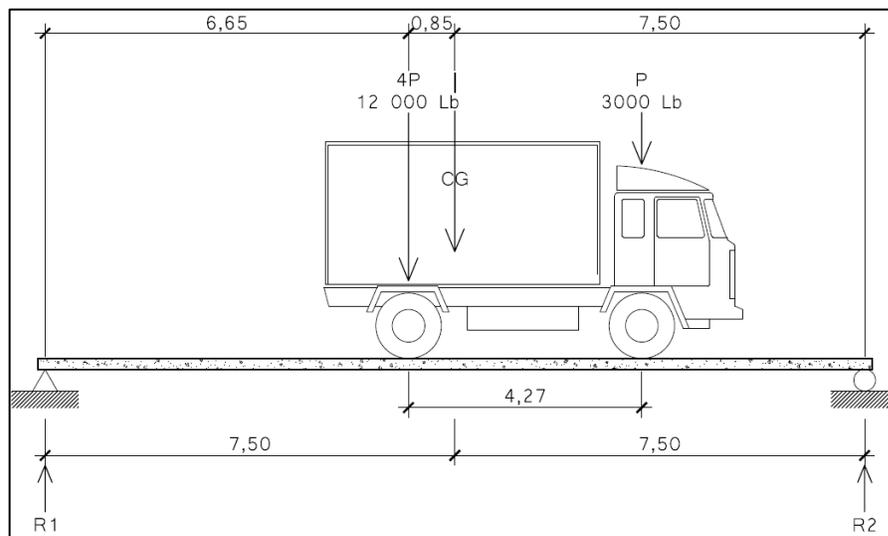
Para este proyecto se ha optado por utilizar el camión H 15-44 como camión de diseño con cargas de 12 000 y 3000 Lb en los ejes trasero y delantero respectivamente.

- Momento por carga viva

En las vigas el cálculo de la carga viva es el mismo no importando si es para vigas exteriores o viga intermedia.

La posición crítica se da cuando el centro de gravedad del camión se ubica sobre el centro de la viga provocando que la carga que soportan ambos apoyos sea de un valor similar, trabajando como un sistema en equilibrio.

Figura 40. Diagrama de H 15-44 en posición crítica



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Se procede a calcular el valor de las reacciones R1 y R2, para calcular posteriormente el momento máximo.

$$4P = 12\,000\text{ lbs} \approx 5\,443,16\text{ kg}$$

$$P = 3\,000\text{ lbs} \approx 1\,360,79\text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\sum M_{R1} &= 0 \\ -4P(6,65) - P(10,92) + R_2(15) &= 0 \\ -5\,443,16(6,65) - 1\,360,79(10,92) + R_2(15) &= 0 \\ R_2 &= 3\,403,79 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum F_y &= 0 \\ R_1 + R_2 - 4P - P &= 0 \\ R_1 + 3\,403,79 - 5\,443,16 - 1\,360,79 &= 0 \\ R_1 &= 3\,400,16 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Momento máximo

El momento máximo generado por la carga viva a diferencia del momento por carga muerta, no se encuentra en el centro de la viga sino en el eje de mayor carga en la posición crítica.

Para un camión H 15-44 puede calcularse usando la siguiente ecuación:

$$M_{CV(max)} = R_1 * A$$

$M_{max}$  = momento máximo (kg – m)

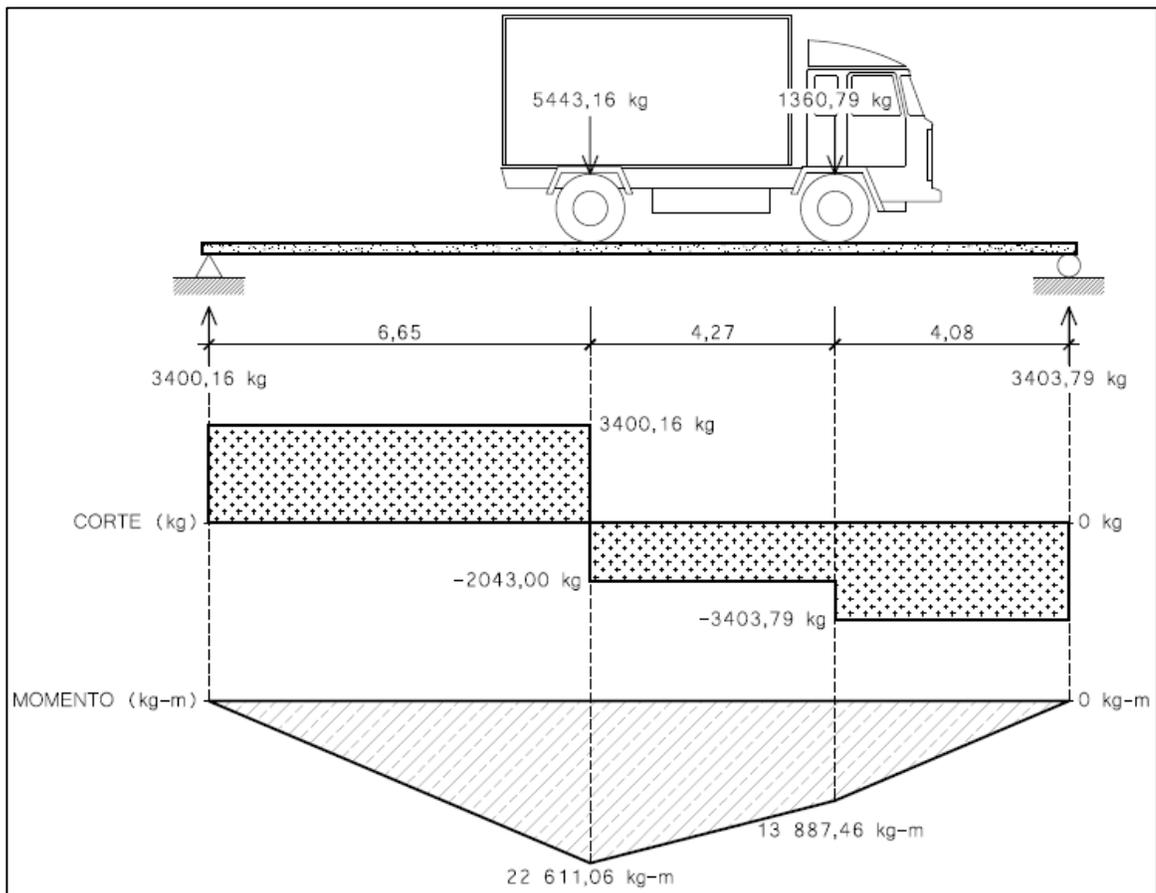
A = distancia del apoyo al eje trasero del camión (m)

R1 = reacción en apoyo más cercano al eje trasero del camión (kg/m)

$$\begin{aligned}M_{CV(max)} &= 3\,400,16 * 6,65 \\ M_{CV(max)} &= 22\,611,06 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

En el diagrama de corte y momento por carga viva se pueden observar los momentos generados por cada una de las cargas del camión en la posición crítica (ver figura 41).

Figura 41. Diagrama de corte y momento producido por carga viva



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

El momento máximo a flexión se ubica en el área central de la viga disminuyendo hacia los extremos. Se toma como el área de mayor momento a  $L/2$  en el centro de la viga, es decir, la zona de transición se ubica en  $L/4$  desde los apoyos. El momento por carga viva a  $L/4$  del apoyo es el siguiente:

- Momento a L/4 del apoyo

$$M_{CV(L/4)} = R_1 * \frac{L}{4}$$

$$M_{CV(L/4)} = 3400,16 * \frac{15}{4}$$

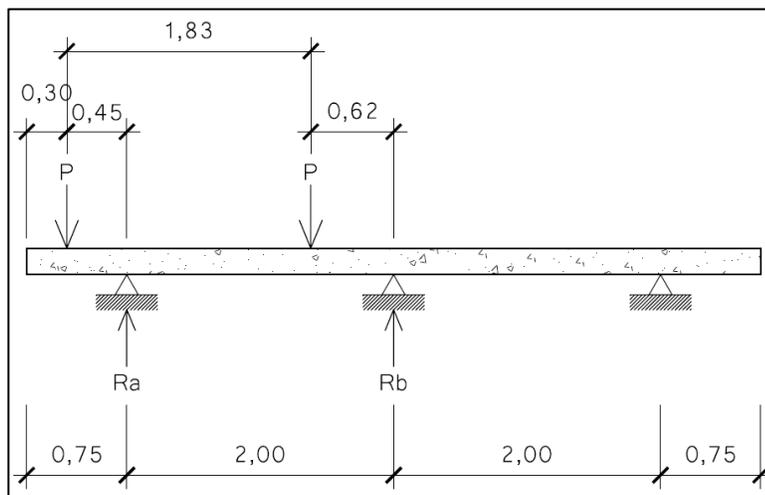
$$M_{CV(L/4)} = 12\ 750,6\ kg - m$$

- Factor de distribución

El factor de distribución FD (AASHTO 3.23.1), se puede describir como la proporción de la carga viva que absorbe cada viga.

Cuando el bordillo se encuentra sobre el eje de la viga exterior, la carga puntual P se ubica a 30 cm del extremo. Para calcular el FD en una viga exterior, basta con determinar la reacción en función de P.

Figura 42. **Distribución de distancias y cargas para cálculo de FD**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\sum M_b = 0$$

$$R_a * 2 - P * 0,62 - P * (0,62 + 1,83) = 0$$

$$R_a * 2 = P * 3,07$$

$$R_a = 1,535 P$$

$$FD = 1,535$$

- Momento debido al impacto

La carga de impacto es un incremento en el momento producido por la carga viva. Tiene que ser menor o igual al 30 % según AASHTO 3.8.2.1

$$I = \frac{15,24}{L + 38}$$

$I$  = fracción de impacto menor o igual a 0,30

$L$  = luz de vigas

$$I = \frac{15,24}{15 + 38}$$

$$I = 0,29 < I_{max} \quad \text{sí cumple}$$

$$I = 29 \%$$

- Momento último de viga exterior

La integración de los momentos producidos por las distintas fuerzas que afectan la estructura, las normas AASHTO 1.2.22 lo simplifican con la siguiente fórmula:

$$M_U = 1,30 \left[ M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I * FD) \right]$$

Mu = momento último (kg – m)

Mcm = momento por carga muerta (kg – m)

Mcv = momento por carga viva (kg – m)

I = impacto

FD = factor de distribución

- Momento último máximo

$$M_{U(max)} = 1,30 \left[ 59\,380,31 + \frac{5}{3} (22\,611,06 * 1,29 * 1,535) \right]$$

$$M_{U(max)} = 174\,203,20 \text{ kg} - m$$

- Momento último a L/4 del apoyo

$$M_{U(L/4)} = 1,30 \left[ 44\,247,23 + \frac{5}{3} (12\,750,6 * 1,29 * 1,535) \right]$$

$$M_{U(L/4)} = 112\,225,62 \text{ kg} - m$$

Tabla XXIX. **Resumen de momentos generados en viga exterior**

Descripción	Momentos máximos (kg – m)	Momentos a L/4 (kg – m)
Carga Muerta (CM)	59 380,31	44 247,23
Carga Viva (CV)	22 611,06	12 750,60
Impacto y Factor de Distribución ( $\frac{5}{3}(M_{CV} * I * FD)$ )	74 622,15	42 080,17
<b>Momento último</b>	<b>174 203,20</b>	<b>112 225,62</b>

Fuente: elaboración propia

- Cálculo de refuerzo para viga exterior en parte central

Se tiene una viga rectangular de 1,00 x 0,40 m, se procede a calcular el refuerzo de la viga y se asigna un recubrimiento de 5,00 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

- Cálculo de peralte

Se toma como base una varilla No. 8 grado 40:

$$d = t - R - \frac{\emptyset}{2}$$

d = peralte efectivo (cm)

t = altura de la viga (cm)

R = recubrimiento mínimo en la parte inferior de la viga = 5,00 cm

$\emptyset$  = diámetro de la varilla usada (No. 8 = 2,54 cm)

$$d = 100 - 5 - \frac{2,54}{2}$$

$$d = 93,73 \cong 93,50 \text{ cm}$$

Se aproxima a 93,50 cm ya que si la dimensión del peralte es mayor, no cumpliría con el recubrimiento mínimo requerido.

- Cálculo de refuerzo

$$A_s = 0,85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0,85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (f'c * b * M_u)}{f_y^2}}$$

As = área de acero (cm<sup>2</sup>)

f'c = resistencia del concreto (281 kg/cm<sup>2</sup>)

fy = módulo de fluencia del acero (2810 kg/cm<sup>2</sup>)

b = base de la viga (40 cm)

d = peralte efectivo (93,50 cm)

Mu = momento último (17 420 320 kg – cm)

$$As = 0,85 * \frac{281 * 40 * 93,5}{2810} - \sqrt{\frac{(0,85 * 281 * 40 * 93,5)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (281 * 40 * 17\ 420\ 320)}{2810^2}}$$

$$As_{dis} = 85,06 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

$$\frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14,1}{fy} * b * d$$
$$\frac{0,80 * \sqrt{281}}{2810} * 40 * 93,5 \geq \frac{14,1}{2810} * 40 * 93,5$$
$$17,85 \text{ cm}^2 \geq 18,76 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 18,76 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * \beta * f'c}{fy} * \left( \frac{6120}{6120 + fy} \right)$$

$\rho_{bal}$  = factor que delimita el área de acero

$\rho_{max}$  = factor que garantiza que el acero fluya antes

$\beta$  = factor que depende de la resistencia del concreto  $\beta = 0,85$

f'c = resistencia del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

fy = módulo de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * 0,85 * 281}{2 810} * \left( \frac{6120}{6 120 + 2 810} \right)$$
$$\rho_{bal} = 0,049515117$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} * 0,50 \text{ (Factor sísmico)}$$

$$\rho_{max} = 0,049515117 * 0,50$$

$$\rho_{max} = 0,024757558$$

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d$$

$$As_{max} = 0,024757558 * 40 * 93,5$$

$$As_{max} = 92,59 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-11 indica lo siguiente:

$$As_{min} \leq As_{dis} \leq As_{max}$$

El área de acero calculada cumple con lo establecido por el ACI 318-11, por lo tanto el área de acero de diseño será:

$$As_{dis} = 85,06 \text{ cm}^2$$

- Cuantificación de varillas en cama inferior

Se tiene que el área de acero a flexión es 85,06 cm<sup>2</sup> y para la distribución del acero se utilizarán varillas de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 8 (5,07 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$5,07 \text{ cm}^2 - - - -1 \text{ varilla}$$

$$85,06 \text{ cm}^2 - - - - - X$$

$$X = 16,77 \cong 17 \text{ varillas}$$

Para la cama inferior utilizar 17 varillas núm. 8 grado 40.

- Cuantificación de varillas en cama superior

Para acero en compresión para vigas se debe de utilizar el 33 % del acero a flexión como lo indica ACI 318-11:

$$A_{s_{comp}} = 33 \% * A_{s_{flex}}$$

$$A_{s_{comp}} = 33 \% * 85,06$$

$$A_{s_{comp}} = 28,07 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-11 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{comp}} \leq A_{s_{max}}$$

El área de acero calculada cumple con lo establecido por el ACI 318-11, por lo tanto el área de acero de diseño será:

$$A_s = 28,07 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla núm. 8 (5,07 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$5,07 \text{ cm}^2 - - - -1 \text{ varilla}$$

$$28,07 \text{ cm}^2 - - - - - X$$

$$X = 5,53 \cong 6 \text{ varillas}$$

Para la cama superior utilizar 6 varillas núm. 8 grado 40.

○ **Refuerzo adicional debido a la altura de la viga**

Según AASHTO, es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área grande de concreto sin acero. Por tal razón se recomienda un refuerzo adicional de 0,25 pulg<sup>2</sup> por cada pie de altura (5,29 cm<sup>2</sup> por metro de alto).

$$R_{ad} = 1,00 \text{ m} * 5,29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$R_{ad} = 5,29 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla núm. 4 (1,27 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$1,27 \text{ cm}^2 - - - - 1 \text{ varilla}$$

$$5,29 \text{ cm}^2 - - - - - X$$

$$X = 4,16 \cong 5 \text{ varillas}$$

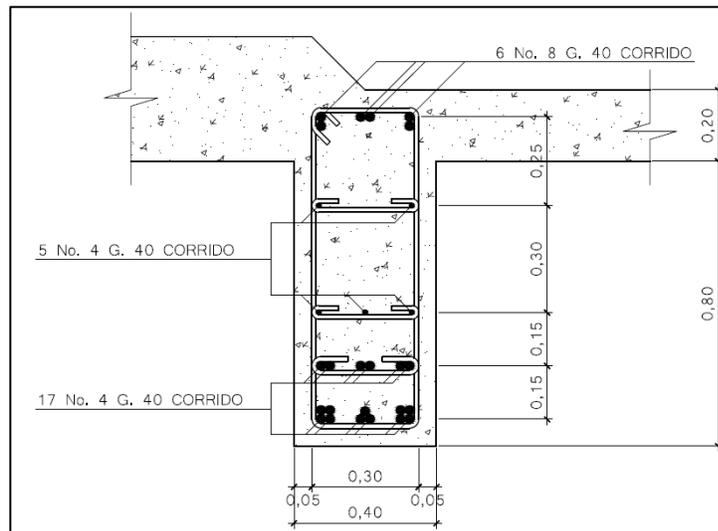
Para el refuerzo adicional utilizar 5 varillas núm. 4 grado 40.

Tabla XXX. **Resumen de refuerzo viga exterior en parte central**

Descripción	Núm. de varillas	
	Barra núm. 8	Barra núm. 4
Cama superior	6	--
Cama inferior	17	--
Complemento por altura	--	5

Fuente: elaboración propia

Figura 43. **Detalle de refuerzo de viga exterior en parte central**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Longitud de desarrollo

Según el ACI 318-11 sección 12.10.3, la longitud de desarrollo será:

$$L_d = 12 * \emptyset$$

$L_d$  = longitud de desarrollo (m)

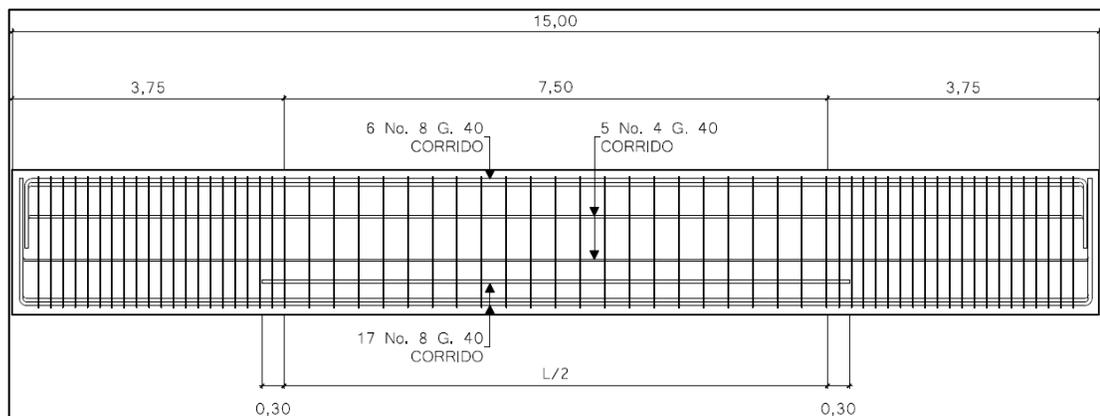
$\emptyset$  = diámetro de la barra de refuerzo longitudinal (núm. 8 = 0,0254 m)

$$l_d = 12 * 0,0254$$

$$l_d = 0,3048 \text{ m}$$

La longitud de desarrollo a utilizar en las barras de complemento en la cama inferior en donde el momento es máximo, será de  $L_d = 0,30$  m.

Figura 44. **Refuerzo longitudinal viga exterior en parte central**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Cálculo de refuerzo para viga exterior a  $L/4$  del apoyo

El momento máximo a flexión se ubica en el área central de la viga disminuyendo hacia los extremos.

Se toma como el área de mayor momento a  $L/2$  en el centro de la viga, es decir, la zona de transición se ubica en  $L/4$  desde los apoyos.

- Cálculo de refuerzo

$$A_s = 0,85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0,85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (f'c * b * M_u)}{f_y^2}}$$

$A_s$  = área de acero ( $cm^2$ )

$f'c$  = resistencia del concreto (281  $kg/cm^2$ )

$f_y$  = módulo de fluencia del acero (2810  $kg/cm^2$ )

$b$  = base de la viga (40  $cm$ )

$d$  = peralte efectivo (93,50  $cm$ )

$M_u$  = momento último (11 222 562  $kg - cm$ )

$$A_s = 0,85 * \frac{281 * 40 * 93,5}{2810} - \sqrt{\frac{(0,85 * 281 * 40 * 93,5)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (281 * 40 * 11 222 562)}{2810^2}}$$

$$A_{s_{dis}} = 51,66 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

Al no influir el valor del momento en el cálculo de acero mínimo, el área de acero mínima es la misma en toda la sección de la viga:

$$A_{s_{min}} = 18,76 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

Al no influir el valor del momento en el cálculo de acero máximo, el área de acero máxima es la misma en toda la sección de la viga:

$$A_{s_{max}} = 92,59 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-11 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{dis}} \leq A_{s_{max}}$$

El área de acero calculada cumple con lo establecido por el ACI 318-11, por lo tanto el área de acero de diseño será:

$$A_{s_{dis}} = 51,66 \text{ cm}^2$$

- Cuantificación de varillas en cama inferior

Se tiene que el área de acero a flexión es 51,66 cm<sup>2</sup> y para la distribución del acero se utilizarán varillas de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 8 (5,07 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$5,07 \text{ cm}^2 \text{ --- } 1 \text{ varilla}$$

$$51,66 \text{ cm}^2 \text{ --- } X$$

$$X = 10,19 \cong 10 \text{ varillas}$$

Para la cama inferior utilizar 10 varillas núm. 8 grado 40.

- Cuantificación de varillas en cama superior

Para acero en compresión para vigas se debe de utilizar el 33 % del acero a flexión como lo indica ACI 318-11:

$$A_{s_{comp}} = 33\% * A_{s_{flex}}$$

$$A_{s_{comp}} = 33\% * 51,66$$

$$A_{s_{comp}} = 17,05 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-11 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{comp}} \leq A_{s_{max}}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima, como no cumple debido a que el área mínima es mayor que el área calculada, se usa el valor del área de acero mínimo. Por lo tanto el área de acero de diseño será:

$$A_s = 18,76 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla núm. 8 (5,07 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$5,07 \text{ cm}^2 \text{ --- } -1 \text{ varilla}$$

$$18,76 \text{ cm}^2 \text{ --- } - X$$

$$X = 3,70 \cong 4 \text{ varillas}$$

Para la cama superior utilizar 4 varillas núm. 8 grado 40.

- Refuerzo adicional debido a la altura de la viga

Al no influir el valor del momento en el cálculo de refuerzo adicional, el área de acero de refuerzo adicional es la misma en toda la sección de la viga:

$$R_{ad} = 5,29 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 ( $1,27 \text{ cm}^2$ ), se obtiene lo siguiente:

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ --- } 1 \text{ varilla}$$

$$5,29 \text{ cm}^2 \text{ --- } X$$

$$X = 4,16 \cong 5 \text{ varillas}$$

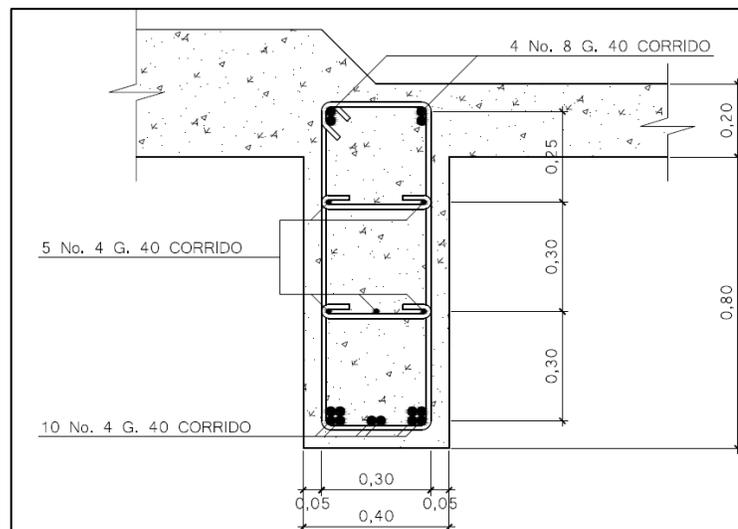
Para el refuerzo adicional utilizar 5 varillas núm. 4 grado 40.

Tabla XXXI. **Resumen de refuerzo viga exterior a L/4 del apoyo**

Descripción	Núm. de varillas	
	Barra núm. 8	Barra núm. 4
Cama superior	4	--
Cama inferior	10	--
Complemento por altura	--	5

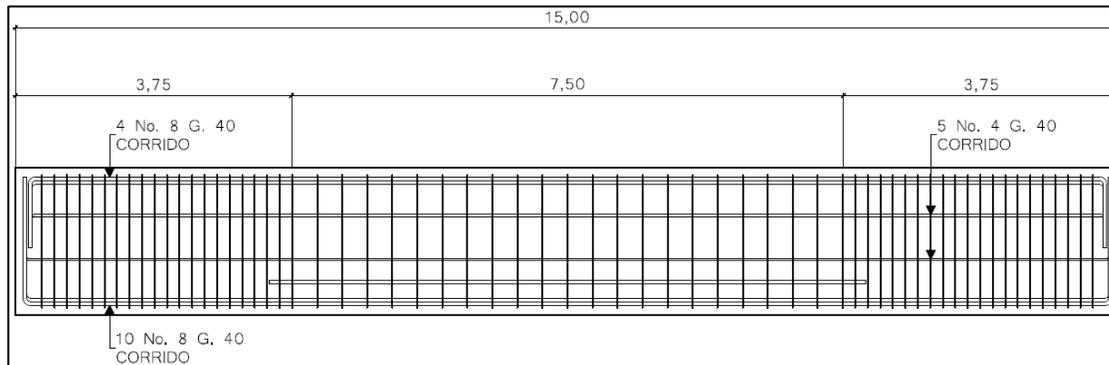
Fuente: elaboración propia

Figura 45. **Detalle de refuerzo de viga exterior a L/4 del apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 46. Refuerzo longitudinal viga exterior a L/4 del apoyo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Diseño a corte

El diseño a corte tiene como función principal indicar el espaciamiento entre estribos y eslabones, tanto en la parte central de la viga como en los extremos. El corte total es producido por los cortes de carga muerta, carga viva y carga de impacto.

- Corte debido a carga muerta

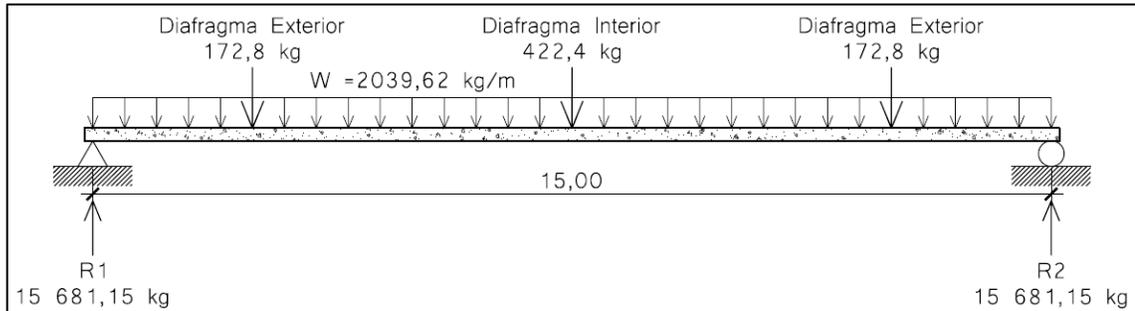
$$V_{cm} = \frac{W * L}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

W = carga distribuida debido a la carga muerta (2 039,62 kg/m)

L = longitud total de la viga (15,00 m)

P = peso que transmiten los diafragmas (kg)

Figura 47. Diagrama de carga muerta para viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

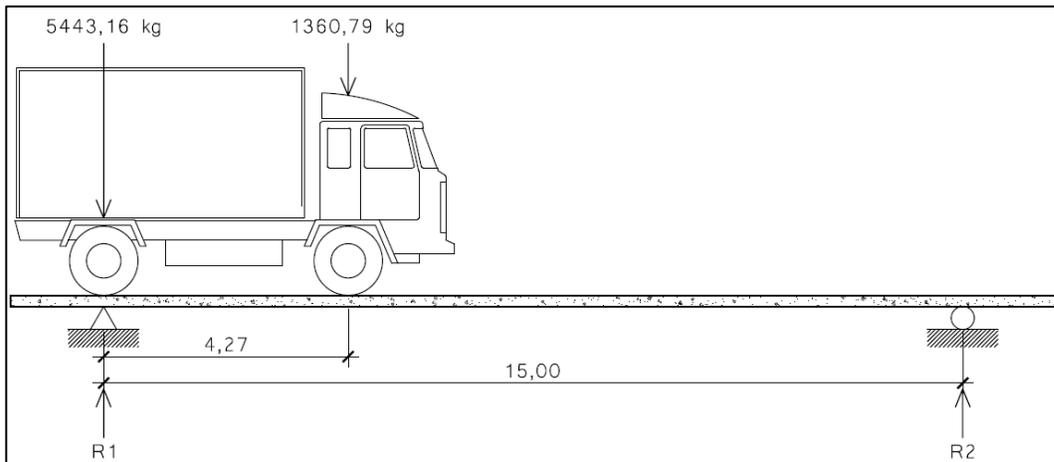
$$V_{cm} = \frac{2039,62 * 15}{2} + \frac{(422,4 + 172,8 * 2)}{2}$$

$$V_{cm} = R_1 = R_2 = 15\ 681,15\ kg$$

- Corte debido a carga viva

El corte máximo se da cuando la carga mayor o eje trasero de la carrocería del camión está ejerciendo fuerza sobre el apoyo afectado. La carga a utilizar debe ser la carga mayorada debido al factor de distribución. Para este caso, el corte máximo será el valor de la reacción R1, la cual se calcula haciendo sumatoria de momentos en el apoyo R2, ver figura 48.

Figura 48. Diagrama de carga viva para corte de viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

La carga mayorada por factor de distribución en los ejes del camión es la siguiente:

$$5\,443,16 \cdot 1,535 = 8\,355,25 \text{ kg}$$

$$1\,360,79 \cdot 1,535 = 2\,088,81 \text{ kg}$$

Con la carga mayorada se procede al cálculo de las reacciones R1 y R2:

$$\sum M_{R2} = 0$$

$$R_1 \cdot 15 - 8\,355,25 \cdot 15 - 2\,088,81 \cdot (15 - 4,27) = 0$$

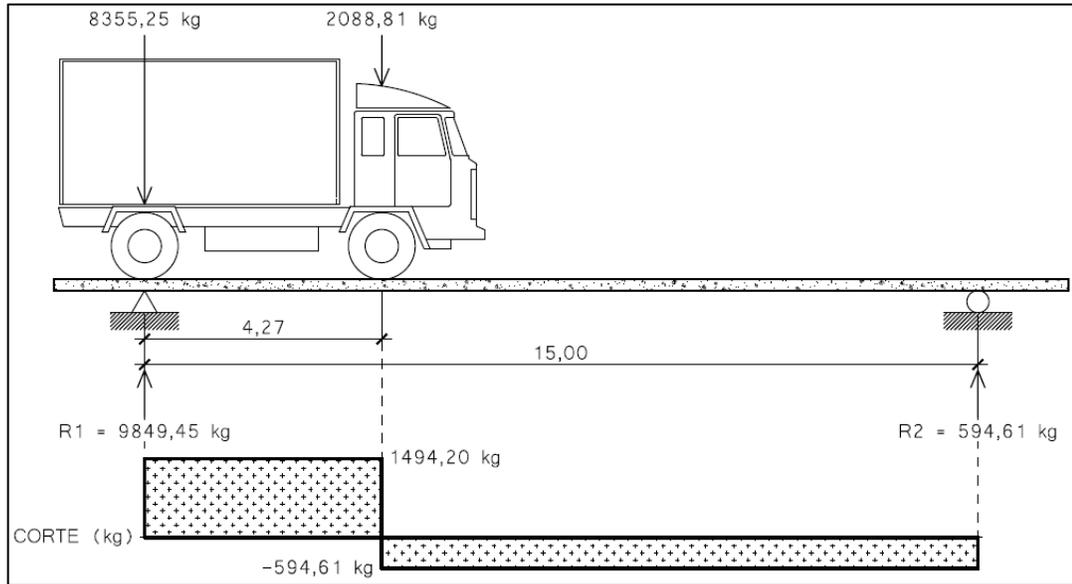
$$R_1 = V_{cv} = 9\,849,45 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$9\,849,45 + R_2 - 8\,355,25 - 2\,088,81 = 0$$

$$R_2 = 594,61 \text{ kg}$$

Figura 49. Diagrama de corte por carga viva en viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Corte por impacto

Al no influir el valor del corte en el cálculo del aumento por impacto, el porcentaje de aumento por impacto es el mismo en toda la sección de la viga:

$$I = 29 \%$$

- Cortante último de viga exterior

$$V_u = 1,30 \left[ V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * I) \right]$$

$$V_{u \max} = 1,30 \left[ 15\,681,15 + \frac{5}{3} (9\,849,45 * 1,29) \right]$$

$$V_{u \max} = 47\,914,71 \text{ kg}$$

- Cortante que resiste el concreto

$$V_{cu} = 0,53 * \beta * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{cu} = 0,53 * 0,85 * \sqrt{281} * 40 * 93,50$$

$$V_{cu} = 28\ 243,56\ kg$$

- Cortante faltante (Vs)

$$V_s = V_u - V_{cu}$$

$$V_s = 47\ 914,71 - 28\ 243,56$$

$$V_s = 19\ 671,15\ kg$$

- Cálculo de espaciamiento de refuerzo transversal

$$S = \frac{2 * \emptyset * f_y * d}{V_s}$$

S = espaciamiento entre eslabones y estribos a ejes

$\emptyset$  = diámetro de varilla propuesta, No. 4 (1,27 cm)

$f_y$  = módulo de fluencia del acero (2 810 kg/cm<sup>2</sup>)

d = peralte efectivo (93,50 cm)

$V_s$  = cortante faltante (kg)

$$S = \frac{2 * 1,27 * 2810 * 93,5}{19\ 671,15}$$

$$S = 33,92\ cm \cong 34,00\ cm$$

- Espaciamiento máximo permisible

El espaciamiento máximo para la viga exterior se calcula según lo establecido en el ACI 318-11 en la sección 11.5.

$$S_{max} = \frac{d}{2}$$
$$S_{max} = \frac{93,50}{2}$$
$$S_{max} = 46,75 \text{ cm}$$

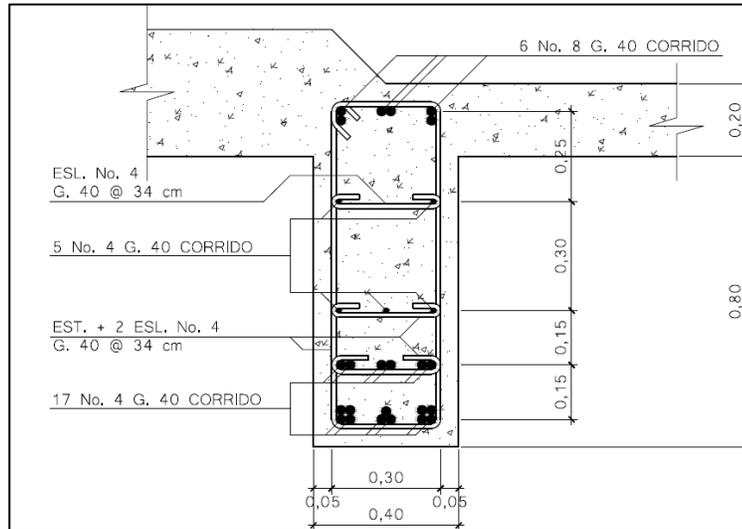
El espaciamiento calculado cumple con lo establecido por el ACI 318-11, por lo tanto el espaciamiento del refuerzo transversal será:

$$S = 34,00 \text{ cm}$$

En la parte central, colocar estribos y eslabones de varilla núm. 4 grado 40 @ 34,00 cm.

El detalle del armado de la viga en la parte central se muestra en la figura 50.

Figura 50. **Detalle de armado de viga exterior en parte central**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Espaciamiento de refuerzo transversal a  $L/4$  del apoyo

El espaciamiento del refuerzo transversal a  $L/4$  del apoyo deberá ser la mitad del espaciamiento en la parte central de la viga. Este espaciamiento permite un mayor confinamiento de los estribos en el área de los apoyos, que es donde se encuentra el mayor esfuerzo cortante de la viga.

$$S_{L/4} = \frac{S}{2}$$

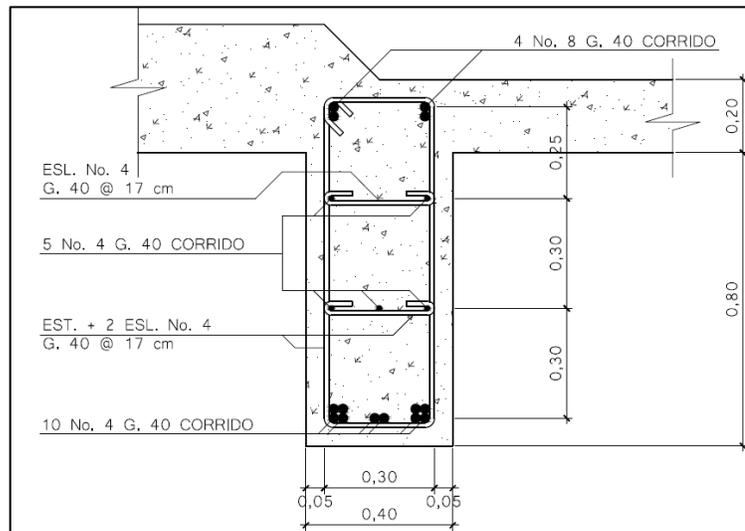
$$S_{L/4} = \frac{34}{2}$$

$$S_{L/4} = 17,00 \text{ cm}$$

A  $L/4$  del apoyo, colocar estribos y eslabones de varilla núm. 4 grado 40 @ 17,00 cm.

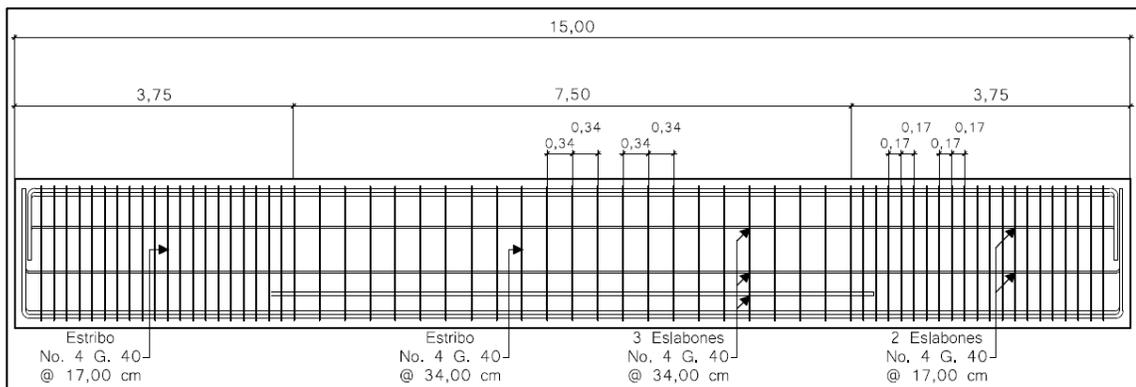
El detalle del armado de la viga a L/4 de los apoyos se muestra en la figura 51.

Figura 51. **Detalle de armado de viga exterior a L/4 del apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 52. **Refuerzo transversal viga exterior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.8.3. Diseño de diafragmas

#### 3.8.3.1. Diseño de diafragma externo

En el cálculo de predimensionamiento de diafragmas se ha establecido que el diafragma externo tendrá dimensiones de 0,30 m x 0,50 m. La altura se mide desde la cara superior de la losa, es decir, los diafragmas se encuentran empotrados en la losa.

- Cálculo de refuerzo

Según especificación AASHTO, el refuerzo será equivalente al acero mínimo requerido por la sección, tanto en cama inferior como superior.

- Cálculo de peralte

Se procederá con el cálculo del refuerzo del diafragma y se asignará un recubrimiento de 2,50 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

Se toma como base una varilla núm. 6 ( $\phi = 1,905$  cm) grado 40:

$$d = t - R - \frac{\phi}{2}$$
$$d = 50 - 2,5 - \frac{1,905}{2}$$
$$d = 46,54 \cong 46,50 \text{ cm}$$

Se aproxima a 46,50 cm ya que si la dimensión del peralte es mayor, no cumpliría con el recubrimiento mínimo requerido.

- Refuerzo longitudinal (refuerzo mínimo)

$$\frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14,1}{fy} * b * d$$

$$\frac{0,80 * \sqrt{281}}{2810} * 30 * 46,5 \geq \frac{14,1}{2810} * 30 * 46,5$$

$$6,66 \text{ cm}^2 \geq 7,00 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 7,00 \text{ cm}^2$$

- Cuantificación de varillas en cama inferior y superior

Se tiene que el área de acero es 7,00 cm<sup>2</sup> y para la distribución del acero se utilizarán varillas de la siguiente manera:

Utilizando varilla No. 6 (2,85 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$2,85 \text{ cm}^2 - - - - 1 \text{ varilla}$$

$$7,00 \text{ cm}^2 - - - - - X$$

$$X = 2,45 \cong 3 \text{ varillas}$$

Para la cama inferior y superior utilizar 3 varillas núm. 6 grado 40.

- Refuerzo adicional debido a la altura del diafragma

Según AASHTO, es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área grande de concreto sin acero. Por tal razón se recomienda un refuerzo adicional de 0,25 pulg<sup>2</sup> por cada pie de altura (5,29 cm<sup>2</sup> por metro de alto).

$$R_{ad} = 0,50 \text{ m} * 5,29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$R_{ad} = 2,65 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla núm. 4 (1,27 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ --- } -1 \text{ varilla}$$

$$2,65 \text{ cm}^2 \text{ --- } - X$$

$$X = 2,08 \cong 2 \text{ varillas}$$

Para el refuerzo adicional utilizar 2 varillas núm. 4 grado 40.

- Espaciamiento de refuerzo transversal

El ACI 318-11 sección 11.5 establece el espaciamiento máximo:

$$S = 0,5 * d$$

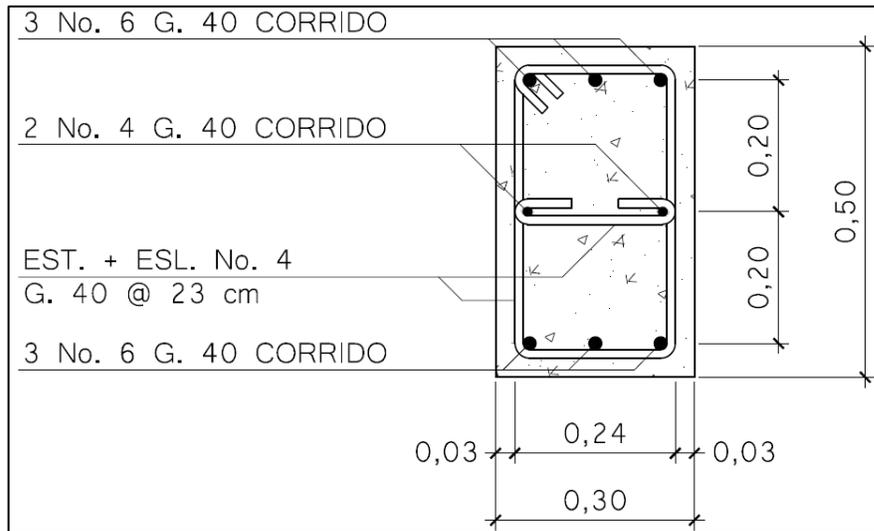
$$S = 0,5 * 46,5$$

$$S = 23,25 \cong 23,00 \text{ cm}$$

En el diafragma externo, colocar estribos y eslabones de varilla núm. 4 grado 40 @ 23,00 cm

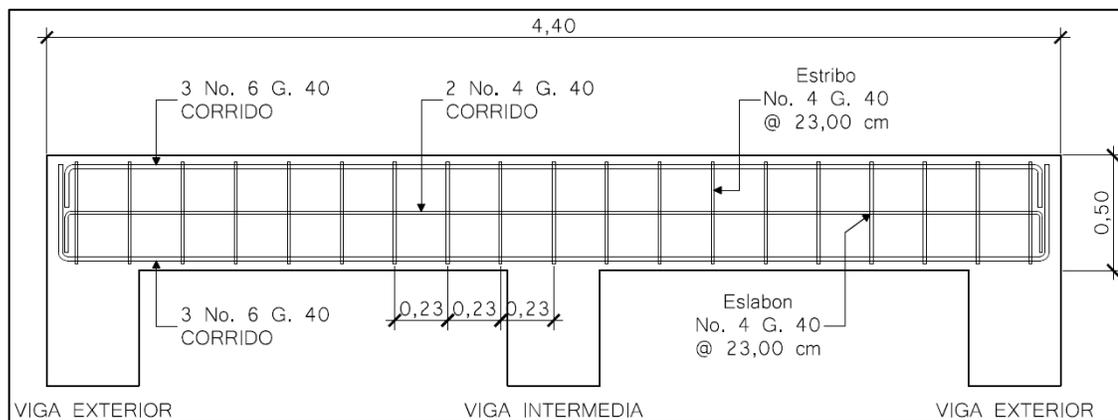
El detalle del armado del diafragma externo se observa en la figura 53

Figura 53. Detalle de armado de diafragma externo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 54. Armado de diafragma externo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.8.3.2. Diseño de diafragma interno

En el cálculo de predimensionamiento de diafragmas se ha establecido que el diafragma interno tendrá dimensiones de 0,40 m x 0,75 m. La altura se mide desde la cara superior de la losa, es decir, los diafragmas se encuentran empotrados en la losa.

- Cálculo de refuerzo

Según especificación AASHTO, el refuerzo será equivalente al acero mínimo requerido por la sección, tanto en cama inferior como superior.

- Cálculo de peralte

Se procederá con el cálculo del refuerzo del diafragma y se asignará un recubrimiento de 2,50 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

Se toma como base una varilla núm. 6 ( $\phi = 1,905$  cm) grado 40:

$$d = t - R - \frac{\phi}{2}$$
$$d = 75 - 2,5 - \frac{1,905}{2}$$
$$d = 71,54 \cong 71,50 \text{ cm}$$

Se aproxima a 71,50 cm ya que si la dimensión del peralte es mayor, no cumpliría con el recubrimiento mínimo requerido.

- Refuerzo longitudinal (refuerzo mínimo)

$$\frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14,1}{fy} * b * d$$

$$\frac{0,80 * \sqrt{281}}{2810} * 40 * 71,5 \geq \frac{14,1}{2810} * 40 * 71,5$$

$$13,65 \text{ cm}^2 \geq 14,35 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 14,35 \text{ cm}^2$$

- Cuantificación de varillas en cama inferior y superior

Se tiene que el área de acero es 14,35 cm<sup>2</sup> y para la distribución del acero se utilizarán varillas de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 6 (2,85 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$2,85 \text{ cm}^2 \text{ --- } -1 \text{ varilla}$$

$$14,35 \text{ cm}^2 \text{ --- } - - - - - X$$

$$X = 5,03 \cong 5 \text{ varillas}$$

Para la cama inferior y superior utilizar 5 varillas núm. 6 grado 40.

- Refuerzo adicional debido a la altura del diafragma

Según AASHTO, es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área grande de concreto sin acero. Por tal razón se recomienda un refuerzo adicional de 0,25 pulg<sup>2</sup> por cada pie de altura (5,29 cm<sup>2</sup> por metro de alto).

$$R_{ad} = 0,50 \text{ m} * 5,29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$R_{ad} = 2,65 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla núm. 4 (1,27 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ --- } -1 \text{ varilla}$$

$$2,65 \text{ cm}^2 \text{ --- } - X$$

$$X = 2,08 \cong 2 \text{ varillas}$$

Para el refuerzo adicional utilizar 2 varillas núm. 4 grado 40.

- Espaciamiento de refuerzo transversal

El ACI 318-11 sección 11.5 establece el espaciamiento máximo:

$$S = 0,5 * d$$

$$S = 0,5 * 71,5$$

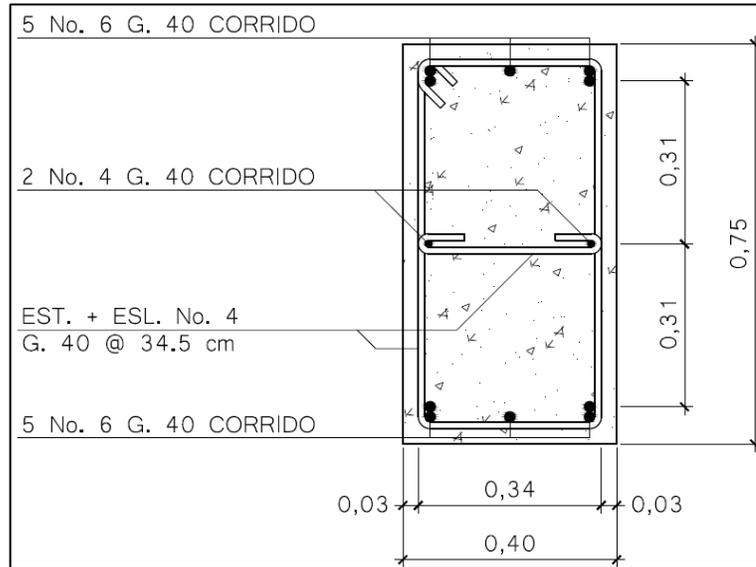
$$S = 35,75 \cong 34,00 \text{ cm}$$

El cálculo presenta el espaciamiento máximo permisible, se aproxima a S = 34,00 cm, esto para optimizar la colocación del refuerzo longitudinal.

En el diafragma interno, colocar estribos y eslabones de varilla núm. 4 grado 40 @ 34,00 cm

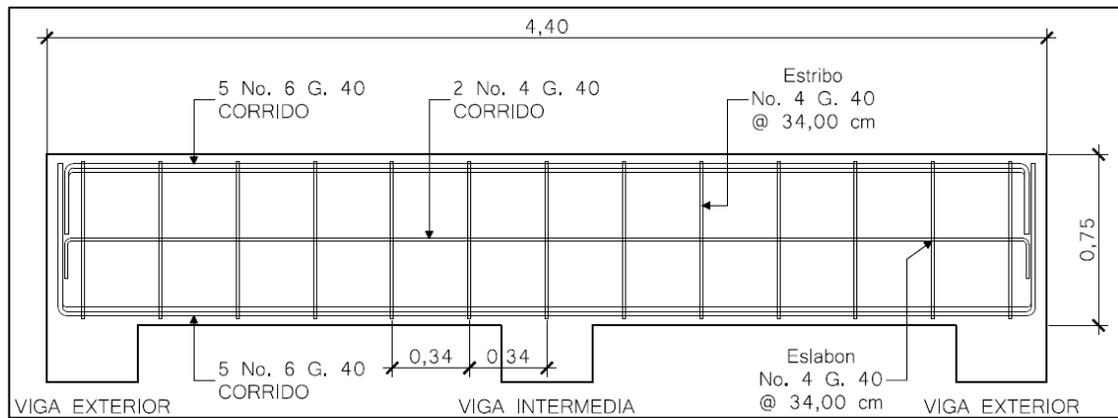
El detalle del armado del diafragma interno se observa en la figura 55.

Figura 55. Detalle de armado de diafragma interno



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 56. Armado de diafragma interno



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.8.4. Diseño de barandal

En el diseño del barandal se utiliza la carga del camión estandarizado, además, AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb/pie = 148,82 kg/m y una carga horizontal de 300 lb/pie = 446,45 kg/m.

La dimensión variable es la separación a ejes de los postes, con el objeto de ajustar la separación de los mismos a la longitud de la superestructura, dicha distancia varía de un mínimo de 1,50 m a un máximo de 2,50 m. Para el diseño de este proyecto la separación a ejes entre postes es de 2,475 m (8,12 pies).

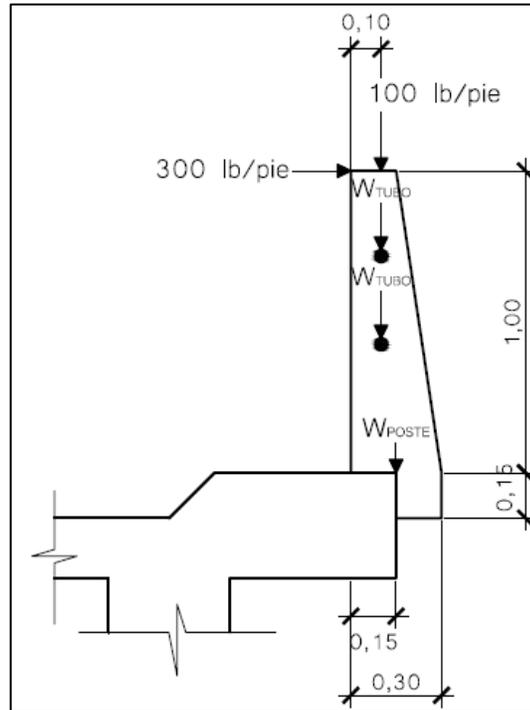
- Integración de cargas de los tubos y postes

Para el cálculo son necesarios los siguientes datos:

Esfuerzo máximo del acero	$F_y$	= 35 000 <i>psi</i>
Carga de tubo HG Ø = 2"	$W_{HG \phi=2"}$	= 3,678 <i>lb/pie</i>
Diámetro exterior del tubo	$\phi_{ext}$	= 2,375 <i>pulg</i>
Diámetro interior del tubo	$\phi_{int}$	= 2,067 <i>pulg</i>
Momento de inercia del tubo	$I$	= 0,663 <i>pulg</i>
Centro del tubo $C = \phi_{ext}/2$	$C = \phi_{ext}/2$	= 1,187 <i>pulg</i>

$$\frac{I}{C} * F \geq \frac{W * L^2}{10}$$
$$\frac{0,663}{1,187} * 35\ 000 \geq \frac{(150 + 3,678) * (8,12)^2}{10} * 12 \frac{pulg}{pie}$$
$$19\ 549,28 \geq 12\ 159,20 \quad \text{sí cumple}$$

Figura 57. **Fuerzas aplicadas al barandal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

○ Integrando cargas

CV vertical  $W_{cv\ 100\ lb/pie} = 100 * 0,3281 = 32,81\ lb$

CV horizontal  $W_{cv\ 300\ lb/pie} = 300 * 3,281 = 984,30\ lb$

Poste  $W_{poste} = 2400 * 0,15 * 0,30 * 1,00 = 108,00\ kg \cong 238,09\ lb$

Tubos  $W_{tubo} = 3,678 * 8,12 * 2_{tubos} = 59,73\ lb \cong 27,09\ kg$

CM Total  $CM = 238,09 + 59,73 = 297,82\ lb \cong 135,09\ kg$

- Momento total

$$M_{CM} = 297,82 * 0,3281$$

$$M_{CM} = 97,71 \text{ lb} - \text{pie}$$

$$M_{CV} = 32,81 * 0,3281 + 984,30 * 3,281$$

$$M_{CV} = 3\,240,25 \text{ lb} - \text{pie}$$

$$M_u = 1,30 [M_{CM} + \frac{5}{3} * M_{CV}]$$

$$M_u = 1,30 [97,71 + \frac{5}{3} * 3\,240,25]$$

$$M_u = 7\,147,56 \text{ lb} - \text{pie} \cong 988,19 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de refuerzo

$$A_s = 0,85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0,85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (f'c * b * M_u)}{f_y^2}}$$

$A_s$  = área de acero ( $\text{cm}^2$ )

$f'c$  = resistencia del concreto ( $281 \text{ kg/cm}^2$ )

$f_y$  = módulo de fluencia del acero ( $2810 \text{ kg/cm}^2$ )

$b$  = base del poste ( $30 \text{ cm}$ )

$d$  = peralte efectivo (utilizar peralte de losa  $d = 16,50 \text{ cm}$ )

$M_u$  = momento último ( $98\,819 \text{ kg} - \text{cm}$ )

$$A_s = 0,85 * \frac{281 * 30 * 16,5}{2810} - \sqrt{\frac{(0,85 * 281 * 30 * 16,5)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (281 * 30 * 98\,819)}{2810^2}}$$

$$A_{s\,dis} = 2,44 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

$$\frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14,1}{fy} * b * d$$

$$\frac{0,80 * \sqrt{281}}{2810} * 30 * 16,5 \geq \frac{14,1}{2810} * 30 * 16,5$$

$$2,36 \text{ cm}^2 \geq 2,48 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 2,48 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * \beta * f'c}{fy} * \left( \frac{6120}{6120 + fy} \right)$$

$\rho_{bal}$  = factor que delimita el área de acero

$\rho_{max}$  = factor que garantiza que el acero fluya antes

$\beta$  = factor que depende de la resistencia del concreto  $\beta = 0,85$

$f'c$  = resistencia del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

$fy$  = módulo de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * 0,85 * 281}{2810} * \left( \frac{6120}{6120 + 2810} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0,049515117$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} * 0,50 \text{ (Factor sísmico)}$$

$$\rho_{max} = 0,049515117 * 0,50$$

$$\rho_{max} = 0,024757558$$

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d$$

$$As_{max} = 0,024757558 * 30 * 16,5$$

$$As_{max} = 12,25 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-11 indica lo siguiente:

$$As_{min} \leq As_{dis} \leq As_{max}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima, como no cumple debido a que el área mínima es mayor que el área calculada, se usa el valor del área de acero mínimo. Por lo tanto el área de acero de diseño será:

$$As = 2,48 \text{ cm}^2$$

- Distribución de varillas

Se tiene que el área de acero es 2,48 cm<sup>2</sup> y para la distribución del acero se utilizarán varillas de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 3 (0,71 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ --- } -1 \text{ varilla}$$

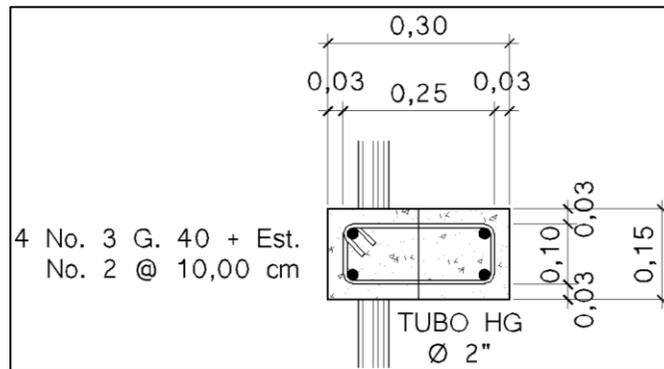
$$2,48 \text{ cm}^2 \text{ --- } - - - - - X$$

$$X = 3,49 \cong 4 \text{ varillas}$$

Según ACI 318-11 si un lado es menor a 25 cm no se está obligado a colocar acero por corte. Los estribos se colocan por facilidad de construcción.

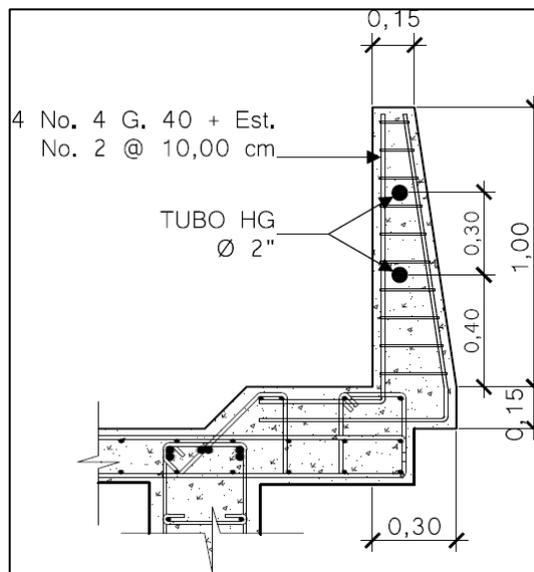
Para los postes utilizar 4 varillas núm. 3 grado 40 y estribos de varilla núm. 2 @ 10,00 cm.

Figura 58. **Detalle de armado de barandal, sección**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 59. **Detalle de armado de barandal, elevación**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.9. Diseño de la subestructura

A continuación, se describe el diseño de la subestructura.

#### 3.9.1. Diseño de la cortina

Según el predimensionamiento de la cortina y viga de apoyo, se tiene que la cortina tendrá dimensiones de 0,40 m x 1,00 m. Según AASHTO 1.2.22, la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo. Sobre ella actúan las siguientes fuerzas: empuje de tierra (E), fuerza longitudinal (FL) y fuerza de sismo (EQ).

De acuerdo con AASHTO 1.1.19, debe aplicarse una sobrecarga del suelo para un equivalente líquido de 480 kg/m<sup>3</sup>, actuando a 2 pies (0,61 metros) sobre la superficie de rodadura. Para calcular el momento máximo de empotramiento, se utilizarán los siguientes grupos de cargas: según la AASHTO 3.22.1, los grupos III y VII.

- Empuje de la tierra (E)
  - Evaluación de presiones

$$P_{sob} = 480 \frac{kg}{m^3} * 0,61m = 292,8 \text{ kg/m}^2$$

$$P_s = 480 \frac{kg}{m^3} * 1,00m = 480,0 \text{ kg/m}^2$$

El empuje de la tierra sobre la cortina se calcula con la siguiente fórmula:

$$E = E_{sob} + E_s$$
$$E = P_{sob} * H + P_s * \frac{H}{2}$$

E = empuje de la tierra (kg/m)

P<sub>sob</sub> = presión de sobrecarga del suelo (kg/m<sup>2</sup>)

P<sub>s</sub> = presión de carga del suelo aplicada (kg/m<sup>2</sup>)

H = altura de la cortina (m)

$$E = 292,8 * 1,00 + 480 * \frac{1,00}{2}$$

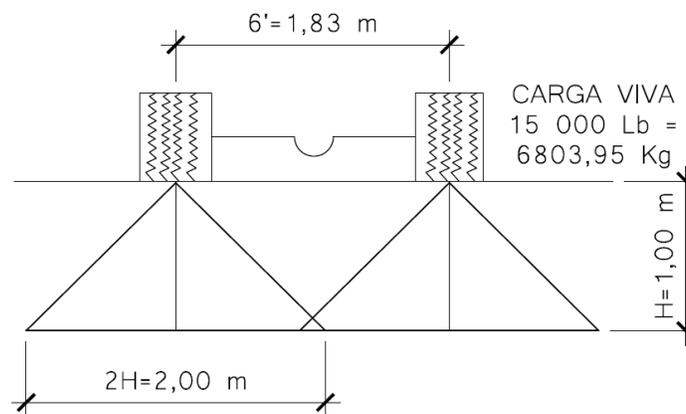
$$E = 292,8 + 240$$

$$E = 532,8 \text{ kg/m}$$

- Fuerza longitudinal (FL)

Según AASHTO 1.2.13, la fuerza longitudinal debe ser el 5 % de la carga viva y su centro de gravedad, se aplica a 1,83 m (6 pies), sobre la rodadura.

Figura 60. **Fuerza longitudinal en viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$FL = \frac{0,05 * P}{2 * H}$$

FL = fuerza longitudinal (kg/m)

P = carga del camión (kg)

H = altura de la cortina (m)

$$FL = \frac{0,05 * 6\ 803,95}{2 * 1,00}$$

$$FL = 170,10\ kg/m$$

La carga actuante está aplicada a 1,83 m de la superficie de la losa según AASHTO 3.9.1, el brazo de acción  $d$  es el siguiente:

$$d = 1,83 + 1,00 = 2,83\ m$$

- Fuerza de sismo (EQ)

Según AASHTO 3.21, se considera el 12 % del peso de la cortina, su punto de aplicación se localiza al centro de la cortina, actuando de forma horizontal.

- Peso propio de la cortina

$$W_{cortina} = 0,40 * 1,00 * 2400$$

$$W_{cortina} = 960\ kg/m$$

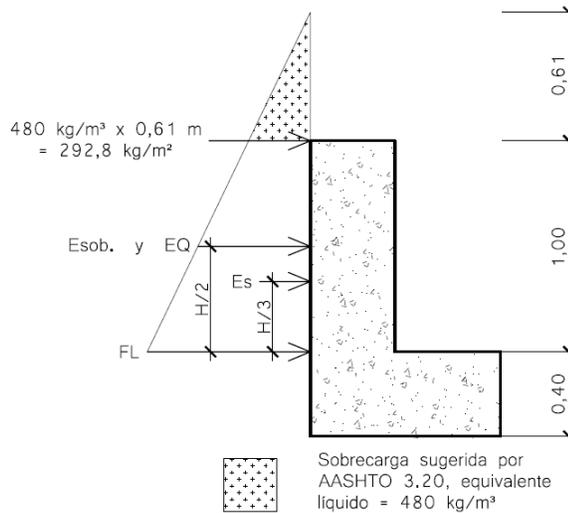
La fuerza de sismo se calcula de la forma siguiente:

$$EQ = 12\% * W_{cortina}$$

$$EQ = 12\% * 960$$

$$EQ = 115,2\ kg/m$$

Figura 61. **Fuerzas actuantes sobre la cortina**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- **Cálculo de momentos**

Se aplica lo especificado en AASHTO 3.22.1, que indica que cuando existe sismo, se deberán comparar las formulas del grupo III y VII, se tomarán en cuenta, para la cuantía, los valores del grupo con el valor más crítico.

Para momentos:

$$\text{Grupo III} \quad M_D = 1,3 * (M_{Esob} + M_{Es} + M_{FL})$$

$$\text{Grupo VII} \quad M_D = 1,3 * (M_{Esob} + M_{Es} + M_{EQ})$$

$M_D$  = momento de diseño (kg-m)

$M_{Esob}$  = momento de sobrecarga del suelo a 1/2 de H (kg-m)

$M_{Es}$  = momento de carga del suelo aplicada a 1/3 de H (kg-m)

$M_{FL}$  = momento de fuerza longitudinal (kg-m)

$M_{Es}$  = momento de sismo a 1/2 de H (kg-m)

Para corte:

$$\text{Grupo III} \quad V_D = 1,3 * (E + FL)$$

$$\text{Grupo VII} \quad V_D = 1,3 * (E + EQ)$$

$V_D$  = corte de diseño (kg)

$E$  = empuje de la tierra (kg)

$FL$  = fuerza longitudinal (kg)

- Momento de sobrecarga del suelo

$$M_{Esob} = E_{sob} * \frac{H}{2}$$

$$M_{Esob} = 292,8 * \frac{1,00}{2}$$

$$M_{Esob} = 292,8 \text{ kg} - m$$

- Momento de carga del suelo aplicada

$$M_{Es} = E_s * \frac{H}{3}$$

$$M_{Es} = 240 * \frac{1,00}{2}$$

$$M_{Es} = 120 \text{ kg} - m$$

- Momento de fuerza longitudinal

$$M_{FL} = FL * d$$

$$M_{FL} = 170,1 * 2,83$$

$$M_{FL} = 481,38 \text{ kg} - m$$

- Momento de sismo

$$M_{EQ} = EQ * \frac{H}{2}$$

$$M_{EQ} = 115,2 * \frac{1,00}{2}$$

$$M_{EQ} = 57,6 \text{ kg} - m$$

- Momento de diseño

$$\text{Grupo III} \quad M_D = 1,3 * (292,8 + 120 + 481,38)$$

$$\text{Grupo III} \quad M_D = 1\ 162,43 \text{ kg} - m$$

$$\text{Grupo VII} \quad M_D = 1,3 * (292,8 + 120 + 57,6)$$

$$\text{Grupo VII} \quad M_D = 611,52 \text{ kg} - m$$

Por lo tanto el momento último de diseño será:

$$M_D = 1\ 162,43 \text{ kg} - m$$

- Cálculo de refuerzo para cortina

- Cálculo de peralte

Se procederá con el cálculo del refuerzo de la cortina y se asignará un recubrimiento de 5,00 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

Se toma como base una varilla núm. 5 ( $\phi = 1,5875 \text{ cm}$ ) grado 40:

$$d = t - R - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 100 - 5 - \frac{1,5875}{2}$$

$$d = 94,20 \cong 94,00 \text{ cm}$$

Se aproxima a 94,00 cm ya que si la dimensión del peralte es mayor, no cumpliría con el recubrimiento mínimo requerido.

- Cálculo de refuerzo

$$A_s = 0,85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0,85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (f'c * b * M_u)}{f_y^2}}$$

$A_s$  = área de acero (cm<sup>2</sup>)

$f'c$  = resistencia del concreto (281 kg/cm<sup>2</sup>)

$f_y$  = módulo de fluencia del acero (2810 kg/cm<sup>2</sup>)

$b$  = base de la viga (40 cm)

$d$  = peralte efectivo (94,00 cm)

$M_u$  = momento último (116 243 kg – cm)

$$A_s = 0,85 * \frac{281 * 40 * 94}{2810} - \sqrt{\frac{(0,85 * 281 * 40 * 94)^2 - \frac{1,7}{0,9} * (281 * 40 * 116 243)}{2810^2}}$$

$$A_{s_{dis}} = 0,49 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

$$\frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14,1}{fy} * b * d$$

$$\frac{0,80 * \sqrt{281}}{2810} * 40 * 94 \geq \frac{14,1}{2810} * 40 * 94$$

$$17,94 \text{ cm}^2 \geq 18,86 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 18,86 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * \beta * f'c}{fy} * \left( \frac{6120}{6120 + fy} \right)$$

$\rho_{bal}$  = factor que delimita el área de acero

$\rho_{max}$  = factor que garantiza que el acero fluya antes

$\beta$  = factor que depende de la resistencia del concreto  $\beta = 0,85$

f'c = resistencia del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

fy = módulo de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * 0,85 * 281}{2810} * \left( \frac{6120}{6120 + 2810} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0,049515117$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} * 0,50 \text{ (Factor sísmico)}$$

$$\rho_{max} = 0,049515117 * 0,50$$

$$\rho_{max} = 0,024757558$$

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d$$

$$As_{max} = 0,024757558 * 40 * 94$$

$$As_{max} = 93,08 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-11 indica lo siguiente:

$$As_{min} \leq As_{dis} \leq As_{max}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima, como no cumple debido a que el área mínima es mayor que el área calculada, se usa el valor del área de acero mínimo. Por lo tanto el área de acero de diseño será:

$$As = 18,86 \text{ cm}^2$$

- Distribución de varillas

Se tiene que el área de acero es 18,86 cm<sup>2</sup> y para la distribución del acero se utilizarán varillas de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 5 (1,98 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$1,98 \text{ cm}^2 \text{ --- } -1 \text{ varilla}$$

$$18,86 \text{ cm}^2 \text{ --- } - - - - - X$$

$$X = 9,53 \cong 10 \text{ varillas}$$

Para la cortina utilizar 10 varillas núm. 5 grado 40.

- Revisión por cortante

$$\text{Grupo III} \quad V_D = 1,3 * (532,8 + 170,1)$$

$$\text{Grupo III} \quad V_D = 913,77 \text{ kg}$$

$$\text{Grupo VII} \quad V_D = 1,3 * (532,8 + 115,2)$$

$$\text{Grupo VII} \quad V_D = 842,4 \text{ kg}$$

Por lo tanto el cortante último de diseño será:

$$V_D = 913,77 \text{ kg}$$

- Cortante que resiste el concreto

$$V_{cu} = 0,53 * \beta * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{cu} = 0,53 * 0,85 * \sqrt{281} * 40 * 94$$

$$V_{cu} = 28\,394,60 \text{ kg}$$

Como  $V_D < V_{cu}$  por lo tanto el concreto resiste y no se usara refuerzo adicional. El espaciamiento de estribos y eslabones será el máximo.

$$S_{max} = \frac{d}{2}$$

$$S_{max} = \frac{94}{2}$$

$$S_{max} = 47 \text{ cm} \cong 46 \text{ cm}$$

El cálculo presenta el espaciamiento máximo permisible, se aproxima a  $S = 46 \text{ cm}$ , esto para optimizar la colocación del refuerzo longitudinal.

En la cortina, colocar estribos y eslabones de varilla núm. 3 grado 40 @ 46,00 cm.

### 3.9.2. Viga de apoyo

Según el predimensionamiento de la cortina y viga de apoyo, se tiene que la viga de apoyo tendrá dimensiones de 0,40 m x 0,90 m.

- Cálculo de peralte

Se procederá con el cálculo del refuerzo de la cortina y se asignará un recubrimiento de 5,00 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1. Se toma como base una varilla núm. 5 ( $\phi = 1,5875$  cm) grado 40:

$$d = t - R - \frac{\phi}{2}$$
$$d = 40 - 5 - \frac{1,5875}{2}$$
$$d = 34,20 \cong 34,00 \text{ cm}$$

Se aproxima a 34,00 cm ya que si la dimensión del peralte es mayor, no cumpliría con el recubrimiento mínimo requerido.

- Refuerzo longitudinal (refuerzo mínimo)

$$\frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14,1}{fy} * b * d$$
$$\frac{0,80 * \sqrt{281}}{2810} * 90 * 34 \geq \frac{14,1}{2810} * 90 * 34$$
$$14,60 \text{ cm}^2 \geq 15,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 15,35 \text{ cm}^2$$

- Distribución de varillas

Se tiene que el área de acero es 15,35 cm<sup>2</sup> y para la distribución del acero se utilizarán varillas de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 5 (1,98 cm<sup>2</sup>), se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} 1,98 \text{ cm}^2 & \text{ --- } 1 \text{ varilla} \\ 15,35 \text{ cm}^2 & \text{ --- } X \\ X & = 7,75 \cong 8 \text{ varillas} \end{aligned}$$

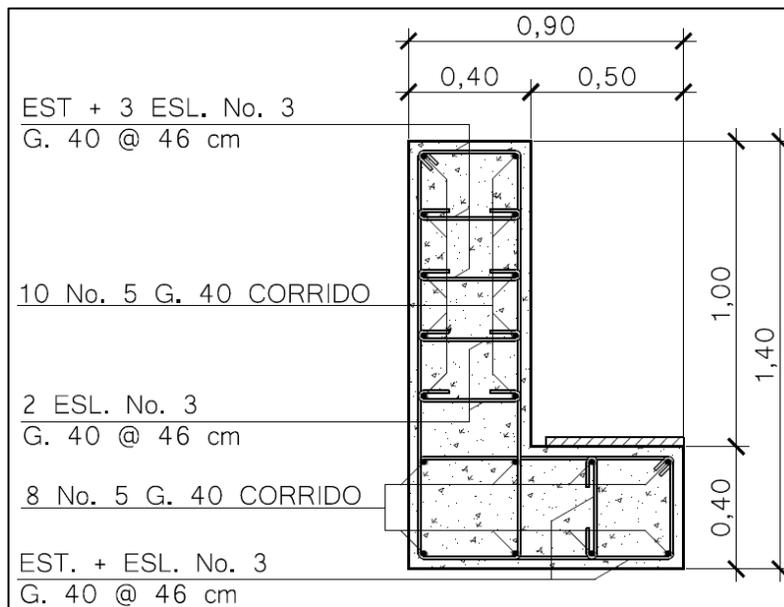
Para la viga de apoyo utilizar 8 varillas núm. 5 grado 40.

El espaciamiento de estribos y eslabones será el máximo.

$$\begin{aligned} S_{max} & = \frac{d}{2} \\ S_{max} & = \frac{94}{2} \\ S_{max} & = 47 \text{ cm} \cong 46 \text{ cm} \end{aligned}$$

El cálculo presenta el espaciamiento máximo permisible, se aproxima a S = 46 cm, esto para optimizar la colocación del refuerzo longitudinal. En la viga de apoyo, colocar estribos y eslabones de varilla núm. 3 grado 40 @ 46,00 cm

Figura 62. **Detalle de armado de viga de apoyo y cortina**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.9.3. **Diseño de apoyo elastomérico**

El apoyo elastomérico actúa como un vínculo transmisor de carga entre las partes de la estructura. Transmite las cargas verticales del peso propio de la estructura y las cargas del tráfico libres de tensiones a los apoyos. Los apoyos de neopreno son capaces de absorber movimientos en todas direcciones y rotaciones en todos los ejes debido a las propiedades del material.

Los apoyos de neopreno transmiten las fuerzas de aceleración o desaceleración de las cargas de tráfico, las centrífugas o producidas por el viento como las fuerzas originadas por el esviaje de las piezas móviles.

El neopreno es una especie de caucho, que permite una homogeneidad en la unión de la viga principal con la de apoyo. No es necesario colocar neopreno en toda la superficie de contacto de la viga de la superestructura con la viga de apoyo, para ello se realiza el siguiente cálculo:

$$Ap = \frac{2 * P}{\emptyset * f'c}$$

Ap = área de aplastamiento (cm<sup>2</sup>)

P = cortante último de diseño ( $V_{u\ max} = 47\ 914,71\ kg$ )

$\emptyset$  = parámetro de compresión entre 0,70 y 0,75 (usar 0,73)

f'c = resistencia del concreto (281 kg/cm<sup>2</sup>)

$$Ap = \frac{2 * 47\ 914,71}{0,73 * 281}$$

$$Ap = 467,16\ cm^2$$

Conociendo el área de neopreno mínima necesaria se pueden calcular las dimensiones del apoyo de neopreno:

$$b = \sqrt{Ap}$$

$$b = \sqrt{467,16}$$

$$b = 21,61\ cm$$

Para mayor seguridad se ha optado por la colocación de una base de neopreno de dureza Shore 60, con dimensiones de 30 x 30 centímetros con un espesor de 3/4 de pulgada.

### 3.9.4. Diseño de estribos

Los estribos soportan cargas provenientes de la superestructura, y la transmiten al suelo. Los estribos serán de concreto ciclópeo, obteniendo con esto la ventaja de que su diseño es más simple, ya que consiste en asumir su sección y luego verificar tres condiciones.

Los análisis se realizarán con las siguientes formulas:

$$\text{Volteo} \quad \frac{ME}{MV} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} \quad 0,50 * \frac{WE}{Wv} > 1,50$$

$$\text{Presiones} \quad \frac{WE}{A} * \left[ 1 + \left( 6 * \frac{e}{b} \right) \right] < Vs$$
$$\frac{WE}{A} * \left[ 1 - \left( 6 * \frac{e}{b} \right) \right] > 0$$

ME = momento estabilizante

MV = momento de volteo

WE = peso de la subestructura

E = fuerza de volteo o empuje

A = área = B\*b (donde B = 1,00 m)

b = base del estribo

e = excentricidad  $e = \frac{b}{2} - a$  donde  $a = \frac{(ME-MV)}{WE}$

Los datos necesarios para realizar el diseño de los estribos son:

Peso volumétrico del concreto ciclópeo ( $W_{cc}$ )	2 700,00	kg/m <sup>3</sup>
Peso volumétrico del concreto armado ( $W_c$ )	2 400,00	kg/m <sup>3</sup>
Peso volumétrico del suelo ( $W_s$ )	1 420,00	kg/m <sup>3</sup>
Equivalente líquido	480,00	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad soporte del suelo ( $V_s$ )	15 660,00	kg/m <sup>2</sup>

- Empuje y momento de volteo

Estos son producidos por la acción del suelo, según AASHTO 1.1.19 la sobrecarga del suelo para un equivalente líquido de 480 kg/m<sup>3</sup> actúa a 2 pies (0,61 m) sobre la superficie de rodadura. La presión del suelo actúa sobre la altura total de la subestructura.

El momento de volteo se produce aplicando la sobrecarga y la presión del suelo a H/2 y a H/3 respectivamente (ver figura 63).

- Sobrecarga

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

- Presión del suelo

$$P_s = 4,40 \text{ m} * 480 \text{ kg/m}^3 = 2 112,00 \text{ kg/m}^2$$

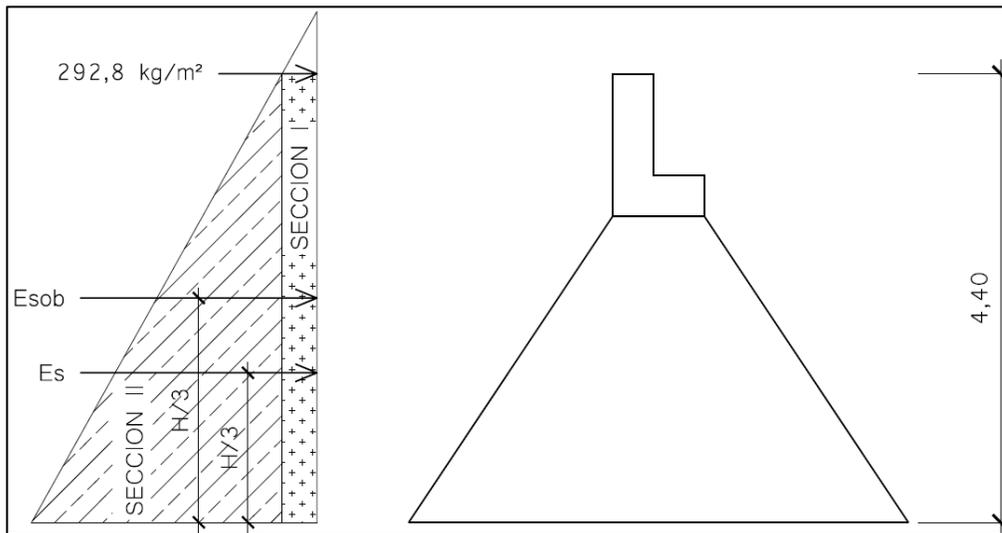
- Momento de volteo

Tabla XXXII. Empuje (E) y momento de volteo (MV) en el estribo

Sección	Altura (m)	Presión (kg/m <sup>2</sup> )	Empuje (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m/m)
I	4,40	292,80	1288,32	2,20	2834,30
II	2,20	2112,00	4646,40	1,47	6830,21
<b>E =</b>			<b>5934,72</b>	<b>MV =</b>	<b>9664,51</b>

Fuente: elaboración propia.

Figura 63. Presiones del suelo que afectan al estribo

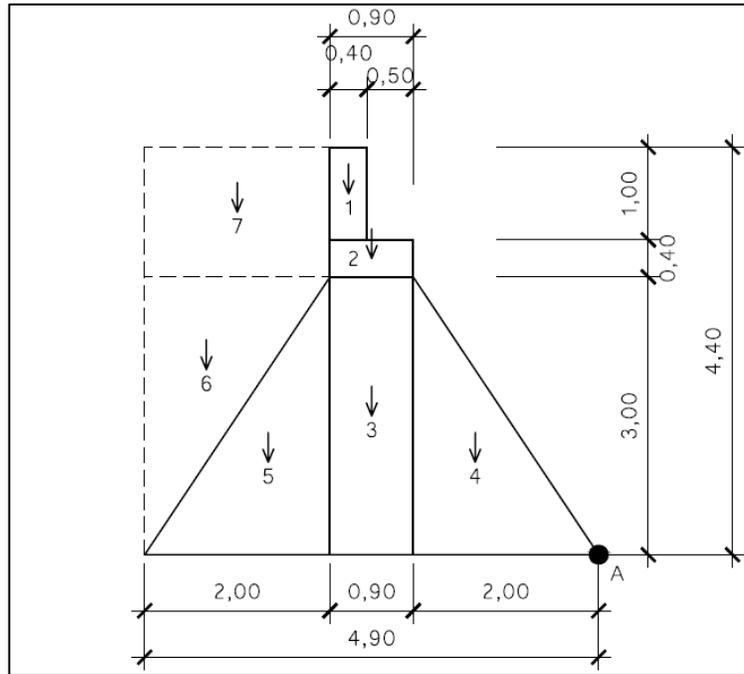


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Momento estabilizante

Es producido por el peso de la estructura y por el relleno. Se calcula respecto al punto A, como se muestra en la figura 64.

Figura 64. Geometría del estribo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Tabla XXXIII. Momento estabilizante (ME) del estribo

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Peso Vol. (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m/m)
1	0,40	2400,00	960,00	2,70	2592,00
2	0,36	2400,00	864,00	2,45	2116,80
3	2,70	2700,00	7290,00	2,45	17 860,50
4	3,00	2700,00	8100,00	1,33	10 773,00
5	3,00	2700,00	8100,00	3,57	28 917,00
6	3,00	1420,00	4260,00	4,23	18 019,80
7	2,80	1420,00	3976,00	3,90	15 506,40
			<b>WE = 33 550,00</b>		<b>ME = 95 785,50</b>

Fuente: elaboración propia.

- Revisión del estribo sin considerar sobrecarga y superestructura

- Volteo

$$\frac{ME}{MV} = \frac{95\,785,50}{9664,51} = 9,91 > 1,5 \quad \text{Resiste volteo}$$

- Deslizamiento

$$0,50 * \frac{WE}{E} = 0,50 * \frac{33\,550,00}{5934,72} = 2,83 > 1,5 \quad \text{Resiste deslizamiento}$$

- Presiones

$$a = \frac{(ME - MV)}{WE} = \frac{(95\,785,50 - 9664,51)}{33\,550,00} = 2,567 \text{ m}$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{4,90}{2} - 2,567 = -0,117 \text{ m}$$

Si  $3a > b$ , significa que no existen presiones negativas

$$3a = 3 * 2,567 = 7,70 \text{ m} > 4,90 \text{ m} \quad \text{sí chequea}$$

$$P = \frac{WE}{A} * \left[ 1 \pm \left( 6 * \frac{e}{b} \right) \right]$$

$$P = \frac{33\,550,00}{4,90 * 1,00} * \left[ 1 + \left( 6 * \frac{-0,117}{4,90} \right) \right]$$

$$P_{max} = 5866,01 \frac{kg}{m^2} < 15\,660 \frac{kg}{m^2} \quad \text{sí chequea}$$

$$P = \frac{33\,550,00}{4,90 * 1,00} * \left[ 1 - \left( 6 * \frac{-0,117}{4,90} \right) \right]$$

$$P_{min} = 7827,87 \frac{kg}{m^2} > 0,00 \frac{kg}{m^2} \quad \text{no hay presiones negativas}$$

La presión máxima es menor que la capacidad soporte del suelo y la presión mínima es mayor que cero. El suelo resiste el peso del estribo de concreto ciclópeo sin sufrir asentamientos, por lo que las dimensiones del muro son aptas para su construcción.

- Revisión del estribo con superestructura y carga viva

La revisión se hace para el valor del cortante último obtenido para las vigas, ya que en él se ha incluido el peso y las reacciones causadas por todos los elementos que componen la superestructura con sus correspondientes factores de aumento.

$$W_2 = \frac{\sum V_u}{L_{VA}}$$

$W_2$  = carga de superestructura debido a carga muerta y carga viva

$V_u$  = cortante último en las vigas

$L_{VA}$  = longitud de la viga de apoyo

$$W_2 = \frac{39\,642,35 \text{ kg} + 2_{viga \text{ ext.}} * 47\,914,71 \text{ kg}}{5,50 \text{ m}}$$

$$W_2 = 24\,631,23 \text{ kg/m}$$

Con la carga definida, se puede calcular un nuevo momento estabilizante ( $ME_2$ ). La suma de  $ME_2$  y  $ME$  (momento debido al peso propio del estribo), dará como resultado el momento estabilizante total ( $ME_T$ ). El punto de aplicación (brazo) está en el punto medio de la base del estribo (2,45 m).

$$ME_2 = W_2 * brazo$$

$$ME_2 = 24\ 631,23 * 2,45$$

$$ME_2 = 60\ 346,51\ kg - m/m$$

$$ME_T = ME_2 + ME$$

$$ME_T = 60\ 346,51 + 95\ 785,50$$

$$ME_T = 156\ 132,01\ kg - m/m$$

$$WE_T = W_2 + WE$$

$$WE_T = 24\ 631,23 + 33\ 550,00$$

$$WE_T = 58\ 181,23\ kg/m$$

Los nuevos datos obtenidos de momento total ( $ME_T$ ) y fuerza total ( $WE_T$ ) son mayores a los datos de momento ( $ME$ ) y fuerza ( $WE$ ) utilizados previamente en el cálculo sin sobrecarga y superestructura, por lo cual es necesario realizar nuevamente los chequeos correspondientes: volteo, deslizamiento y presiones.

- Volteo

$$\frac{ME_T}{MV} = \frac{156\ 132,01}{9664,51} = 16,16 > 1,5 \quad \text{Resiste volteo}$$

- Deslizamiento

$$0,50 * \frac{WE_T}{E} = 0,50 * \frac{58\ 181,23}{5934,72} = 4,90 > 1,5 \quad \text{Resiste deslizamiento}$$

- Presiones

$$a = \frac{(ME_T - MV)}{WE_T} = \frac{(156\ 132,01 - 9664,51)}{58\ 181,23} = 2,517\ m$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{4,90}{2} - 2,517 = -0,067\ m$$

Si  $3a > b$ , significa que no existen presiones negativas

$$3a = 3 * 2,517 = 7,55\ m > 4,90\ m \quad \text{sí chequea}$$

$$P = \frac{WE_T}{A} * \left[ 1 \pm \left( 6 * \frac{e}{b} \right) \right]$$

$$P = \frac{58\ 181,23}{4,90 * 1,00} * \left[ 1 + \left( 6 * \frac{-0,067}{4,90} \right) \right]$$

$$P_{max} = 10\ 899,59 \frac{kg}{m^2} < 15\ 660 \frac{kg}{m^2} \quad \text{sí chequea}$$

$$P = \frac{58\ 181,23}{4,90 * 1,00} * \left[ 1 - \left( 6 * \frac{-0,067}{4,90} \right) \right]$$

$$P_{min} = 12\ 847,85 \frac{kg}{m^2} > 0,00 \frac{kg}{m^2} \quad \text{no hay presiones negativas}$$

- Revisión del estribo con sismo

La revisión se hace únicamente con la carga muerta mayorada transmitida por las vigas y el peso propio del estribo.

$$W_3 = WE + W_{CM}$$

$W_3$  = carga debido a carga muerta de superestructura y subestructura

$WE$  = peso de la subestructura

$W_{CM}$  = peso mayorado de la superestructura

- Momento estabilizante horizontal debido a carga muerta

$$V_{viga} = 1,30 * (V_{CM})$$

$$V_{viga\ int} = 1,30 * (15\ 415,50) = 20\ 040,15\ kg$$

$$V_{viga\ ext} = 1,30 * (15\ 681,15) = 20\ 385,50\ kg$$

$$V_{u\ total} = 20\ 040,15 + 2_{viga\ ext.} * 20\ 385,50$$

$$V_{u\ total} = 60\ 811,15\ kg$$

$$W_{CM} = \frac{V_{u\ total}}{L_{VA}}$$

$$W_{CM} = \frac{60\ 811,15}{5,50}$$

$$W_{CM} = 11\ 056,57\ kg/m$$

$$W_3 = WE + W_{CM}$$

$$W_3 = 33\ 550,00 + 11\ 056,57$$

$$W_3 = 44\ 606,57\ kg/m$$

Con la carga definida, la suma de  $ME_{CM}$  y  $ME$  (momento debido al peso propio del estribo), dará como resultado el momento estabilizante por carga muerta ( $ME_H$ ). El punto de aplicación (brazo) está en el punto medio de la base del estribo (2,45 m).

$$ME_H = ME + ME_{CM}$$

$$ME_H = ME + W_{CM} * brazo$$

$$ME_H = 95\,785,50 + 11\,056,57 * 2,45$$

$$ME_H = 122\,874,10 \text{ kg} - \text{m/m}$$

- Fuerza horizontal (FH)

Esta se obtiene aplicando un factor de sismo del 8 %.

$$FH = 1,08 * E + 0,08 * W_3$$

$$FH = 1,08 * 5934,72 + 0,08 * 44\,606,57$$

$$FH = 9978,02 \text{ kg/m}$$

Tabla XXXIV. **Momento estabilizante del estribo por empuje**

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Peso Vol. (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m/m)
1	0,40	2400,00	960,00	3,90	3744,00
2	0,36	2400,00	864,00	3,20	2764,80
3	2,70	2700,00	7290,00	1,50	10 935,00
4	3,00	2700,00	8100,00	1,00	8100,00
5	3,00	2700,00	8100,00	1,00	8100,00
6	3,00	1420,00	4260,00	2,00	8520,00
7	2,80	1420,00	3976,00	3,70	14 711,20
<b>WE =</b>			<b>33 550,00</b>	<b>MEE =</b>	<b>56 875,00</b>

Fuente: elaboración propia.

- Momento por sismo

$$M_{EQ} = 0,08 * M_{E_E}$$

$$M_{EQ} = 0,08 * 56\ 875,00$$

$$M_{EQ} = 4550,00\ kg - m/m$$

- Momento de volteo por fuerza horizontal

$$MV_H = 1,08 * MV + 0,08 * (W_{CM} * h') + M_{EQ}$$

MV<sub>H</sub> = momento de volteo por fuerza horizontal

MV = momento de volteo

W<sub>CM</sub> = carga distribuida debido al peso muerto de superestructura

M<sub>EQ</sub> = momento por sismo

h' = altura del estribo (h' = 3,00 m)

$$MV_H = 1,08 * 9\ 664,51 + 0,08 * (11\ 056,57 * 3,00) + 4550,00$$

$$MV_H = 17\ 641,25\ kg - m/m$$

Con los nuevos datos se realizan los chequeos correspondientes de volteo, deslizamiento y presiones.

- Volteo

$$\frac{M_{E_H}}{MV_H} = \frac{122\ 874,10}{17\ 641,25} = 6,97 > 1,5 \quad \text{Resiste volteo}$$

- Deslizamiento

$$0,50 * \frac{W_3}{FH} = 0,50 * \frac{44\ 606,57}{9978,02} = 2,24 > 1,5 \quad \text{Resiste deslizamiento}$$

- Presiones

$$a = \frac{(ME_H - MV_H)}{W_3} = \frac{(122\ 874,10 - 17\ 641,25)}{9978,02} = 2,359\ m$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{4,90}{2} - 2,359 = 0,091\ m$$

Si  $3a > b$ , significa que no existen presiones negativas

$$3a = 3 * 2,359 = 7,08\ m > 4,90\ m \quad \text{sí chequea}$$

$$P = \frac{W_3}{A} * \left[ 1 \pm \left( 6 * \frac{e}{b} \right) \right]$$

$$P = \frac{44\ 606,57}{4,90 * 1,00} * \left[ 1 + \left( 6 * \frac{0,091}{4,90} \right) \right]$$

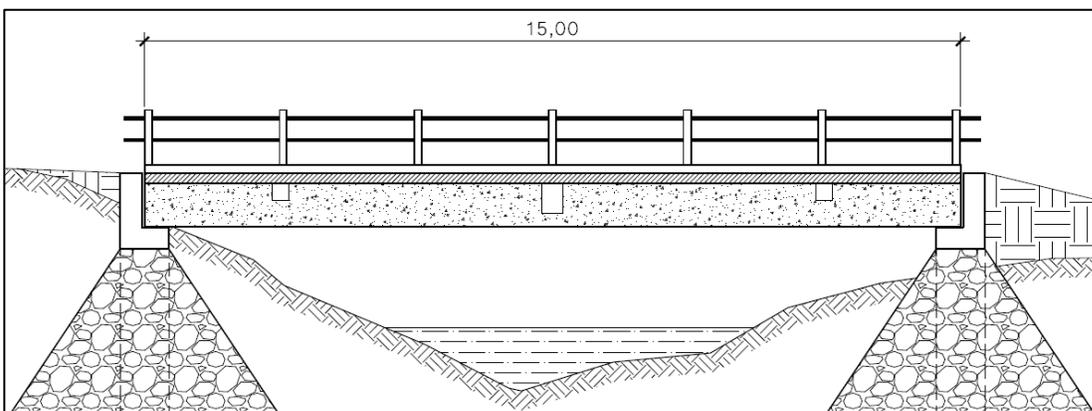
$$P_{max} = 10\ 117,76 \frac{kg}{m^2} < 15\ 660 \frac{kg}{m^2} \quad \text{sí chequea}$$

$$P = \frac{44\ 606,57}{4,90 * 1,00} * \left[ 1 - \left( 6 * \frac{0,091}{4,90} \right) \right]$$

$$P_{min} = 8089,00 \frac{kg}{m^2} > 0,00 \frac{kg}{m^2} \quad \text{no hay presiones negativas}$$

Con los resultados anteriores, se puede observar que las cargas generadas por el puente no sobrepasan la resistencia indicada por el valor soporte. Las dimensiones propuestas para el estribo son aptas para soportar la superestructura.

Figura 65. **Perfil final del puente, superestructura y subestructura**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.10. Presupuesto

A continuación, se presenta el presupuesto.

#### 3.10.1. Costo del proyecto

El costo total del proyecto será de: ochocientos veintisiete mil setecientos veintiocho quetzales con cincuenta centavos (Q 827 728,50).

### 3.10.2. Cuadro de resumen

A continuación, se presenta el resumen del presupuesto.

Tabla XXXV. Resumen de presupuesto

<b>Puente vehicular en la calle principal de la comunidad San Isidro, Mazatenango, Suchitepequez</b>					
<b>Cuadro de Renglones de Trabajo</b>					
<b>Núm.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad de medida</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio unitario</b>	<b>Total</b>
<b>1,00</b>	<b>Preliminares</b>				
1,01	Rótulo de metal para identificación del proyecto	unidad	1,00	Q 4 627,07	Q 4 627,07
1,02	Replanteo topográfico	global	1,00	Q 3 466,23	Q 3 466,23
1,03	Trazo	ml	60,60	Q 49,24	Q 2 983,94
<b>2,00</b>	<b>Subestructura</b>				
2,01	Estribos y aletas	m <sup>3</sup>	182,70	Q 1 890,67	Q 345 425,41
<b>3,00</b>	<b>Superestructura</b>				
3,01	Viga de apoyo y cortina	ml	11,00	Q 2 687,29	Q 29 560,19
3,02	Bases de neopreno	unidad	6,00	Q 5 150,74	Q 30 904,44
3,03	Viga intermedia	ml	15,00	Q 2 309,40	Q 34 641,00
3,04	Viga exterior	ml	30,00	Q 2 441,77	Q 73 253,10
3,05	Diafragma interno	ml	4,40	Q 1 555,46	Q 6 844,02
3,06	Diafragma externo	ml	8,80	Q 1 048,56	Q 9 227,33
3,07	Losa + banquetas	m <sup>2</sup>	105,00	Q 2 316,57	Q 243 239,85
3,08	Barandal	ml	30,00	Q 1 104,31	Q 33 129,30
<b>4,00</b>	<b>Relleno y compactación</b>				
4,01	Relleno + compactación	m <sup>3</sup>	33,16	Q 314,43	Q 10 426,50
<b>Gran total</b>					<b>Q 827 728,38</b>
<b>Precio total en letras: ochocientos veintisiete mil setecientos veintiocho quetzales con cincuenta centavos</b>					

Fuente: elaboración propia.

### 3.10.3. Precios unitarios

A continuación, se presentan los precios unitarios.

Tabla XXXVI. Precios unitarios

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular en la calle principal de la comunidad San Isidro			
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez			
<b>Renglón:</b>	1,01	Rótulo de metal para identificación del proyecto		
<b>Unidad:</b>	unidad	<b>Cantidad:</b>	1,00	
<b>P. Unitario:</b>	Q 4 627,07	<b>Total:</b>	Q 4 627,07	

Materiales				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Rótulo de metal	unidad	1,00	Q 2 500,00	Q 2 500,00
Cemento 4000 psi	saco	1,00	Q 72,00	Q 72,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	0,035	Q 90,00	Q 3,15
Piedrín 3/4"	m <sup>3</sup>	0,052	Q 150,00	Q 7,80
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 129,15
Subtotal sin IVA				Q 2 712,10

Herramienta	%	5,00		Q 135,61
-------------	---	------	--	----------

Mano de obra				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Instalación de rótulo	unidad	1,00	Q 200,00	Q 200,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 88,00
Prestaciones	%	84,67		Q 169,34
Subtotal				Q 457,34

Costos directos	Q 3 305,05
Costos indirectos	Q 1 322,02
<b>Total precio</b>	<b>Q 4 627,07</b>

Continuación de la tabla XXXVI.

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Renglón:</b>	1,02	Replanteo topográfico	
<b>Unidad:</b>	global	<b>Cantidad:</b>	1,00
<b>P. Unitario:</b>	Q 3 466,23	<b>Total:</b>	Q 3 466,23

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Pintura en spray rojo	unidad	2,00	Q 27,00	Q 54,00
Equipo topográfico	día	1,00	Q 325,00	Q 325,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 18,95
Subtotal sin IVA				Q 397,95

Herramienta	%	5,00		Q 19,90
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Replanteo topográfico	día	1,00	Q 800,00	Q 800,00
Pago de cadenero	día	1,00	Q 100,00	Q 100,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 396,00
Prestaciones	%	84,67		Q 762,03
Subtotal				Q 2 058,03

Costos directos	Q 2 475,88
Costos indirectos	Q 990,35
<b>Total precio</b>	<b>Q 3 466,23</b>

Continuación de la tabla XXXVI.

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Reglón:</b>	1,03	Trazo	
<b>Unidad:</b>	ml	<b>Cantidad:</b>	60,60
<b>P. Unitario:</b>	Q 49,24	<b>Total:</b>	Q 2 983,94

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Cal Horcalsa	saco	0,05	Q 85,00	Q 4,25
Hilo 090 para construcción	unidad	0,04	Q 25,00	Q 1,00
Estacas de madera 2"x3"x1'	pie tabla	2,00	Q 2,75	Q 5,50
Clavos	libra	0,02	Q 20,00	Q 0,40
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 0,56
Subtotal sin IVA				Q 11,71

Herramienta	%	5,00		Q 0,59
-------------	---	------	--	--------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Trazo	ml	1,00	Q 10,00	Q 10,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 4,40
Prestaciones	%	84,67		Q 8,47
Subtotal				Q 22,87

Costos directos	Q 35,17
Costos indirectos	Q 14,07
<b>Total precio</b>	<b>Q 49,24</b>

Continuación de la tabla XXXVI.

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Reglón:</b>	2,01	Estribos y aleta	
<b>Unidad:</b>	m <sup>3</sup>	<b>Cantidad:</b>	182,70
<b>P. Unitario:</b>	Q 1 890,67	<b>Total:</b>	Q 345 425,41

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Cemento 4000 psi	saco	7,00	Q 72,00	Q 504,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	0,32	Q 90,00	Q 28,80
Piedrín 3/4"	m <sup>3</sup>	0,48	Q 150,00	Q 72,00
Piedra bola	m <sup>3</sup>	0,32	Q 50,00	Q 16,00
Madera rústica	pie tabla	3,00	Q 8,50	Q 25,50
Clavos	libra	0,33	Q 20,00	Q 6,60
Alambre de amarre	libra	0,33	Q 5,00	Q 1,65
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 32,73
Subtotal sin IVA				Q 687,28

Herramienta	%	5,00		Q 34,36
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Fabricación y colocación de concreto	m <sup>3</sup>	1,00	Q 225,00	Q 225,00
Colocación de formaleta	m <sup>3</sup>	1,00	Q 50,00	Q 50,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 121,00
Prestaciones	%	84,67		Q 232,84
Subtotal				Q 628,84

Costos directos	Q 1 350,48
Costos indirectos	Q 540,19
<b>Total precio</b>	<b>Q 1 890,67</b>

Continuación de la tabla XXXVI.

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Renglón:</b>	3,01	Viga de apoyo y cortina	
<b>Unidad:</b>	MI	<b>Cantidad:</b>	11,00
<b>P. Unitario:</b>	Q 2687,29	<b>Total:</b>	Q 29 560,19

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Cemento 4000 psi	saco	5,50	Q 72,00	Q 396,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	0,24	Q 90,00	Q 21,60
Piedrín 3/4"	m <sup>3</sup>	0,36	Q 150,00	Q 54,00
Hierro núm. 3	varilla	6,40	Q 17,00	Q 108,80
Hierro núm. 5	varilla	2,70	Q 47,00	Q 126,90
Madera rústica	pie tabla	2,70	Q 8,50	Q 229,50
Clavos	libra	0,50	Q 20,00	Q 10,00
Alambre de amarre	libra	1,05	Q 5,00	Q 5,25
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 47,60
Subtotal sin IVA				Q 999,65

Herramienta	%	5,00		Q 49,98
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Colocación de formaleta	m <sup>2</sup>	2,30	Q 50,00	Q 115,00
Fabricación y colocación de concreto	m <sup>3</sup>	0,76	Q 225,00	Q 171,00
Elaboración de estribo núm. 3	unidad	4,60	Q 2,10	Q 9,66
Elaboración de eslabón núm. 3	unidad	18,40	Q 1,10	Q 20,24
Armado estructural	ml	1,00	Q 40,00	Q 40,00
Alquiler de concretera	día	0,07	Q 350,00	Q 24,50
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 167,38
Prestaciones	%	84,67		Q 322,08
Subtotal				Q 869,86

Costos directos	Q 1 919,49
Costos indirectos	Q 767,80
<b>Total precio</b>	<b>Q 2 687,29</b>

Continuación de la tabla XXXVI.

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Reglón:</b>	3,02	Bases de neopreno	
<b>Unidad:</b>	unidad	<b>Cantidad:</b>	6,00
<b>P. Unitario:</b>	Q 5150,74	<b>Total:</b>	Q 30 904,44

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Neopreno 30x30 cm x 3/4"	unidad	1,00	Q 2 300,00	Q 2 300,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 115,00
Subtotal sin IVA				Q 2 415,00

Herramienta	%	5,00		Q 120,75
-------------	---	------	--	----------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Colocación de neopreno	unidad	1,00	Q 500,00	Q 500,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 220,00
Prestaciones	%	84,67		Q 423,35
Subtotal				Q 1 143,35

Costos directos	Q 3 679,10
Costos indirectos	Q 1 471,64
<b>Total precio</b>	<b>Q 5 150,74</b>

Continuación de la tabla XXXVI.

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Renglón:</b>	3,03	Viga intermedia	
<b>Unidad:</b>	ml	<b>Cantidad:</b>	15,00
<b>P. Unitario:</b>	Q 2 309,40	<b>Total:</b>	Q 34 641,00

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Cemento 4000 psi	sacos	3,00	Q 72,00	Q 216,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	0,13	Q 90,00	Q 11,70
Piedrín 3/4"	m <sup>3</sup>	0,20	Q 150,00	Q 30,00
Hierro núm. 4	varilla	3,20	Q 31,00	Q 99,20
Hierro núm. 8	varilla	3,16	Q 128,00	Q 404,48
Madera rústica	pie tabla	14,00	Q 8,50	Q 119,00
Clavos	libra	0,30	Q 20,00	Q 6,00
Alambre de amarre	libra	1,80	Q 5,00	Q 9,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 44,77
Subtotal sin IVA				Q 940,15

Herramienta	%	5,00		Q 47,01
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Colocación de formaleta	m <sup>2</sup>	2,00	Q 50,00	Q 100,00
Fabricación y colocación de concreto	m <sup>3</sup>	0,40	Q 225,00	Q 90,00
Elaboración de estribo núm. 4	unidad	3,50	Q 3,75	Q 13,13
Elaboración de eslabón núm. 4	unidad	10,50	Q 2,10	Q 20,05
Armado estructural	ml	1,00	Q 40,00	Q 40,00
Alquiler de concretera	día	0,07	Q 350,00	Q 24,50
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 127,46
Prestaciones	%	84,67		Q 245,27
Subtotal				Q 662,41

Costos directos	Q 1 649,57
Costos indirectos	Q 659,83
<b>Total precio</b>	<b>Q 2 309,40</b>

Continuación de la tabla XXXVI.

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Replón:</b>	3,04	Viga exterior	
<b>Unidad:</b>	ml	<b>Cantidad:</b>	30,00
<b>P. Unitario:</b>	Q 2 441,77	<b>Total:</b>	Q 73 253,10

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Cemento 4000 psi	sacos	3,00	Q 72,00	Q 216,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	0,13	Q 90,00	Q 11,70
Piedrín 3/4"	m <sup>3</sup>	0,20	Q 150,00	Q 30,00
Hierro núm. 4	varilla	3,20	Q 31,00	Q 99,20
Hierro núm. 8	varilla	3,83	Q 128,00	Q 490,24
Madera rústica	pie tabla	14,00	Q 8,50	Q 119,00
Clavos	libra	0,30	Q 20,00	Q 6,00
Alambre de amarre	libra	1,80	Q 5,00	Q 9,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 49,06
Subtotal sin IVA				Q 1030,20

Herramienta	%	5,00		Q 51,51
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Colocación de formaleta	m <sup>2</sup>	2,00	Q 50,00	Q 100,00
Fabricación y colocación de concreto	m <sup>3</sup>	0,40	Q 225,00	Q 90,00
Elaboración de estribo No. 4	unidad	3,50	Q 3,75	Q 13,13
Elaboración de eslabón No. 4	unidad	10,50	Q 2,10	Q 20,05
Armado estructural	ml	1,00	Q 40,00	Q 40,00
Alquiler de concretera	día	0,07	Q 350,00	Q 24,50
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 127,46
Prestaciones	%	84,67		Q 245,27
Subtotal				Q 662,41

Costos directos	Q 1 744,12
Costos indirectos	Q 697,65
<b>Total precio</b>	<b>Q 2 441,77</b>

Continuación de la tabla XXXVI.

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Renglón:</b>	3,05	Diafragma interno	
<b>Unidad:</b>	ml	<b>Cantidad:</b>	4,40
<b>P. Unitario:</b>	Q 1 555,46	<b>Total:</b>	Q 6 844,02

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Cemento 4000 psi	sacos	2,50	Q 72,00	Q 180,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	0,10	Q 90,00	Q 9,00
Piedrín 3/4"	m <sup>3</sup>	0,14	Q 150,00	Q 21,00
Hierro núm. 4	varilla	1,67	Q 31,00	Q 51,77
Hierro núm. 6	varilla	1,70	Q 70,00	Q 119,00
Madera rústica	pie tabla	13,00	Q 8,50	Q 110,50
Clavos	libra	0,25	Q 20,00	Q 5,00
Alambre de amarre	libra	0,85	Q 5,00	Q 4,25
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 25,03
Subtotal sin IVA				Q 525,55

Herramienta	%	5,00		Q 26,28
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Colocación de formaleta	m <sup>2</sup>	1,90	Q 50,00	Q 95,00
Fabricación y colocación de concreto	m <sup>3</sup>	0,30	Q 225,00	Q 67,50
Elaboración de estribo núm. 4	unidad	3,00	Q 3,75	Q 11,25
Elaboración de eslabón núm. 4	unidad	3,00	Q 2,10	Q 6,30
Armado estructural	ml	1,00	Q 40,00	Q 40,00
Alquiler de concretera	día	0,07	Q 350,00	Q 24,50
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 107,60
Prestaciones	%	84,67		Q 207,06
Subtotal				Q 559,21

Costos directos	Q 1 111,04
Costos indirectos	Q 444,42
<b>Total precio</b>	<b>Q 1 555,46</b>

Continuación de la tabla XXXVI.

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular de la calle principal en la comunidad San Isidro			
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez			
<b>Replón:</b>	3,06	Diafragma externo		
<b>Unidad:</b>	ml	<b>Cantidad:</b>	8,80	
<b>P. Unitario:</b>	Q 1 048,56	<b>Total:</b>	Q 9 227,33	

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Cemento 4000 psi	sacos	1,00	Q 72,00	Q 72,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	0,05	Q 90,00	Q 4,50
Piedrín 3/4"	m <sup>3</sup>	0,07	Q 150,00	Q 10,50
Hierro núm. 4	varilla	1,55	Q 31,00	Q 48,05
Hierro núm. 6	varilla	1,00	Q 70,00	Q 70,00
Madera rústica	pie tabla	9,00	Q 8,50	Q 76,50
Clavos	libra	0,20	Q 20,00	Q 4,00
Alambre de amarre	libra	0,48	Q 5,00	Q 2,40
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 14,40
Subtotal sin IVA				Q 302,35

Herramienta	%	5,00		Q 15,12
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Colocación de formaleta	m <sup>2</sup>	1,30	Q 50,00	Q 65,00
Fabricación y colocación de concreto	m <sup>3</sup>	0,15	Q 225,00	Q 33,75
Elaboración de estribo núm. 4	unidad	4,35	Q 3,75	Q 16,31
Elaboración de eslabón núm. 4	unidad	4,35	Q 2,10	Q 9,14
Armado estructural	ml	1,00	Q 40,00	Q 40,00
Alquiler de concretera	día	0,07	Q 350,00	Q 24,50
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 83,03
Prestaciones	%	84,67		Q 157,77
Subtotal				Q 431,50

Costos directos	Q 748,97
Costos indirectos	Q 299,59
<b>Total precio</b>	<b>Q 1 048,56</b>

Continuación de la tabla XXXVI.

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Renglón:</b>	3,07	Losa + banqueta	
<b>Unidad:</b>	m <sup>2</sup>	<b>Cantidad:</b>	105,00
<b>P. Unitario:</b>	Q 2 316,57	<b>Total:</b>	Q 243 239,85

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Cemento 4000 psi	sacos	1,50	Q 72,00	Q 108,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	0,07	Q 90,00	Q 6,30
Piedrín 3/4"	m <sup>3</sup>	0,10	Q 150,00	Q 15,00
Hierro núm. 4	varilla	3,85	Q 31,00	Q 119,35
Madera rústica	pie tabla	7,00	Q 8,50	Q 59,50
Clavos	libra	0,20	Q 20,00	Q 4,00
Alambre de amarre	libra	1,50	Q 5,00	Q 7,50
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 15,98
Subtotal sin IVA				Q 335,63

Herramienta	%	5,00		Q 16,78
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Colocación de formaleta	m <sup>2</sup>	1,00	Q 50,00	Q 100,00
Fabricación y colocación de concreto	m <sup>3</sup>	0,20	Q 225,00	Q 45,00
Armado estructural	ml	1,00	Q 40,00	Q 40,00
Alquiler de concretera	día	0,07	Q 350,00	Q 24,50
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 250,58
Prestaciones	%	84,67		Q 482,20
Subtotal				Q 1 302,28

Costos directos	Q 1 654,69
Costos indirectos	Q 661,88
<b>Total precio</b>	<b>Q 2 316,57</b>

Continuación de la tabla XXXVI.

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular de la calle principal en la comunidad San Isidro			
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez			
<b>Renglón:</b>	3,08	Barandal		
<b>Unidad:</b>	ml	<b>Cantidad:</b>	30,00	
<b>P. Unitario:</b>	Q 1 104,31	<b>Total:</b>	Q 33 129,30	

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Cemento 4000 psi	sacos	0,50	Q 72,00	Q 36,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	0,02	Q 90,00	Q 1,80
Piedrín 3/4"	m <sup>3</sup>	0,03	Q 150,00	Q 4,50
Hierro núm. 2	varilla	0,70	Q 8,00	Q 5,60
Hierro núm. 3	varilla	0,40	Q 17,00	Q 6,80
Madera rústica	pie tabla	2,00	Q 8,50	Q 17,00
Clavos	libra	0,10	Q 20,00	Q 2,00
Alambre de amarre	libra	0,15	Q 5,00	Q 0,75
Tubo HG rosca + copla	unidad	0,50	Q 610,00	Q 305,00
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 18,97
Subtotal sin IVA				Q 398,42

Herramienta	%	5,00		Q 19,92
-------------	---	------	--	---------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Colocación de formaleta	m <sup>2</sup>	0,75	Q 50,00	Q 75,00
Fabricación y colocación de concreto	m <sup>3</sup>	0,10	Q 225,00	Q 22,50
Armado estructural	ml	1,00	Q 40,00	Q 40,00
Alquiler de concretera	día	0,07	Q 350,00	Q 24,50
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 71,28
Prestaciones	%	84,67		Q 137,17
Subtotal				Q 370,45

Costos directos	Q 788,79
Costos indirectos	Q 315,52
<b>Total precio</b>	<b>Q 1 104,31</b>

Continuación de la tabla XXXVI.

<b>Proyecto:</b>	Puente vehicular de la calle principal en la comunidad San Isidro		
<b>Ubicación:</b>	Mazatenango, Suchitepéquez		
<b>Renglón:</b>	4,01	Relleno + compactación	
<b>Unidad:</b>	m <sup>3</sup>	<b>Cantidad:</b>	33,16
<b>P. Unitario:</b>	Q 314,43	<b>Total:</b>	Q 10 426,50

<b>Materiales</b>				
Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Material selecto	m <sup>3</sup>	1,00	Q 100,00	Q 100,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Desperdicio	%	5,00		Q 5,00
Subtotal sin IVA				Q 105,00

Herramienta	%	5,00		Q 5,25
-------------	---	------	--	--------

<b>Mano de obra</b>				
Actividad	Unidad	Cantidad	Unitario	Total
Excavación de material	m <sup>3</sup>	1,00	Q 20,00	Q 20,00
Relleno de material	m <sup>3</sup>	1,00	Q 15,00	Q 15,00
Compactar material	m <sup>3</sup>	1,00	Q 15,00	Q 15,00
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
				Q -
Factor de ayudante	%	44,00		Q 22,00
Prestaciones	%	84,67		Q 42,34
Subtotal				Q 114,34

Costos directos	Q 224,59
Costos indirectos	Q 89,84
<b>Total precio</b>	<b>Q 314,43</b>

Fuente: elaboración propia.

### 3.11. Cronograma de ejecución

A continuación, se presenta el Cronograma de ejecución física y financiera.

Tabla XXXVII. Cronograma de ejecución física y financiera

Núm.	Descripción	Mes							Precio total	Porcentaje de avance
		1	2	3	4	5	6	7		
<b>1,00</b>	<b>Preliminares</b>									
1,01	Rótulo de metal para identificación del proyecto	■							Q 4 627,07	0,56 %
1,02	Replanteo topográfico	■							Q 3 466,23	0,98 %
1,03	Trazo	■							Q 2 983,94	1,34 %
<b>2,00</b>	<b>Subestructura</b>									
2,01	Estribos y aletas		■						Q 345 425,41	43,07 %
<b>3,00</b>	<b>Superestructura</b>									
3,01	Viga de apoyo y cortina			■					Q 29 560,19	46,64 %
3,02	Bases de neopreno			■					Q 30 904,44	50,37 %
3,03	Viga intermedia				■				Q 34 641,00	54,56 %
3,04	Viga exterior				■				Q 73 253,10	63,41 %
3,05	Diafragma interno					■			Q 6 844,02	64,24 %
3,06	Diafragma externo					■			Q 9 227,33	65,35 %
3,07	Losa + banquetas					■	■		Q 243 239,85	94,74 %
3,08	Barandal						■		Q 33 129,30	98,74 %
<b>4,00</b>	<b>Relleno y compactación</b>									
4,01	Relleno + compactación						■		Q 10 426,50	100,00 %

Fuente: elaboración propia.

### 3.12. Estudio de impacto ambiental

Las actividades desarrolladas por el ser humano causan algún tipo de impacto al medio ambiente en todos los sistemas que componen la naturaleza, pudiendo ser el impacto positivo, negativo o poco significativo, esta situación hace necesario que se determinen la naturaleza, tipo, cantidad y las medidas de mitigación que se pueden aplicar para reducir el impacto que generan estas actividades.

La evaluación del impacto ambiental está destinada a predecir, identificar cuáles acciones pueden causar la calidad de vida del hombre y su entorno. Dentro de las herramientas existentes para poder evaluar los impactos que causará determinado proyecto se pueden mencionar las siguientes:

Estudio de impacto ambiental no significativo (evaluación rápida)

Estudio de impacto ambiental significativo (evaluación general)

Por las características, tipo del proyecto y de su zona de ubicación, se puede realizar un estudio del tipo evaluación rápida, incluye la fase de construcción, operación y mantenimiento del proyecto.

- Estudio de impacto ambiental no significativo

Por las características, tipo del proyecto y de su zona de ubicación, se puede realizar un estudio del tipo evaluación rápida, incluye la fase de construcción, operación y mantenimiento del proyecto.

- Información sobre el proyecto

Nombre de la comunidad: Comunidad San Isidro

Municipio: Mazatenango

Departamento: Suchitepéquez

Tipo de proyecto: puente vehicular de una vía de concreto armado de 15,00 metros de longitud en camino rural.

Consideraciones especiales: consideraciones identificadas en oficina o durante la visita al sitio del proyecto.

Consideraciones sobre áreas protegidas: el proyecto no se ubica dentro de alguna área protegida legalmente establecida incluida dentro del Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas (SIGAP).

Consideraciones sobre ecosistemas naturales: el proyecto no afecta ecosistemas naturales.

Impactos ambientales determinados durante la construcción y operación: se evalúan por medio de una matriz que incluye el sistema ambiental afectado y el tipo de proceso u operación responsable, se presenta el impacto identificando las actividades de mitigación previstas y los responsables de las mismas.

Tabla XXXVIII. **Impactos ambientales negativos generados durante la construcción**

<b>Proyecto: puente vehicular en la comunidad San Isidro</b>			
<b>Impacto ambiental</b>	<b>Responsable</b>		
	<b>Ejecutor</b>	<b>Comunidad</b>	<b>Municipalidad</b>
1. Deslaves de material	X		
2. Erosión de cortes	X		
3. Disposición inadecuada de materiales de desperdicio	X		
4. Alteración del drenaje superficial	X		
5. Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción	X		
6. Contaminación del aire a causa del polvo generado en la construcción	X		
7. Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes	X	X	
8. Riesgos para los trabajadores	X		
9. Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores en la obra	X		

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIX. **Impactos ambientales negativos generados durante la operación**

<b>Proyecto: puente vehicular en la comunidad San Isidro</b>			
<b>Impacto ambiental</b>	<b>Responsable</b>		
	<b>Ejecutor</b>	<b>Comunidad</b>	<b>Municipalidad</b>
1. Erosión de cortes	X	X	
2. Accidentes de tránsito	X		
3. Accidentes a peatones	X		
4. Reasentamiento involuntario			X

Fuente: elaboración propia.

- Recomendaciones de la evaluación de impacto ambiental y la viabilidad ambiental del proyecto.

Tras el análisis de impacto ambiental no significativo, se considera el proyecto ambientalmente viable, los impactos sociales son de carácter positivo dado que generará una mejor comunicación vial dentro de la comunidad y el acceso a áreas aledañas, además de la generación de empleos para algunos de los habitantes del área.

## CONCLUSIONES

1. La pavimentación de la calle principal en la comunidad San Isidro permitirá principalmente, un mejoramiento en el acceso vehicular para los habitantes, comerciantes y otros pobladores de áreas aledañas a la comunidad.
2. El puente vehicular al ser un facilitador en la vía de comunicación ayudará al crecimiento y desarrollo de los habitantes y el comercio del área, esto debido a que podrá ser usado para el traslado de productos comerciales y agrícolas así como el paso de los habitantes mismos.
3. El costo total de la pavimentación será de un millón doscientos sesenta y nueve mil sesenta y siete quetzales con cuatro centavos (Q 1 269 067,04), teniéndose un precio por metro lineal (ml) de mil trescientos dieciséis quetzales con diecisiete centavos (Q 1316,17), beneficiando a los habitantes de la comunidad y áreas aledañas.
4. El costo total del puente vehicular será de ochocientos veintisiete mil setecientos veintiocho quetzales con cincuenta centavos (Q 827 728,50), teniéndose un precio por metro cuadrado (m<sup>2</sup>) de trece mil setecientos noventa y cinco quetzales con cuarenta y ocho centavos (Q 13 795,48), beneficiando a 120 familias de la comunidad San Isidro.

5. Los criterios de diseño para la pavimentación están basados en lo establecido por las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes de la Dirección General de Caminos, y normas AASHTO. Para el diseño del puente se han utilizado criterios establecidos por la Dirección General de Caminos, normas de AGIES, el código de construcción ACI 318-11 y normas AASHTO, la estructura de una vía se ha diseñado para una carga de un camión H 15-44.
  
6. Previo a la realización del diseño de ambos proyectos ha sido necesario realizar distintos estudios, los cuales afectan de manera directa el diseño de los proyectos ya que generan distintos datos que pueden modificar o no principalmente las dimensiones del proyecto y por lo tanto el costo de los mismos. Los estudios realizados son: estudio topográfico, estudio de suelos y estudio hidrológico.
  
7. El impacto ambiental causado por ambos proyectos es considerado como poco significativo, ya que sólo sucederá durante el período de ejecución del proyecto, debido principalmente al movimiento de tierras, transporte de materiales y maquinaria.

## RECOMENDACIONES

1. Garantizar una supervisión técnica adecuada en la ejecución de los proyectos, porque las dimensiones y materiales a utilizar deben de cumplir con las especificaciones técnicas que se encuentran en las bases del proyecto y en planos.
2. Tomar en cuenta que el precio de los materiales podría variar al momento de la aprobación del proyecto, por lo que es necesario realizar una revisión y corrección de los mismos previo a su aprobación.
3. Como beneficio para la comunidad y áreas aledañas, para la ejecución de los proyectos puede apoyarse en la mano de obra local con el objetivo de crear fuentes de trabajo y generar mayor confianza para los habitantes del área.
4. Para incentivar la economía, se pueden adquirir los materiales de construcción, maquinaria y equipo en comercios locales, siempre que la calidad y los precios se ajusten lo establecido en el diseño. Pueden adquirirse en otros lugares si no es posible encontrarlos en el municipio o si el precio y transporte son menores al precio en comercios locales.
5. Es importante dar un mantenimiento adecuado y periódico a ambos proyectos. Limpieza y mantenimiento de las rejillas de alcantarillado pluvial para la pavimentación, y para el puente especial cuidado en la subestructura, que es más propensa al desgaste de sus elementos dada su ubicación y el clima.



## BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials. *Especificaciones para el diseño de puentes mediante el método de factores de carga y resistencia*. Estados Unidos: AASHTO, 2004. 448 p.
2. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario*. Estados Unidos: ACI 318-11, 2011. 905 p.
3. BARRIOS BOLAÑOS, Walter Raúl. *Guía teórica y práctica del curso de pavimentos y mantenimiento de carreteras*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 211 p.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed. México: Limusa, 2004. 412 p.
5. 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. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2010. 258 p.
6. FIGUEROA RUANO, Rafael. *Diseño de pavimento rígido para aldea Las Joyas-Cruce La Esperanza y; drenaje sanitario para la aldea*

*Miriam 1, Santa Lucía Cotzumalguapa, Escuintla.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2006. 198 p.

7. Ingenieros Consultores de Centro América, S.A. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes.* Guatemala: Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda, 2001. 135 p.
8. PÉREZ GARCÍA, Rafael Alexander Gaspar. *Diseño del pavimento rígido del camino que conduce a la aldea El Guayabal, municipio de Estanzuela del departamento de Zacapa.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2010. 205 p.
9. Portland Cement Association. *Diseño de pavimento concreto para calles.* Estados Unidos: PCA, 1974. 315 p.
10. RAMOS CONTRERAS, Carlos Enrique. *Diseño de la carretera y puente vehicular hacia la colonia Ferrocarrilera, cabecera municipal de Escuintla, departamento de Escuintla.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 196 p.
11. SARCEÑO PACHECO, Michael Jonathan. *Diseño de un sistema de alcantarillado sanitario en la colonia Bella Vista y diseño de un puente vehicular en la aldea La Providencia, Cuilapa, Santa Rosa.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2016. 159 p.

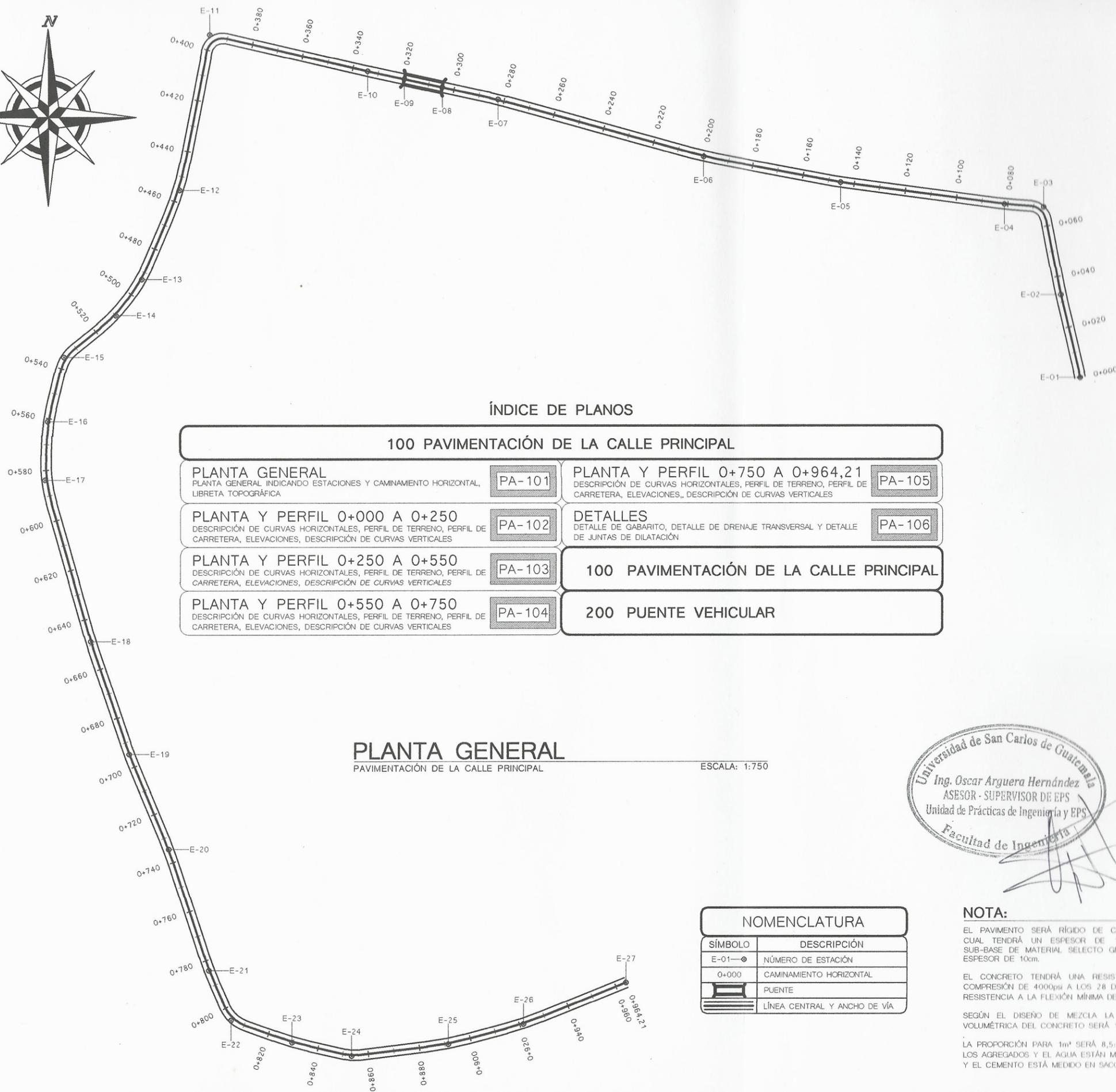
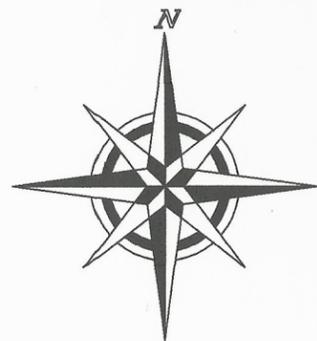
## APÉNDICE

Planos constructivos de: diseño de puente vehicular y pavimentación de la calle principal en la comunidad San Isidro, Mazatenango, Suchitepéquez

- Nota: La escala indicada en los planos son originales para un formato A-1, por lo que los dibujos dentro de los planos, no corresponden a la escala indicada, y se han tenido que reducir para poder incorporarlos en el presente trabajo de graduación.

Fuente: elaboración propia.





ÍNDICE DE PLANOS

100 PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL	
<b>PLANTA GENERAL</b> PLANTA GENERAL INDICANDO ESTACIONES Y CAMINAMIENTO HORIZONTAL, LIBRETA TOPOGRÁFICA	<b>PA-101</b>
<b>PLANTA Y PERFIL 0+000 A 0+250</b> DESCRIPCIÓN DE CURVAS HORIZONTALES, PERFIL DE TERRENO, PERFIL DE CARRETERA, ELEVACIONES, DESCRIPCIÓN DE CURVAS VERTICALES	<b>PA-102</b>
<b>PLANTA Y PERFIL 0+250 A 0+550</b> DESCRIPCIÓN DE CURVAS HORIZONTALES, PERFIL DE TERRENO, PERFIL DE CARRETERA, ELEVACIONES, DESCRIPCIÓN DE CURVAS VERTICALES	<b>PA-103</b>
<b>PLANTA Y PERFIL 0+550 A 0+750</b> DESCRIPCIÓN DE CURVAS HORIZONTALES, PERFIL DE TERRENO, PERFIL DE CARRETERA, ELEVACIONES, DESCRIPCIÓN DE CURVAS VERTICALES	<b>PA-104</b>
<b>PLANTA Y PERFIL 0+750 A 0+964,21</b> DESCRIPCIÓN DE CURVAS HORIZONTALES, PERFIL DE TERRENO, PERFIL DE CARRETERA, ELEVACIONES, DESCRIPCIÓN DE CURVAS VERTICALES	<b>PA-105</b>
<b>DETALLES</b> DETALLE DE GABARITO, DETALLE DE DRENAJE TRANSVERSAL Y DETALLE DE JUNTAS DE DILATACIÓN	<b>PA-106</b>
100 PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL	
200 PUENTE VEHICULAR	

PLANTA GENERAL

PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL

ESCALA: 1:750

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
E-01—●	NÚMERO DE ESTACIÓN
0+000	CAMINAMIENTO HORIZONTAL
	PUENTE
	LÍNEA CENTRAL Y ANCHO DE VÍA



NOTA:

EL PAVIMENTO SERÁ RÍGIDO DE CONCRETO, EL CUAL TENDRÁ UN ESPESOR DE 15cm Y UNA SUB-BASE DE MATERIAL SELECTO GRANULAR CON ESPESOR DE 10cm.

EL CONCRETO TENDRÁ UNA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE 4000psi A LOS 28 DÍAS, CON UNA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN MÍNIMA DE 650psi.

SEGÚN EL DISEÑO DE MEZCLA LA PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA DEL CONCRETO SERÁ 1,0,1,0,2,0,0,66

LA PROPORCIÓN PARA 1m³ SERÁ 8,5,0,24,0,36,0,16 LOS AGREGADOS Y EL AGUA ESTÁN MEDIDOS EN m³ Y EL CEMENTO ESTÁ MEDIDO EN SACOS.

LIBRETA TOPOGRÁFICA

EST.	P.O.	AZIMUT	DIST. HORIZ.
E-01	E-02	346°46'00"	32,93 m
E-02	E-03	349°12'41"	35,55 m
E-03	E-04	274°28'50"	15,27 m
E-04	E-05	277°33'36"	63,95 m
E-05	E-06	280°40'38"	54,55 m
E-06	E-07	285°26'56"	82,62 m
E-07	E-08	282°11'25"	22,21 m
E-08	E-09	282°11'25"	15,00 m
E-09	E-10	282°11'25"	14,56 m
E-10	E-11	283°07'23"	62,72 m
E-11	E-12	191°10'42"	61,32 m
E-12	E-13	203°18'36"	37,71 m
E-13	E-14	216°12'51"	17,23 m
E-14	E-15	231°26'16"	25,82 m
E-15	E-16	193°52'22"	25,75 m
E-16	E-17	182°57'46"	22,62 m
E-17	E-18	163°56'48"	65,03 m
E-18	E-19	161°09'18"	46,08 m
E-19	E-20	157°13'23"	39,93 m
E-20	E-21	161°44'44"	49,28 m
E-21	E-22	155°41'08"	21,20 m
E-22	E-23	109°46'22"	25,21 m
E-23	E-24	102°40'20"	23,74 m
E-24	E-25	83°12'14"	37,80 m
E-25	E-26	75°00'50"	30,33 m
E-26	E-27	68°03'46"	42,73 m

ESPECIFICACIONES GENERALES PARA MATERIALES

CEMENTO HIDRÁULICO:

SE UTILIZARÁ CEMENTO HIDRÁULICO TIPO PORTLAND, ÉSTE DEBE TENER UNA RESISTENCIA DE 4000psi. SE RECOMIENDA ESPECIALMENTE NO MEZCLAR CEMENTOS DE DIFERENTES TIPOS O DE DIFERENTES PLANTAS CEMENTERAS, YA QUE ÉSTO PODRÍA AFECTAR LA RESISTENCIA FINAL DEL CONCRETO.

AGREGADO FINO:

DEBE ESTAR LIMPIO, SANO, ADECUADAMENTE GRADUADO Y LIBRE DE MATERIA ORGÁNICA, QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO, SE EMPLEARÁ ARENA NATURAL O MANUFACTURADA, COMPUESTA DE PARTÍCULAS DURAS Y DURABLES, QUE CUMPLAN CON LA NORMA AASHTO M-6 CLASE B.

AGREGADO GRUESO:

DEBE CONSISTIR EN GRAVA O PIEDRA TRITURADAS, TRITURADAS PARCIALMENTE O SIN TRITURAR, PROCESADAS ADECUADAMENTE PARA FORMAR UN AGREGADO CLASIFICADO QUE CUMPLA CON LOS REQUISITOS DE DESGASTE O ABRASIÓN. PARA ÉSTE PROYECTO SE UTILIZARÁ UN AGREGADO GRUESO CON UN DIÁMETRO NOMINAL DE ¾". EL AGREGADO DEBE CUMPLIR CON LOS REQUISITOS DE AASHTO M-80.

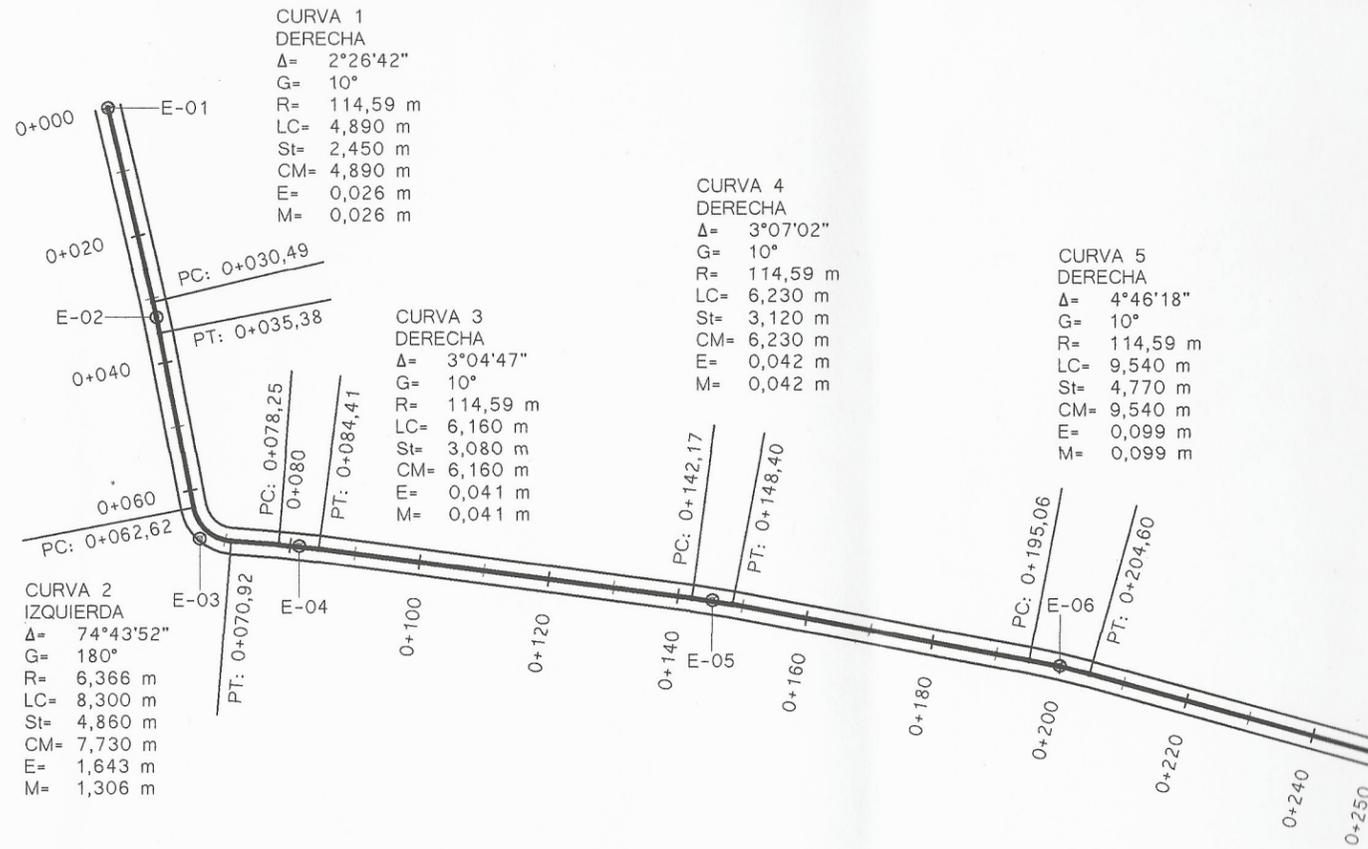
AGUA:

EL AGUA PARA MEZCLADO Y CURADO DEL CONCRETO O LAVADO DE AGREGADOS DEBE SER, PREFERIBLEMENTE POTABLE, LIMPIA Y LIBRE DE ELEMENTOS PERJUDICIALES COMO ACEITE, ÁCIDOS, SULFATOS, MATERIAL ORGÁNICO Y OTRAS SUSTANCIAS QUE PUEDAN SER NOCIAS AL CONCRETO O AL ACERO.

MATERIAL SELECTO GRANULAR:

LA MÁXIMA DIMENSIÓN DE CUALQUIER PARTÍCULA CONTENIDA EN EL MATERIAL, Y QUE NO SEA POSIBLE DESINTEGRAR CON EL EQUIPO DE CONFORMACIÓN O DE COMPACTACIÓN, NO DEBERÁ SER MAYOR DE ½ DEL ESPESOR ESPECIFICADO DE LA SUB-BASE.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. - FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL	
DIBUJO: PA-101	CONTENIDO: PLANTA GENERAL
DISEÑO: JULIO OCHOA	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ
CÁLCULO: JULIO OCHOA	
JULIO JOSÉ OCHOA REYES	ESCALA: INDICADA FECHA: SEP. 2018
ING. ÓSCAR ARGUETA (ASESOR - SUPERVISOR)	

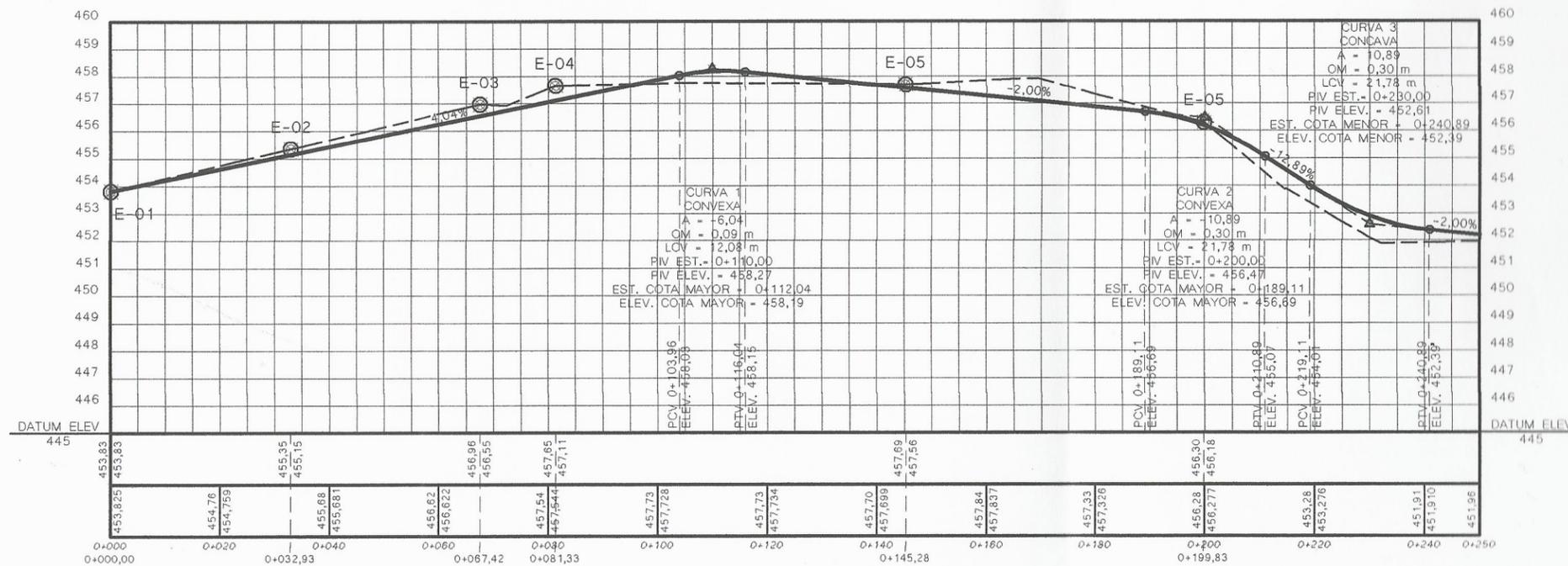


### PLANTA DE 0+000 A 0+250

PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL

ESCALA: 1:500

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
E-01	NÚMERO DE ESTACIÓN EN PLANTA
0+000	CAMBIAMIENTO HORIZONTAL
---	LÍNEA CENTRAL Y ANCHO DE VÍA
PC: 0+030,49	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL
PT: 0+035,38	PRINCIPIO DE TANGENTE HORIZONTAL
$\Delta$	DEFLEXIÓN ANGULAR
G	GRADO DE CURVATURA
R	RADIO DE CURVA HORIZONTAL
LC	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL
St	SUB-TANGENTE
E	EXTERNAL
M	ORDENADA MEDIA
	PERFIL DEL TERRENO
	SUB-RASANTE REACONDICIONADA
	PENDIENTE DE LA SUB-RASANTE
E-05	NÚMERO DE ESTACIÓN EN PERFIL
	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL (PCV)
	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL (PTV)
	PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL (PIV)
LCV	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
A	DIFERENCIA DE PENDIENTES
OM	ORDENADA MÁXIMA



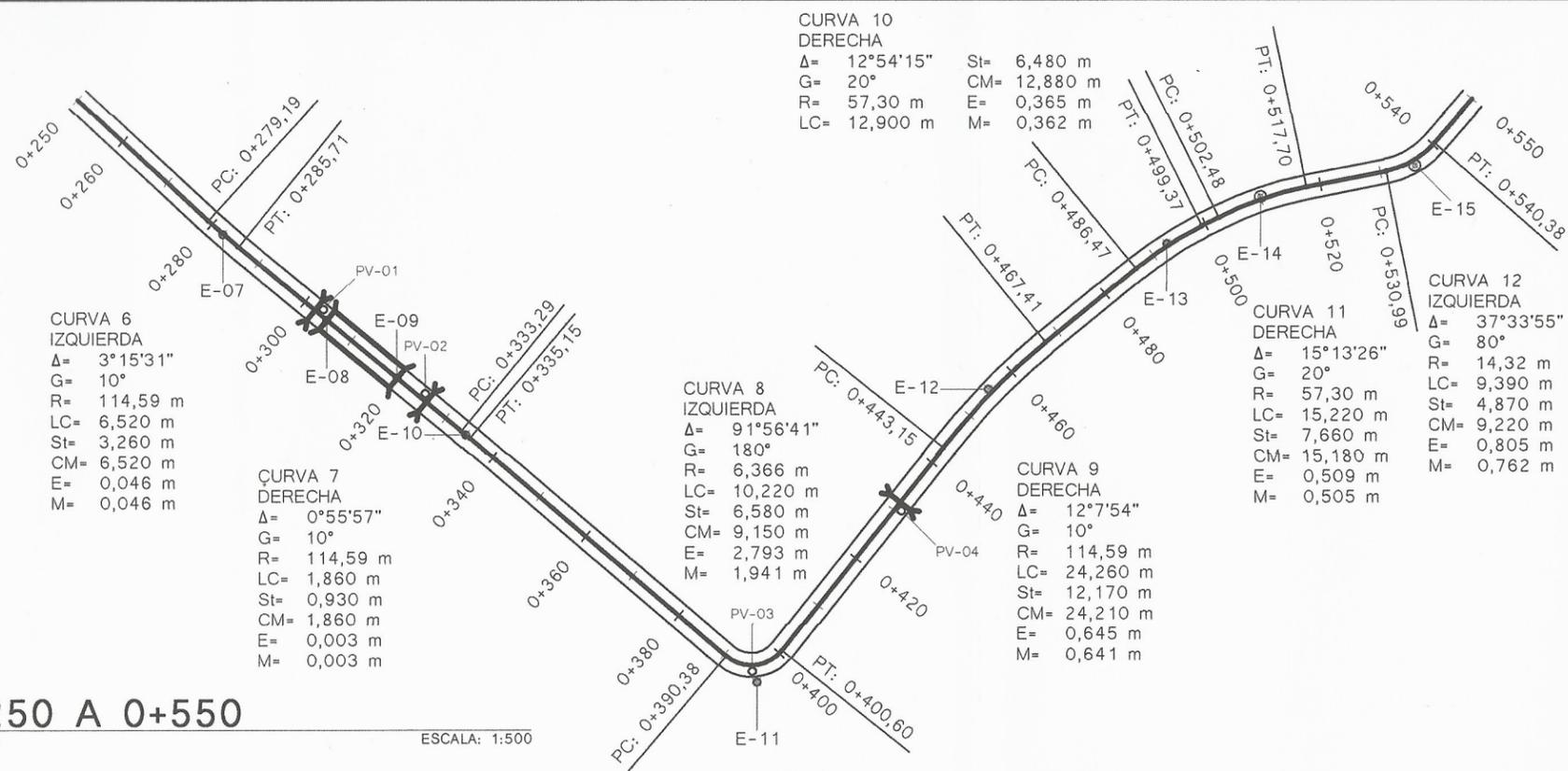
### PERFIL DE 0+000 A 0+250

PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL

ESCALA VERTICAL: 1:2500  
 ESCALA HORIZONTAL: 1:500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. - FACULTAD DE INGENIERÍA	
MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL	
DIBUJO: PA-102	CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL 0+000 A 0+250
DISEÑO: JULIO OCHOA	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ
CÁLCULO: JULIO OCHOA	
	ESCALA: INDICADA
JULIO OCHOA REYES	ING. ÓSCAR ARGUETA (ASESOR - SUPERVISOR)
	FECHA: SEP. 2018



**CURVA 6**  
IZQUIERDA  
Δ = 3°15'31"  
G = 10°  
R = 114,59 m  
LC = 6,520 m  
St = 3,260 m  
CM = 6,520 m  
E = 0,046 m  
M = 0,046 m

**CURVA 7**  
DERECHA  
Δ = 0°55'57"  
G = 10°  
R = 114,59 m  
LC = 1,860 m  
St = 0,930 m  
CM = 1,860 m  
E = 0,003 m  
M = 0,003 m

**CURVA 8**  
IZQUIERDA  
Δ = 9°15'41"  
G = 18°  
R = 6,366 m  
LC = 10,220 m  
St = 6,580 m  
CM = 9,150 m  
E = 2,793 m  
M = 1,941 m

**CURVA 9**  
DERECHA  
Δ = 12°7'54"  
G = 10°  
R = 114,59 m  
LC = 24,260 m  
St = 12,170 m  
CM = 24,210 m  
E = 0,645 m  
M = 0,641 m

**CURVA 11**  
DERECHA  
Δ = 15°13'26"  
G = 20°  
R = 57,30 m  
LC = 15,220 m  
St = 7,660 m  
CM = 15,180 m  
E = 0,509 m  
M = 0,505 m

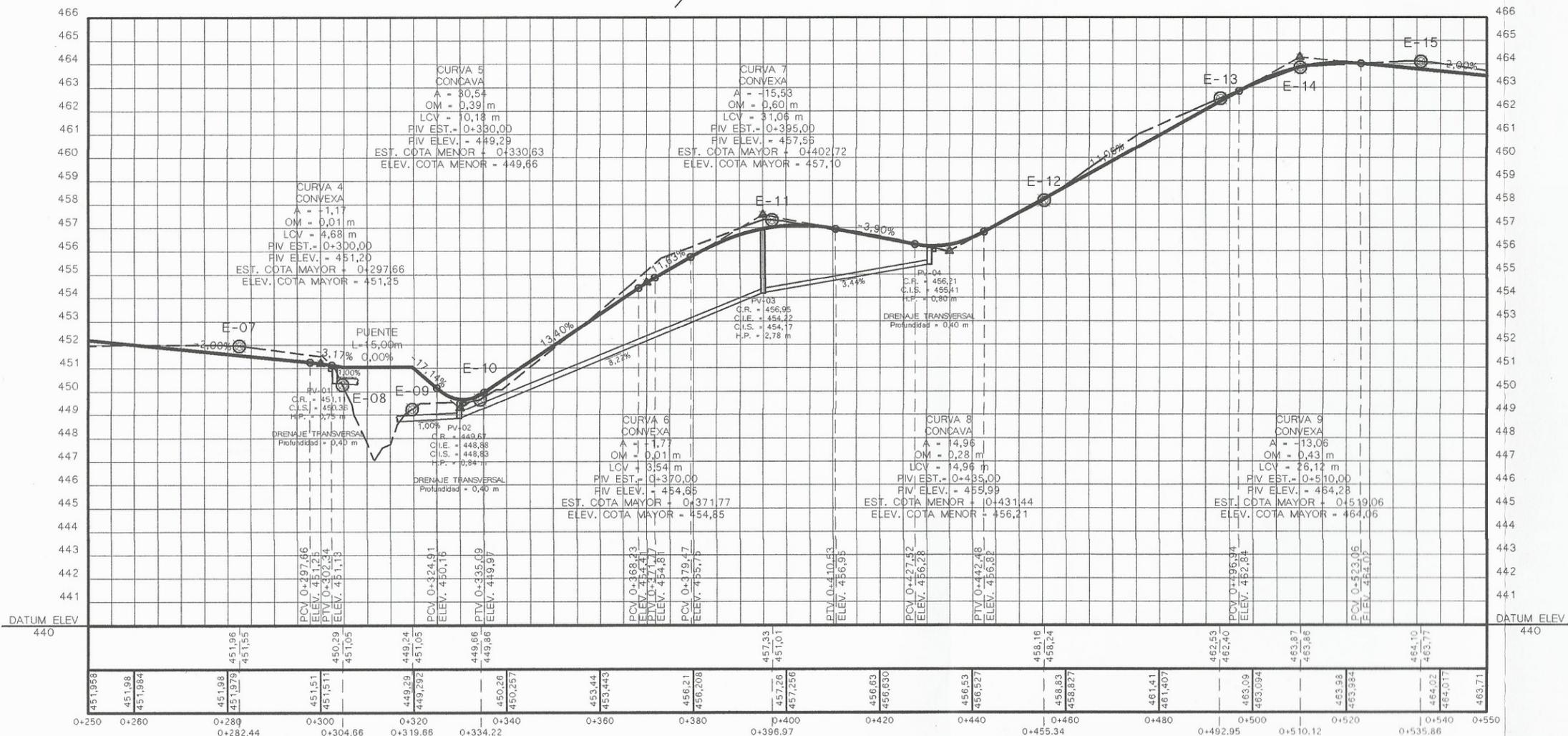
**CURVA 12**  
IZQUIERDA  
Δ = 37°33'55"  
G = 80°  
R = 14,32 m  
LC = 9,390 m  
St = 4,870 m  
CM = 9,220 m  
E = 0,805 m  
M = 0,762 m

### PLANTA DE 0+250 A 0+550

PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL

ESCALA: 1:500

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
E-01	NÚMERO DE ESTACIÓN EN PLANTA
0+000	CAMINAMIENTO HORIZONTAL
---	LÍNEA CENTRAL Y ANCHO DE VÍA
PC: 0+030,49	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL
PT: 0+035,38	PRINCIPIO DE TANGENTE HORIZONTAL
	PUENTE VEHICULAR L=15,00 m
	DRENAJE TRANSVERSAL
PV-01	POZO DE VISITA ALCANTARILLADO PLUVIAL
Δ	DEFLEXIÓN ANGULAR
G	GRADO DE CURVATURA
R	RADIO DE CURVA HORIZONTAL
LC	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL
St	SUB-TANGENTE
E	EXTERNAL
M	ORDENADA MEDIA
	PERFIL DEL TERRENO
	SUB-RASANTE REACONDICIONADA
-2,00%	PENDIENTE DE LA SUB-RASANTE
E-05	NÚMERO DE ESTACIÓN EN PERFIL
	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL (PCV)
	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL (PTV)
	PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL (PIV)
LCV	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
A	DIFERENCIA DE PENDIENTES
OM	ORDENADA MÁXIMA
	POZO DE VISITA ALCANTARILLADO PLUVIAL
	DRENAJE TRANSVERSAL
	DIRECCIÓN Y PENDIENTE DEL FLUJO
	TUBERÍA DE METAL CORRUGADO Ø=12"
C.R.	COTA DE RASANTE
C.I.E.	COTA INVERT DE ENTRADA
C.I.S.	COTA INVERT DE SALIDA
H.P.	ALTURA DEL POZO



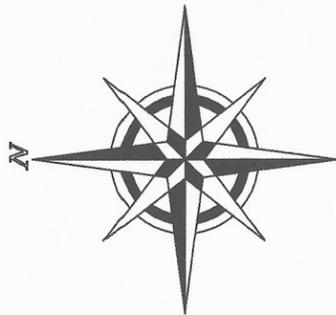
### PERFIL DE 0+250 A 0+550

PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL

ESCALA VERTICAL: 1:2500  
ESCALA HORIZONTAL: 1:500

Universidad de San Carlos de Guatemala  
Ing. Oscar Arguera Hernández  
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. - FACULTAD DE INGENIERÍA	
MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL	
DIBUJO: PA-103	CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL 0+250 A 0+550
DISEÑO: JULIO OCHOA	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ
CÁLCULO: JULIO OCHOA	
ESCALA: INDICADA	
FECHA: SEP. 2018	



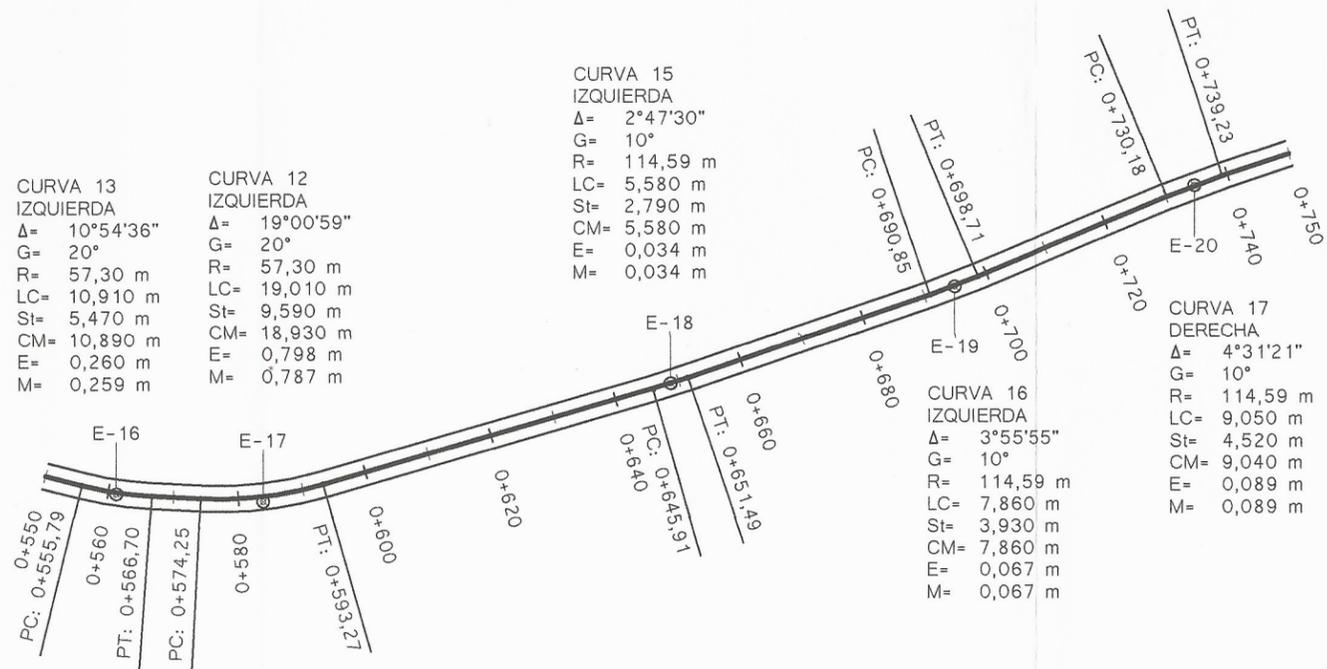
**CURVA 13**  
IZQUIERDA  
Δ= 10°54'36"  
G= 20°  
R= 57,30 m  
LC= 10,910 m  
St= 5,470 m  
CM= 10,890 m  
E= 0,260 m  
M= 0,259 m

**CURVA 12**  
IZQUIERDA  
Δ= 19°00'59"  
G= 20°  
R= 57,30 m  
LC= 19,010 m  
St= 9,590 m  
CM= 18,930 m  
E= 0,798 m  
M= 0,787 m

**CURVA 15**  
IZQUIERDA  
Δ= 2°47'30"  
G= 10°  
R= 114,59 m  
LC= 5,580 m  
St= 2,790 m  
CM= 5,580 m  
E= 0,034 m  
M= 0,034 m

**CURVA 16**  
IZQUIERDA  
Δ= 3°55'55"  
G= 10°  
R= 114,59 m  
LC= 7,860 m  
St= 3,930 m  
CM= 7,860 m  
E= 0,067 m  
M= 0,067 m

**CURVA 17**  
DERECHA  
Δ= 4°31'21"  
G= 10°  
R= 114,59 m  
LC= 9,050 m  
St= 4,520 m  
CM= 9,040 m  
E= 0,089 m  
M= 0,089 m

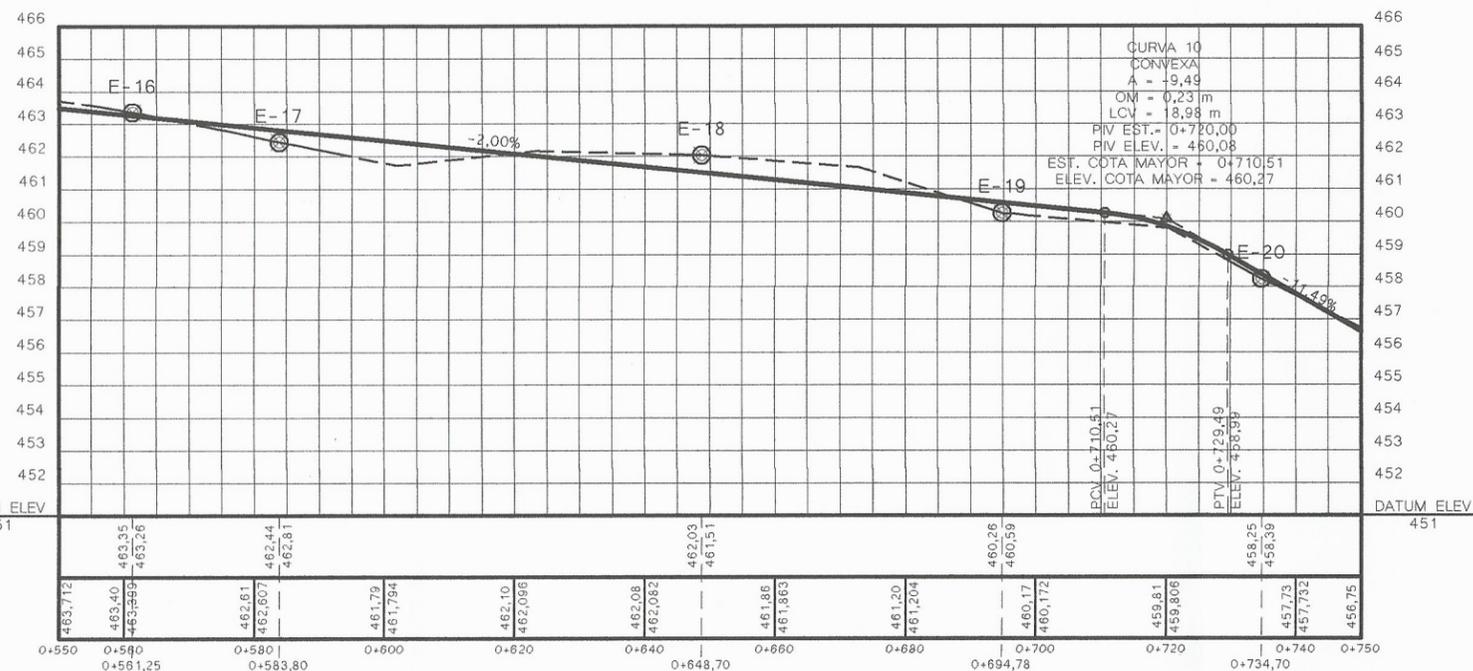


### PLANTA DE 0+550 A 0+750

PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL

ESCALA: 1:500

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
E-01—●	NÚMERO DE ESTACIÓN EN PLANTA
0+000	CAMINAMIENTO HORIZONTAL
=====	LÍNEA CENTRAL Y ANCHO DE VÍA
PC: 0+030,49	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL
PT: 0+035,38	PRINCIPIO DE TANGENTE HORIZONTAL
Δ	DEFLEXIÓN ANGULAR
G	GRADO DE CURVATURA
R	RADIO DE CURVA HORIZONTAL
LC	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL
St	SUB-TANGENTE
E	EXTERNAL
M	ORDENADA MEDIA
	PERFIL DEL TERRENO
	SUB-RASANTE REACONDICIONADA
-2,00%	PENDIENTE DE LA SUB-RASANTE
E-05 ●	NÚMERO DE ESTACIÓN EN PERFIL
○	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL (PCV)
○	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL (PTV)
△	PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL (PIV)
LCV	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
A	DIFERENCIA DE PENDIENTES
OM	ORDENADA MÁXIMA



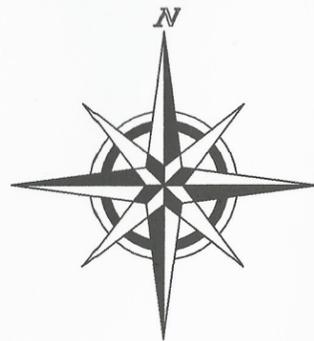
### PERFIL DE 0+550 A 0+750

PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL

ESCALA VERTICAL: 1:2500  
ESCALA HORIZONTAL: 1:500

*Ing. Oscar Arguera Hernández*  
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. - FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL	
DIBUJO: PA-104	CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL 0+550 A 0+750
DISEÑO: JULIO OCHOA	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ
CÁLCULO: JULIO OCHOA	
 JULIO JOSÉ OCHOA REYES	ESCALA: INDICADA FECHA: SEP. 2018
ING. ÓSCAR ARGUETA (ASESOR - SUPERVISOR)	



**CURVA 18**  
IZQUIERDA  
 $\Delta = 6^{\circ}03'36''$   
 $G = 10^{\circ}$   
 $R = 114,59 \text{ m}$   
 $LC = 12,120 \text{ m}$   
 $St = 6,060 \text{ m}$   
 $CM = 12,110 \text{ m}$   
 $E = 0,160 \text{ m}$   
 $M = 0,160 \text{ m}$

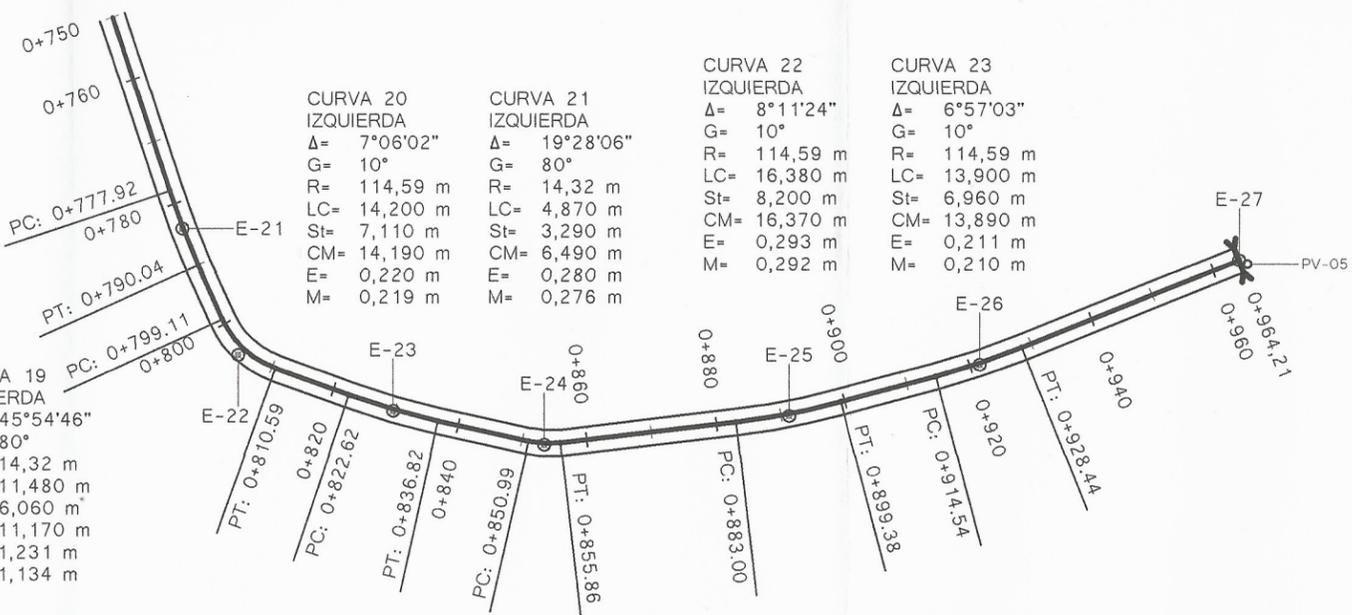
**CURVA 19**  
IZQUIERDA  
 $\Delta = 45^{\circ}54'46''$   
 $G = 80^{\circ}$   
 $R = 14,32 \text{ m}$   
 $LC = 11,480 \text{ m}$   
 $St = 6,060 \text{ m}$   
 $CM = 11,170 \text{ m}$   
 $E = 1,231 \text{ m}$   
 $M = 1,134 \text{ m}$

**CURVA 20**  
IZQUIERDA  
 $\Delta = 7^{\circ}06'02''$   
 $G = 10^{\circ}$   
 $R = 114,59 \text{ m}$   
 $LC = 14,200 \text{ m}$   
 $St = 7,110 \text{ m}$   
 $CM = 14,190 \text{ m}$   
 $E = 0,220 \text{ m}$   
 $M = 0,219 \text{ m}$

**CURVA 21**  
IZQUIERDA  
 $\Delta = 19^{\circ}28'06''$   
 $G = 80^{\circ}$   
 $R = 14,32 \text{ m}$   
 $LC = 4,870 \text{ m}$   
 $St = 3,290 \text{ m}$   
 $CM = 6,490 \text{ m}$   
 $E = 0,280 \text{ m}$   
 $M = 0,276 \text{ m}$

**CURVA 22**  
IZQUIERDA  
 $\Delta = 8^{\circ}11'24''$   
 $G = 10^{\circ}$   
 $R = 114,59 \text{ m}$   
 $LC = 16,380 \text{ m}$   
 $St = 8,200 \text{ m}$   
 $CM = 16,370 \text{ m}$   
 $E = 0,293 \text{ m}$   
 $M = 0,292 \text{ m}$

**CURVA 23**  
IZQUIERDA  
 $\Delta = 6^{\circ}57'03''$   
 $G = 10^{\circ}$   
 $R = 114,59 \text{ m}$   
 $LC = 13,900 \text{ m}$   
 $St = 6,960 \text{ m}$   
 $CM = 13,890 \text{ m}$   
 $E = 0,211 \text{ m}$   
 $M = 0,210 \text{ m}$

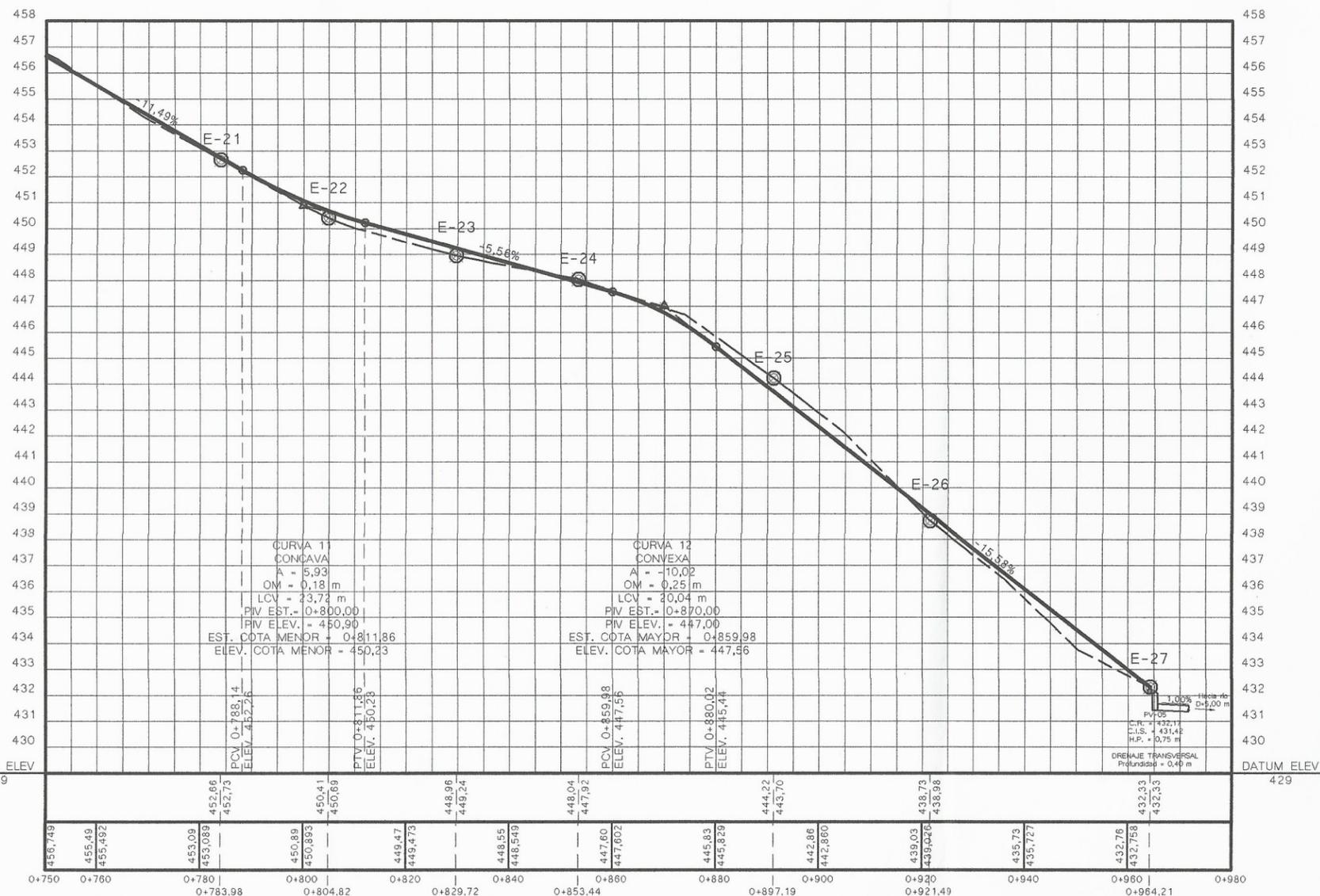


### PLANTA DE 0+750 A 0+964.21

PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL

ESCALA: 1:500

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
E-01	NÚMERO DE ESTACIÓN EN PLANTA
0+000	CAMINAMIENTO HORIZONTAL
---	LÍNEA CENTRAL Y ANCHO DE VÍA
PC: 0+030,49	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL
PT: 0+035,38	PRINCIPIO DE TANGENTE HORIZONTAL
---	PUENTE VEHICULAR L=15,00 m
---	DRENAJE TRANSVERSAL
PV-01	POZO DE VISITA ALCANTARILLADO PLUVIAL
$\Delta$	DEFLEXIÓN ANGULAR
G	GRADO DE CURVATURA
R	RADIO DE CURVA HORIZONTAL
LC	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL
St	SUB-TANGENTE
E	EXTERNAL
M	ORDENADA MEDIA
---	PERFIL DEL TERRENO
---	SUB-RASANTE REACONDICIONADA
-2.00%	PENDIENTE DE LA SUB-RASANTE
E-05	NÚMERO DE ESTACIÓN EN PERFIL
○	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL (PCV)
○	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL (PTV)
△	PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL (PIV)
LCV	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
A	DIFERENCIA DE PENDIENTES
OM	ORDENADA MÁXIMA
PV-01	POZO DE VISITA ALCANTARILLADO PLUVIAL
□	DRENAJE TRANSVERSAL
---	DIRECCIÓN Y PENDIENTE DEL FLUJO
---	TUBERÍA DE METAL CORRUGADO $\varnothing=12''$
C.R.	COTA DE RASANTE
C.I.E.	COTA INVERT DE ENTRADA
C.I.S.	COTA INVERT DE SALIDA
H.P.	ALTURA DEL POZO



### PERFIL DE 0+750 A 0+964.21

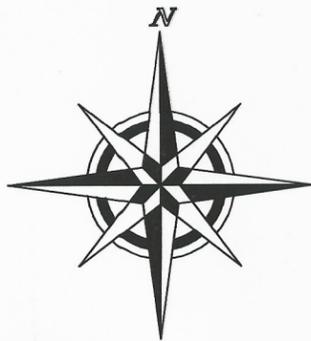
PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL

ESCALA VERTICAL: 1:2500  
ESCALA HORIZONTAL: 1:500

*Ing. Oscar Arguera Hernández*  
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería

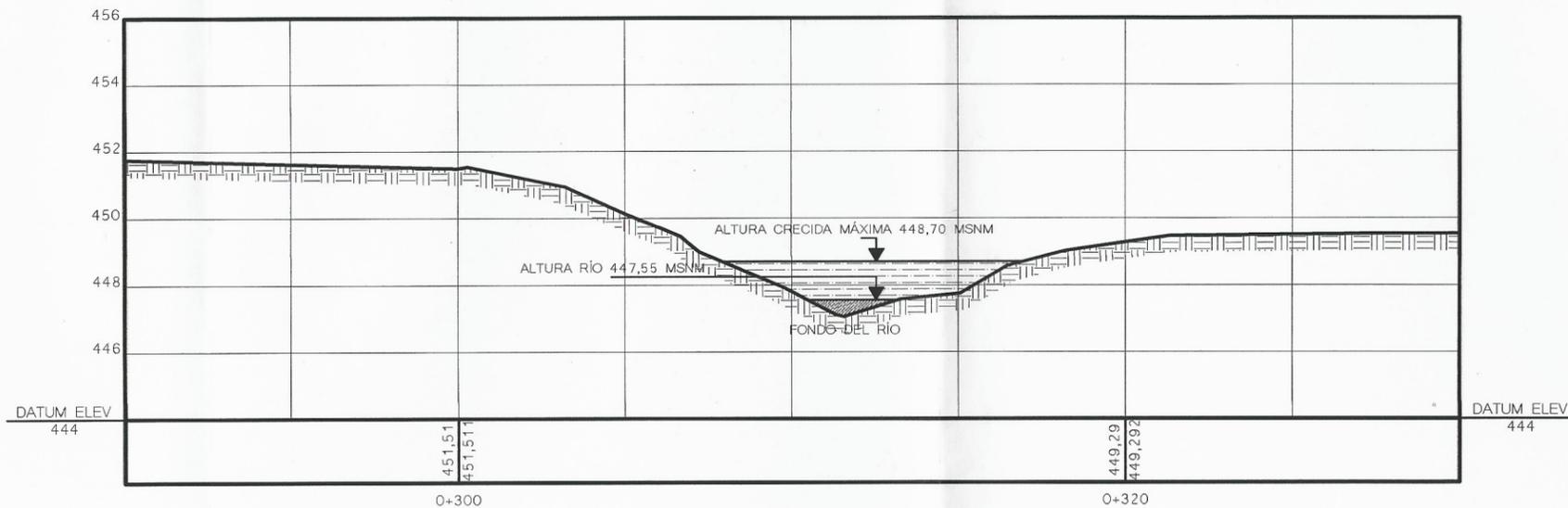
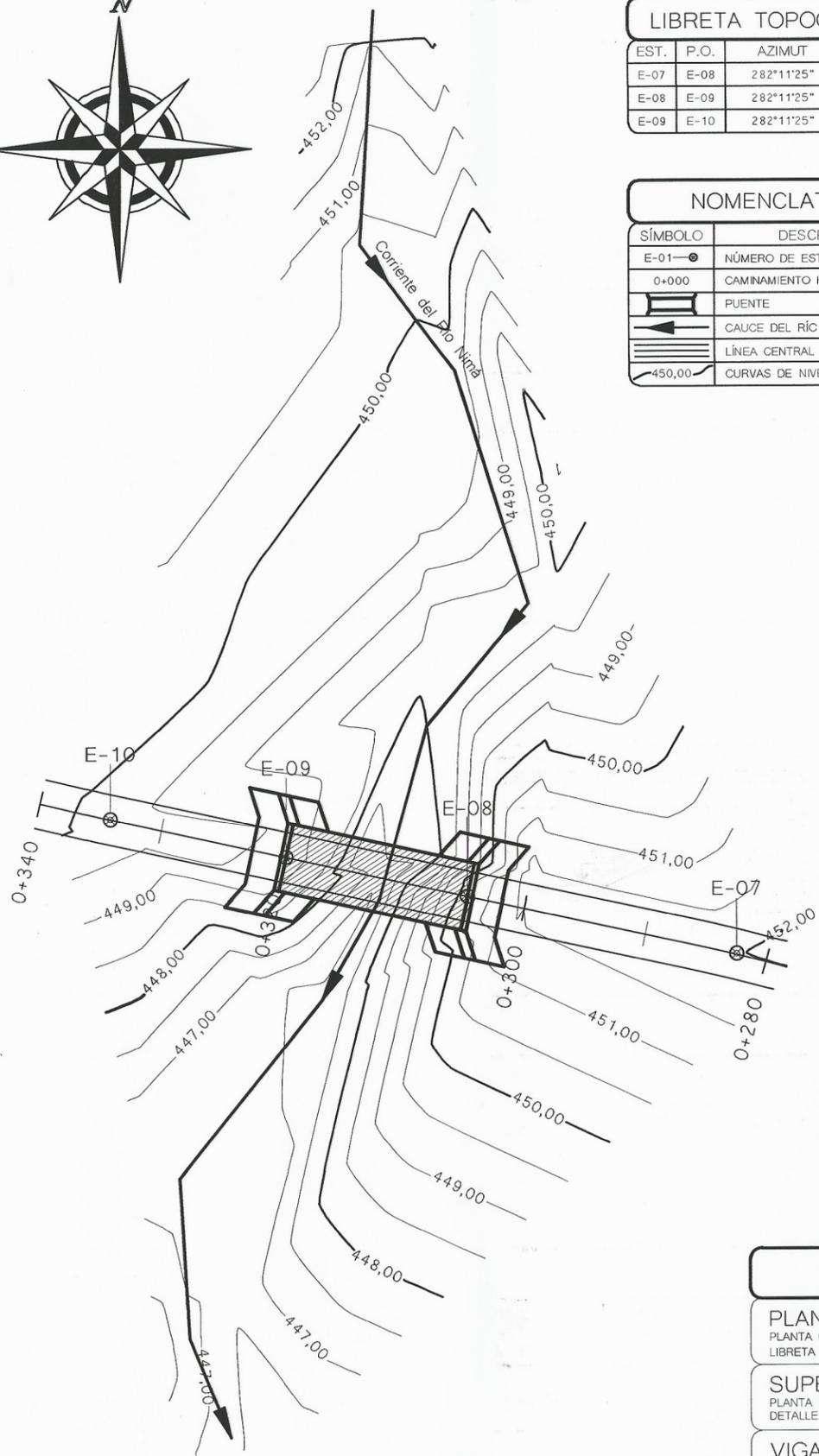
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. - FACULTAD DE INGENIERÍA	
MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL	
DIBUJO: PA-105	CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL 0+750 A 0+964,21
DISEÑO: JULIO OCHOA	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ
CÁLCULO: JULIO OCHOA	
JULIO OCHOA REYES	ING. ÓSCAR ARGUETA (ASESOR - SUPERVISOR)
ESCALA: INDICADA	FECHA: SEP. 2018





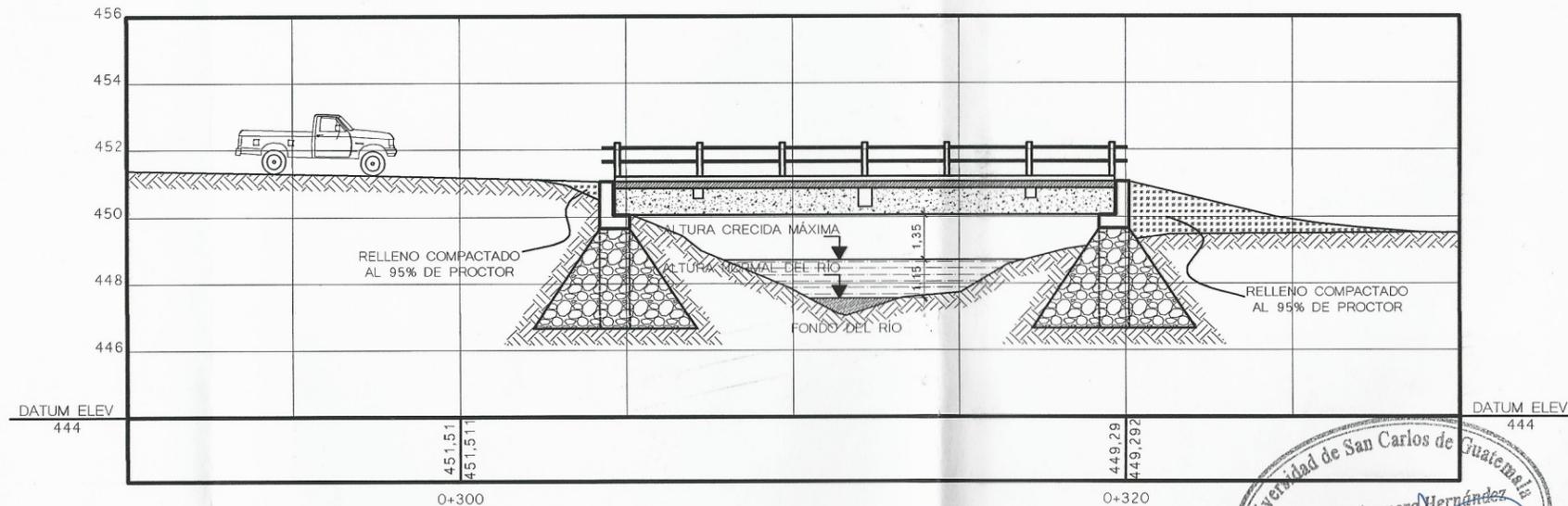
LIBRETA TOPOGRÁFICA			
EST.	P.O.	AZIMUT	DIST. HORIZ.
E-07	E-08	282°11'25"	22,21 m
E-08	E-09	282°11'25"	15,00 m
E-09	E-10	282°11'25"	14,56 m

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
E-01-●	NÚMERO DE ESTACIÓN
0+000	CAMINAMIENTO HORIZONTAL
	PUENTE
	CAUCE DEL RÍO
	LÍNEA CENTRAL Y ANCHO DE VÍA
450,00	CURVAS DE NIVEL



PERFIL DEL TERRENO  
PUENTE VEHICULAR

ESCALA VERTICAL: 1:100  
ESCALA HORIZONTAL: 1:100



PUENTE SOBRE PERFIL DEL TERRENO  
PUENTE VEHICULAR

ESCALA VERTICAL: 1:100  
ESCALA HORIZONTAL: 1:100



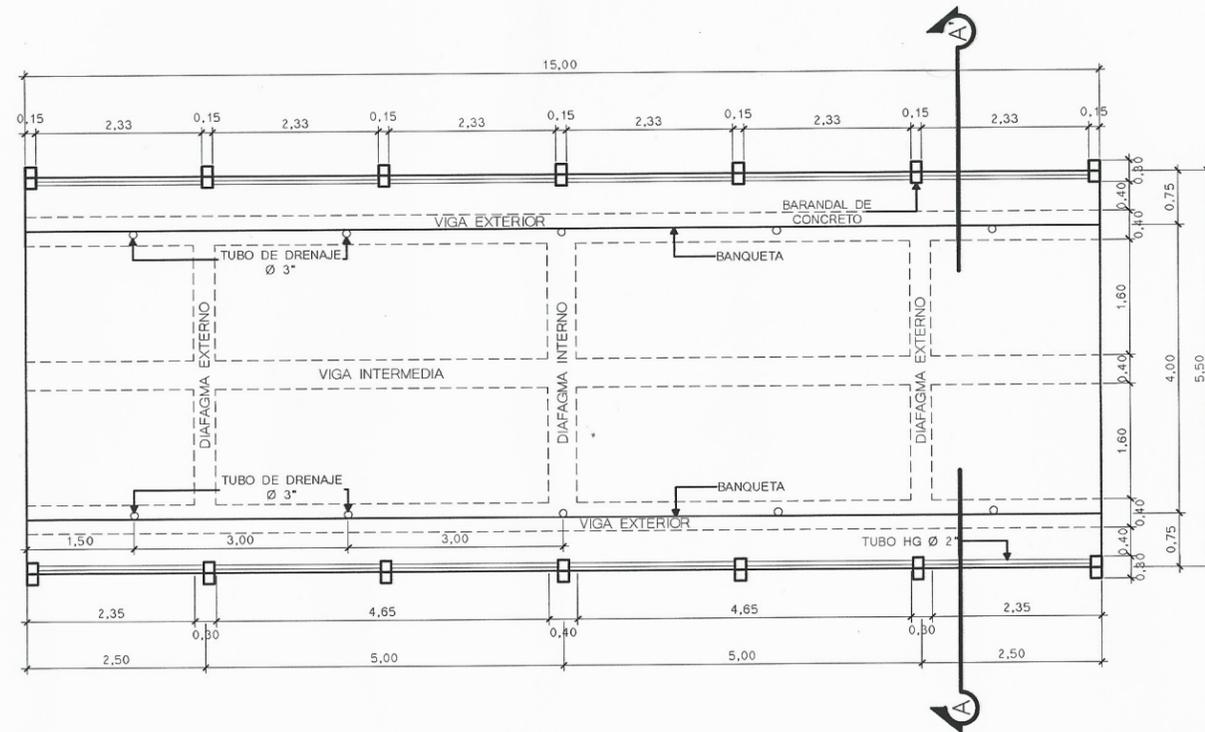
ÍNDICE DE PLANOS

200 PUENTE VEHICULAR	
<b>PLANTA GENERAL Y PERFILES</b> PLANTA GENERAL INDICANDO UBICACIÓN DEL PUENTE, CURVAS DE NIVEL, LIBRETA TOPOGRÁFICA, PERFIL DEL TERRENO Y PUENTE SOBRE PERFIL.	<b>PV-201</b>
<b>SUPERESTRUCTURA</b> PLANTA DE CONJUNTO, GEOMETRÍA DE LA SUPERESTRUCTURA, PLANTA Y DETALLE DE REFUERZO.	<b>PV-202</b>
<b>VIGAS PRINCIPALES</b> DIMENSIONES, DETALLE DE ACERO PRINCIPAL, ESTRIBOS Y ESLABONES PARA VIGA INTERMEDIA Y EXTERIOR.	<b>PV-203</b>
<b>ELEMENTOS DE SUPERESTRUCTURA</b> DIMENSIONES Y ARMADO DE DIAFRAGMA INTERIOR, DIAFRAGMA EXTERIOR, BARANDAL, PROTECCIÓN DE ENTRADA, CORTINA Y VIGA DE APOYO.	<b>PV-204</b>
<b>SUBESTRUCTURA</b> PLANTA DE CONJUNTO, PLANTA DE CIMENTACIÓN, DIMENSIONES Y DETALLE DE ESTRIBOS, ELEVACIÓN LATERAL DE PUENTE.	<b>PV-205</b>
<b>100 PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL</b>	
<b>200 PUENTE VEHICULAR</b>	

PLANTA GENERAL  
PUENTE VEHICULAR

ESCALA: 1:250

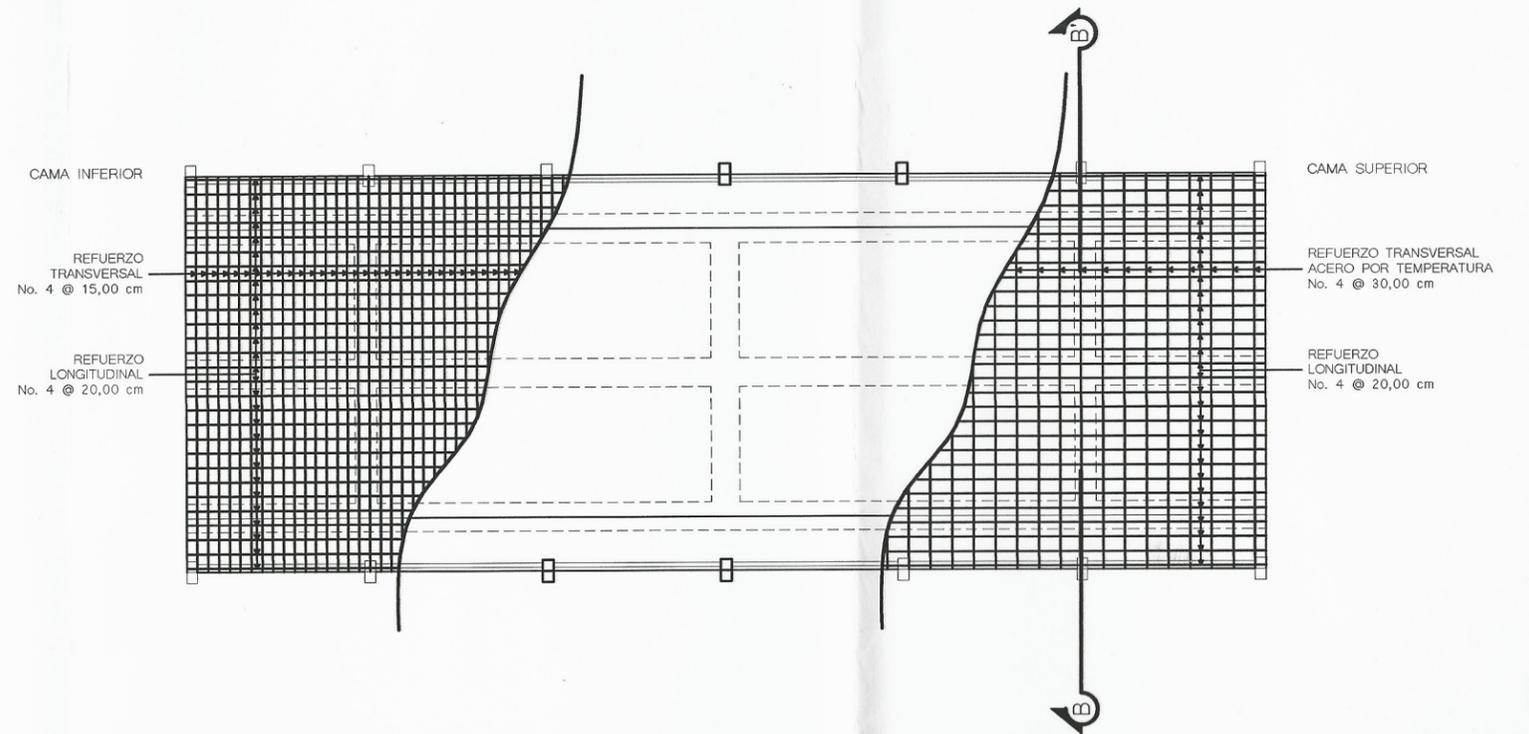
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. - FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
<b>PUENTE VEHICULAR</b>	
DIBUJO: PA-201	CONTENIDO: PLANTA GENERAL Y PERFILES
DISEÑO: JULIO OCHOA	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ
CÁLCULO: JULIO OCHOA	ESCALA: INDICADA
JULIO OCHOA REYES	ING. OSCAR ARGUETA (ASESOR - SUPERVISOR) FECHA: SEP. 2019



PLANTA DE CONJUNTO

PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

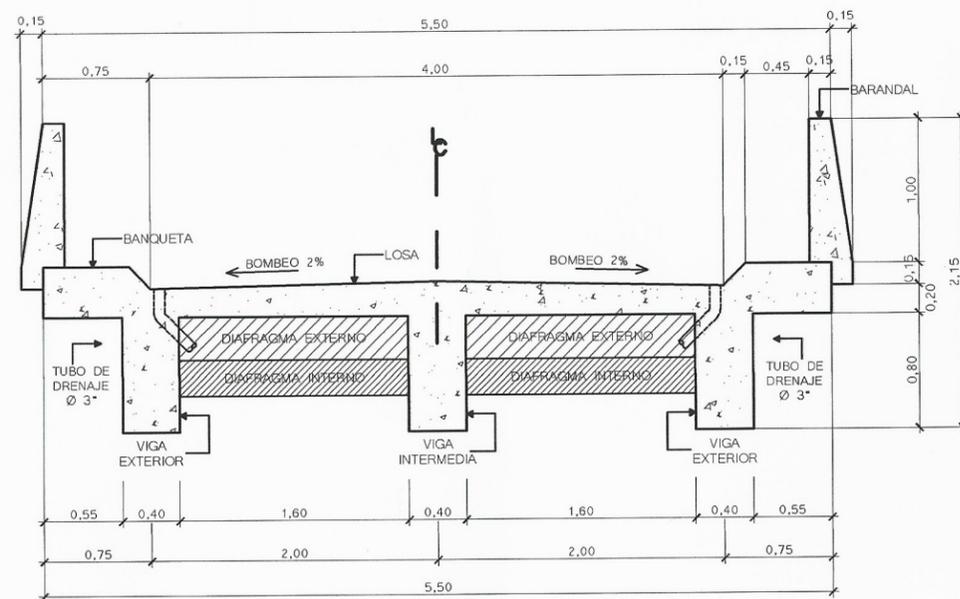
ESCALA: 1:50



PLANTA DE ARMADO DE LOSA

PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

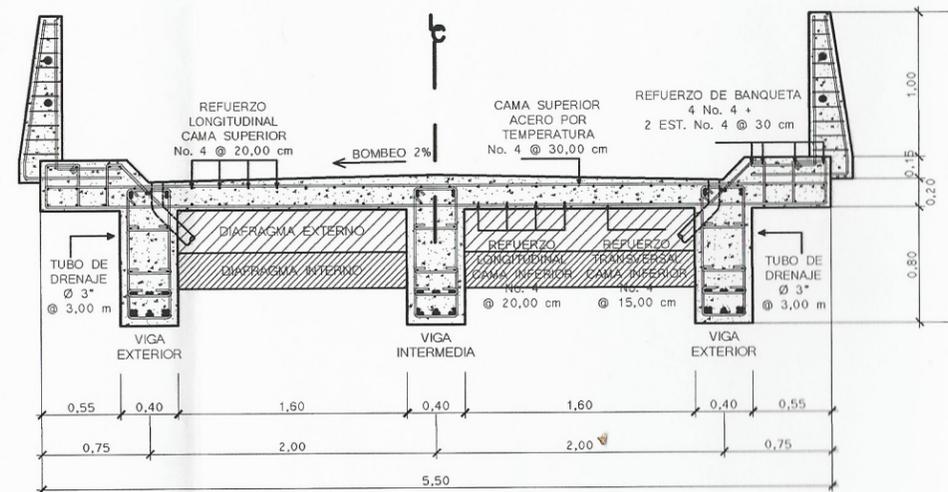
ESCALA: 1:50



SECCIÓN A-A'

PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

ESCALA: 1:25



SECCIÓN B-B'

PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

ESCALA: 1:25

NOTAS GENERALES

VALORES DE LOS ASENTAMIENTOS:

SE VERIFICARÁ LA CONSISTENCIA DEL CONCRETO FRESCO MEDIANTE ENSAYOS DE ASENTAMIENTO, POR EL MÉTODO DE CONO DE ABRAHMS CON LA SIGUIENTE FRESCURA COMO MÍNIMO:

- AL INICIAR LAS OPERACIONES DE FUNDACIÓN
- 1 VEZ DURANTE EL DÍA
- CADA VEZ QUE SE MOLDEEN PROBETAS PARA ENSAYOS DE RESISTENCIA

EL CONCRETO COMPACTADO CON VIBRACIÓN INTERNA DE ALTA FRECUENCIA, VIBRADO O APISONADO TENDRÁ UN ASENTAMIENTO MÁXIMO DE 4" O 10,00 cm

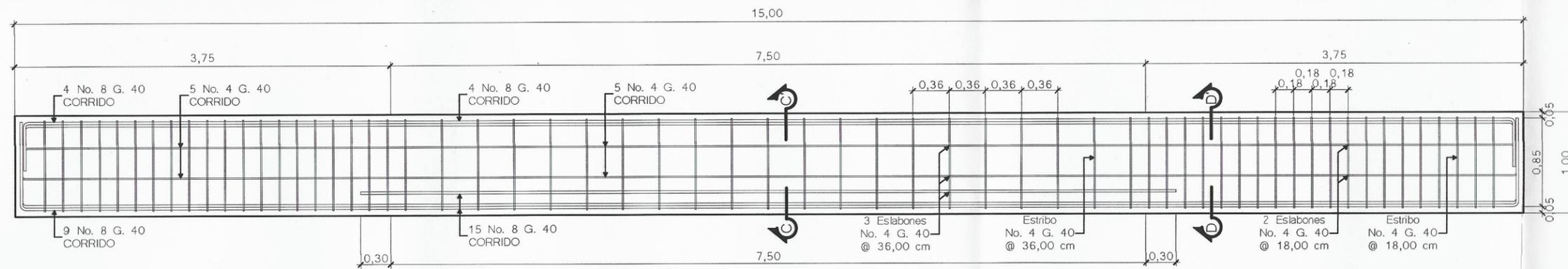
FRECUENCIA DE HECHURA DE PROBETAS Y ENSAYOS:

DEBERÁ CUMPLIRSE CON LO SIGUIENTE:

- LAS PROBETAS DE CONCRETO DEBEN SER EJECUTADAS DE ACUERDO A LA NORMA ASTM APLICABLE, DEBERÁN CONFECCIONARSE UN MÍNIMO DE OCHO PROBETAS POR CADENA DE FUNDICIÓN Y POR CADA TIPO DE CONCRETO
- DOS PROBETAS SERÁN ENSAYADAS A LOS 7 DÍAS Y LOS 14 DÍAS
- UNA PROBETA SERÁ ENSAYADA A LOS 28 DÍAS

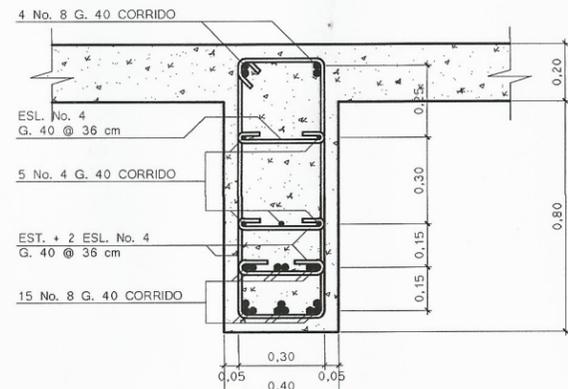


<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. - FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ</p>	
<p>PUENTE VEHICULAR</p>	
<p>DIBUJO: PA-202</p>	<p>CONTENIDO: SUPERESTRUCTURA</p>
<p>DISEÑO: JULIO OCHOA</p>	<p>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ</p>
<p>CÁLCULO: JULIO OCHOA</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>
<p>JULIO OCHOA REYES</p>	<p>ING. OSCAR ARGUETA (ASESOR - SUPERVISOR)</p>
<p>FECHA: SEP. 2019</p>	



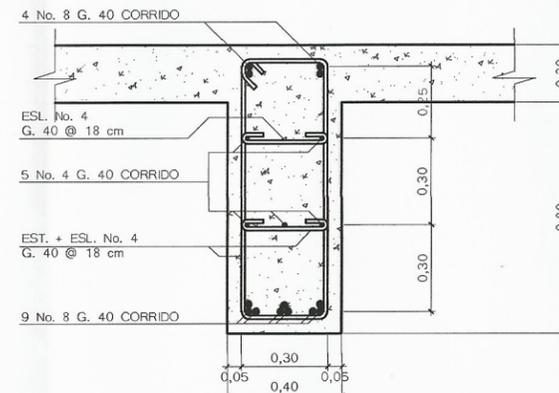
VIGA INTERMEDIA  
PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

ESCALA: 1:25



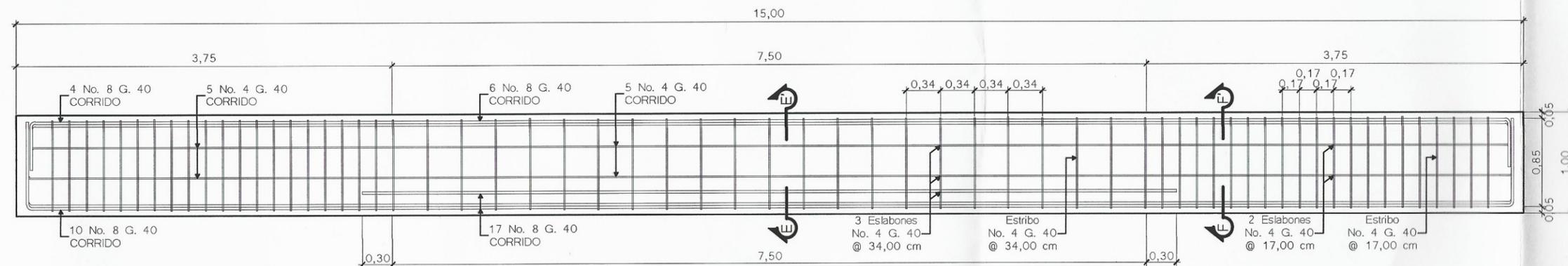
SECCIÓN C-C'  
PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

ESCALA: 1:12.5



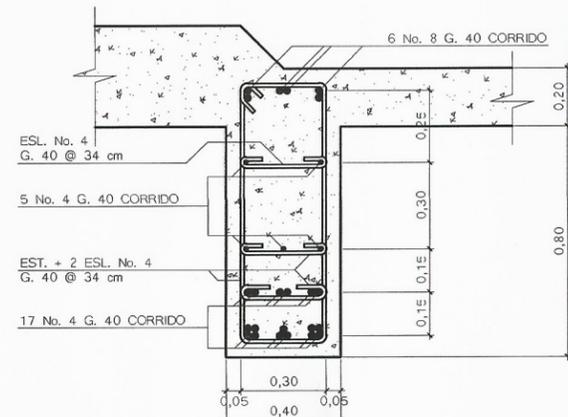
SECCIÓN D-D'  
PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

ESCALA: 1:12.5



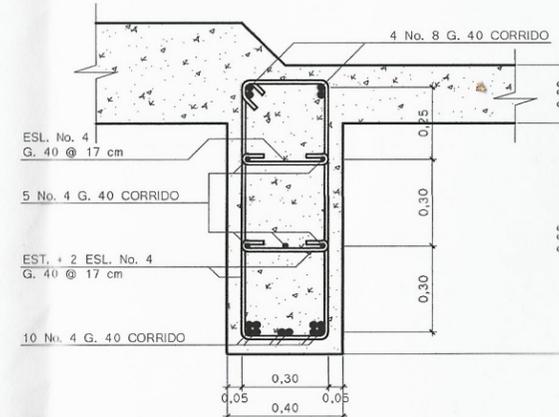
VIGA EXTERIOR  
PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

ESCALA: 1:25



SECCIÓN E-E'  
PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

ESCALA: 1:12.5



SECCIÓN F-F'  
PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

ESCALA: 1:12.5

CRITERIOS PARA DISEÑO

REGLAMENTOS Y CÓDIGOS:

DISEÑO DE PUENTES	AASHTO
ACERO ESTRUCTURAL	ACI 318-11
ACERO DE REFUERZO	ACI 318-11
CONCRETO	ACI 318-11
CARGAS	AASHTO

ESPECIFICACIONES AASHTO:

SOBRECARGA EJE MÁS PESADO (AASHTO H 15-44)	12 000,00 Lb.
LUZ DE DISEÑO ENTRE EJES DE VIGAS (AASHTO 1.3.2)	2,00 m
INCREMENTO DE CARGA DE IMPACTO (AASHTO 3.8.2.1)	29,00%
COLOCACIÓN DE DIAFRAGMAS (AASHTO 1.7.4 D)	5,00 m
COEFICIENTE DE SISMO (AASHTO 3.21)	8,00%

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES:

ESFUERZO DE COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS	$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
ESFUERZO DE CEDENCIA EN EL ACERO DE REFUERZO	$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$

CEMENTO:

SE UTILIZARÁ SOLO CEMENTO DEL TIPO UGC QUE SATISFAGA LA NORMA ASTM C-150 Y SECCIÓN 3.2 DEL ACI 318-11 EN SU CAPÍTULO 5 "CALIDAD DEL CONCRETO".

AGREGADOS:

EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERÁ SUPERIOR A:

- A) 1/5 DE LA SEPARACIÓN MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA FORMALETA.
- B) 3/4 DEL ESPACIAMIENTO MÍNIMO LIBRE ENTRE VARILLAS DE REFUERZO.

AGREGADO DE 1/2" O AGREGADO DE 3/4" PARA CIMENTACIÓN CON APROBACIÓN DEL SUPERVISOR.

AGUA:

DEBERÁ UTILIZARSE AGUA LIMPIA LIBRE DE SUSTANCIAS QUE PUEDAN SER NOCIVAS AL CONCRETO O AL ACERO.

LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO EN NINGÚN CASO EXCEDERÁ DE:

- A) PARA CONCRETO EXPUESTO AL AIRE, A LA INTEMPERIE, CLIMA LLUVIOSO O SEMI-ÁRIDO POR DEBAJO DE 0,53.
- B) FUNDICIONES DE CONCRETO Y OTRAS ESTRUCTURAS ENTERRADAS O EN CONTACTO CON AGUAS O SUELOS HÚMEDOS NO AGRESIVOS, POR DEBAJO DE 0,50.

ACERO DE REFUERZO:

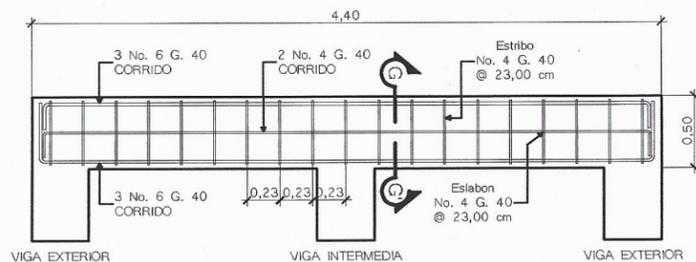
LAS BARRAS DE ACERO UTILIZADAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO DEBERÁN CUMPLIR CON LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS EN EL CÓDICO ACI 318-11, SECCIÓN 3.5

EL ACERO SEÁ DE CALIDAD ASTM A-615 CON UN LÍMITE DE FLUENCIA CONVENCIONAL  $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$  DE CONFORMACIÓN SUPERFICIAL CORRUGADA GRADO 40.

DEBERÁ OBSERVARSE QUE LAS BARRAS A EMPLEAR PRESENTEN SU SUPERFICIE LIBRE DE CORROSIÓN, GRIETAS, SOLDADURAS O CUALQUIER OTRO DEFECTO QUE PUEDA AFECTAR SUS CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS.



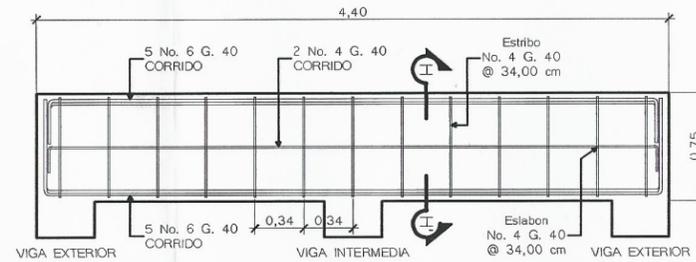
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. - FACULTAD DE INGENIERÍA	
MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
PUENTE VEHICULAR	
DIBUJO: PA-203	CONTENIDO: VIGAS PRINCIPALES
DISEÑO: JULIO OCHOA	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ
CÁLCULO: JULIO OCHOA	
 JULIO OCHOA REYES      ING. OSCAR ARGUETA (ASESOR - SUPERVISOR)	
ESCALA: INDICADA	FECHA: SEP. 2019



### DIAFRAGMA EXTERIOR

PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

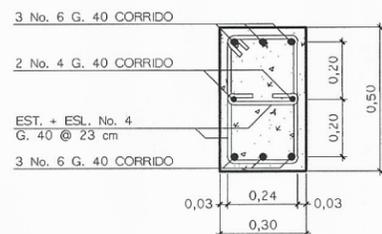
ESCALA: 1:25



### DIAFRAGMA INTERIOR

PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

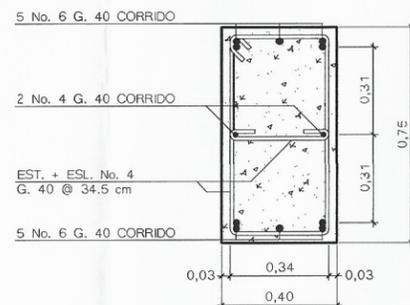
ESCALA: 1:25



### SECCIÓN G-G'

PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

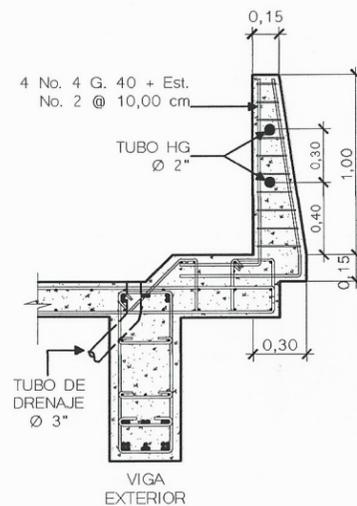
ESCALA: 1:12,5



### SECCIÓN H-H'

PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

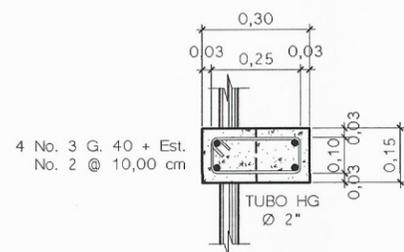
ESCALA: 1:12,5



### BARANDAL DE CONCRETO

PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

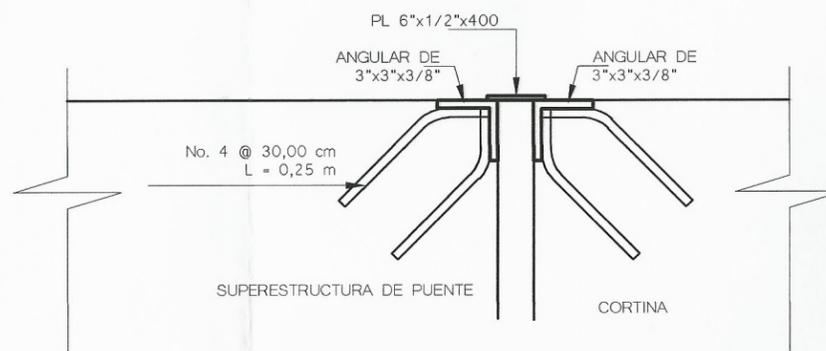
ESCALA: 1:20



### DETALLE DE BARANDAL

PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

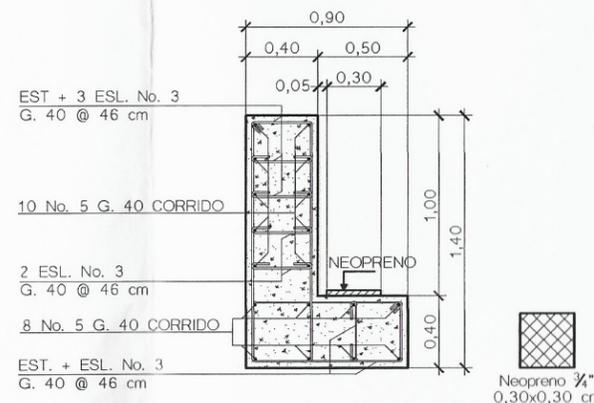
ESCALA: 1:10



### PROTECCIÓN DE ENTRADA

PUENTE VEHICULAR: SUPERESTRUCTURA

ESCALA: 1:5



### CORTINA Y VIGA DE APOYO

PUENTE VEHICULAR: SUBESTRUCTURA

ESCALA: 1:20

## ESPECIFICACIONES GENERALES PARA MATERIALES

**DIMENSIONES:**  
TODAS LAS DIMENSIONES DEL PUENTE ESTÁN EN EL SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES DADAS EN METROS.

**RECUBRIMIENTOS:**  
PARA LA LOSA EN SUPERFICIE DE RODADURA ES DE 5,00 cm.  
PARA VIGAS EN CUALQUIER SENTIDO 5,00 cm.  
LO DEMÁS SERÁ DE 2,50 cm.

**ACERO DE REFUERZO:**  
SE USARÁ ACERO DE REFUERZO  $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$  DE GRADO 40 (40 000 psi) EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS.

**EMPALMES:**  
SERÁN DE 20 DIÁMETROS, SALVO EN VIGAS QUE TENGAS MÁS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO LAS BARRAS, EN CUYO CASO DEBERÁN TENER 35 DIÁMETROS, SIEMPRE DEBEN ESTAR SUJETOS CON ALAMBRE DE AMARRE.

**FORMALETAS:**  
LAS FORMALETAS, YA SEA DE MADERA, METAL O PLÁSTICA DEBEN SER LISAS Y HERMÉTICAS AL CONCRETO, DISEÑADAS Y CONSTRUIDAS SÓLIDAMENTE CON LA RIGIDEZ SUFICIENTE PARA EVITAR DISTORSIONES DEBIDAS A LA PRESIÓN DEL CONCRETO.

**CONCRETO:**  
EN TODOS LOS ELEMENTOS SE UTILIZARÁ CONCRETO  $f_c = 4000 \text{ psi} = 281 \text{ kg/cm}^2$  A LOS 28 DÍAS, LA PROPORCIÓN DEL CONCRETO SERÁ 1:2:3 Y UN AGREGADO GRUESO DE  $\frac{3}{4}$ ", CON UN AGREGADO FINO LAVADO LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICO.

**AGREGADO PARA CONCRETO:**  
LOS AGREGADOS SE DEBEN MANEJAR Y ALMACENAR TRATANDO EN LO POSIBLE DE MANTENER LA UNIFORMIDAD DE SU GRADUACIÓN (GRANULOMETRÍA) Y SU GRADO DE HUMEDAD, EVITANDO LA SEGREGACIÓN Y CONTAMINACIÓN CON MATERIALES EXTRAÑOS.

**CONCRETO CICLÓPEO:**  
UTILIZAR PIEDRA PARTIDA O CANTO RODADO CON DIÁMETRO NO MAYOR A 300 mm, DE PREFERENCIA EN SU ESTADO NATURAL, DE BUENA CALIDAD Y LIMPIA COMBINADO CON UN CEMENTO DE 4000 psi.

LA PROPORCIÓN EN VOLUMEN PARA UN  $\text{m}^3$  DEBE SER 7 SACOS DE CEMENTO,  $0,32 \text{ m}^3$  DE AGREGADO FINO,  $0,48 \text{ m}^3$  DE AGREGADO GRUESO Y  $0,32 \text{ m}^3$  DE PIEDRA BOLA.

LA PIEDRA DEBE COLOCARSE A MANO SIN DEJARLA CAER PARA NO DAÑAR LAS FORMALETAS.

**AGUA:**  
EL AGUA PARA MEZCLADO Y CURADO DEL CONCRETO DEBE SER LIMPIA Y LIBRE DE CANTIDADES PERJUDICIALES DE ACEITES, ÁCIDOS, MATERIAL ORGÁNICO Y OTRAS SUSTANCIAS QUE PUEDAN SER NOCIVAS AL CONCRETO O AL ACERO.

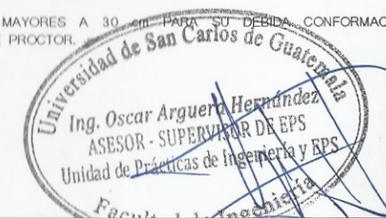
**PREPARACIÓN DE CONCRETO:**  
TODA PREPARACIÓN DE CONCRETO SERÁ CON CONCRETERA Y DEBIDAMENTE CONTROLADA POR EL SUPERVISOR.

**NEOPRENO:**  
LA UNIÓN ENTRE LAS PLANCHAS DE NEOPRENO Y LAS PLACAS METÁLICAS DEBERÁN HACERSE CON UN PEGAMENTO ESPECIAL QUE EVITE SU SEPARACIÓN.

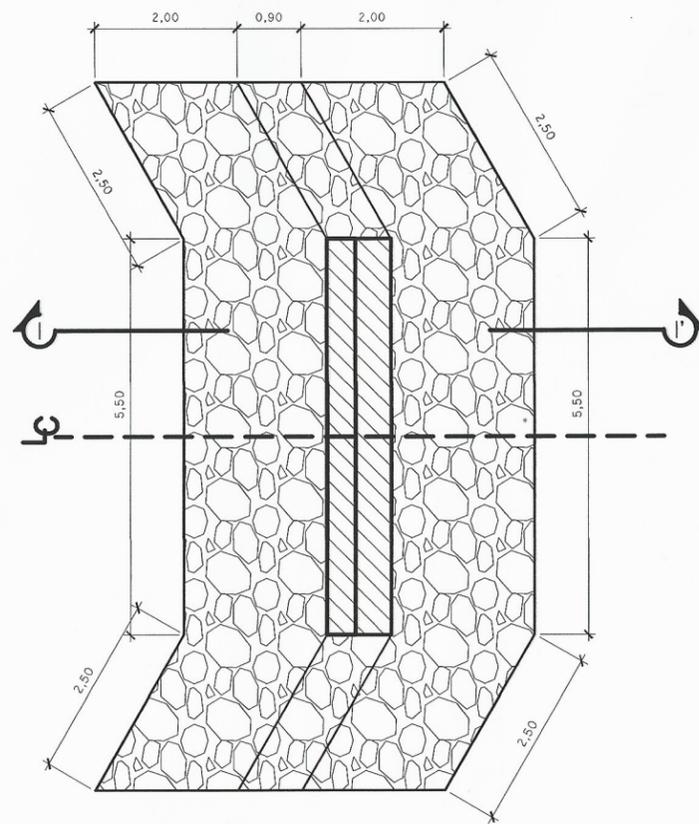
LAS DIMENSIONES SERÁN COMO SE INDICA EN LOS DETALLES, CON UNA DUREZA 60.

LOS APOYOS DE NEOPRENO DEBEN COLOCARSE EN UNA SOLA ENVOLTURA CONTENIENDO TANTO LAS PLACAS DE NEOPRENO COMO LAS PLACAS METÁLICAS QUE LAS SEPARAN.

**RELLENO:**  
DEBE COLOCARSE EN CAPAS NO MAYORES A 30 cm PARA SU DEBIDA CONFORMACIÓN, PRESENTANDO UN MÍNIMO DE 90% DE PROCTOR.

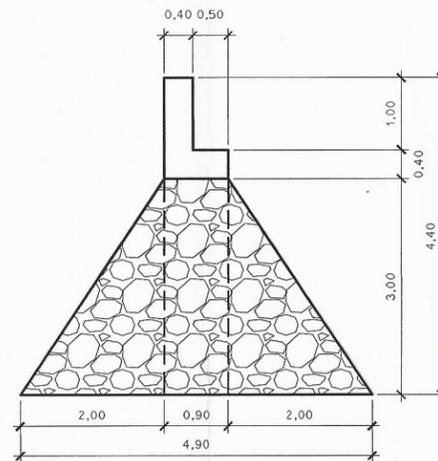


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. - FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
<b>PUENTE VEHICULAR</b>	
DIBUJO: PA-204	CONTENIDO: ELEMENTOS DE SUPERESTRUCTURA
DISEÑO: JULIO OCHOA	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ
CÁLCULO: JULIO OCHOA	ESCALA: INDICADA
 JULIO OCHOA REYES	INGENIERO ING. OSCAR ARGUETA (ASESOR - SUPERVISOR)
FECHA: SEP. 2019	



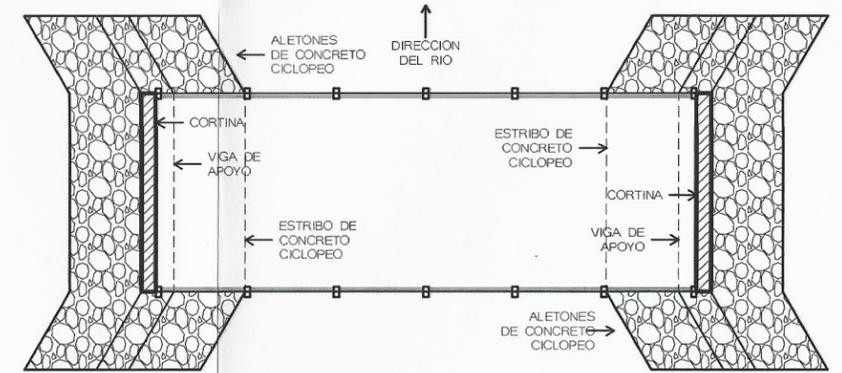
**ESTRIBO**  
PUENTE VEHICULAR: SUBESTRUCTURA

ESCALA: 1:50



**SECCIÓN I-I'**  
PUENTE VEHICULAR: SUBESTRUCTURA

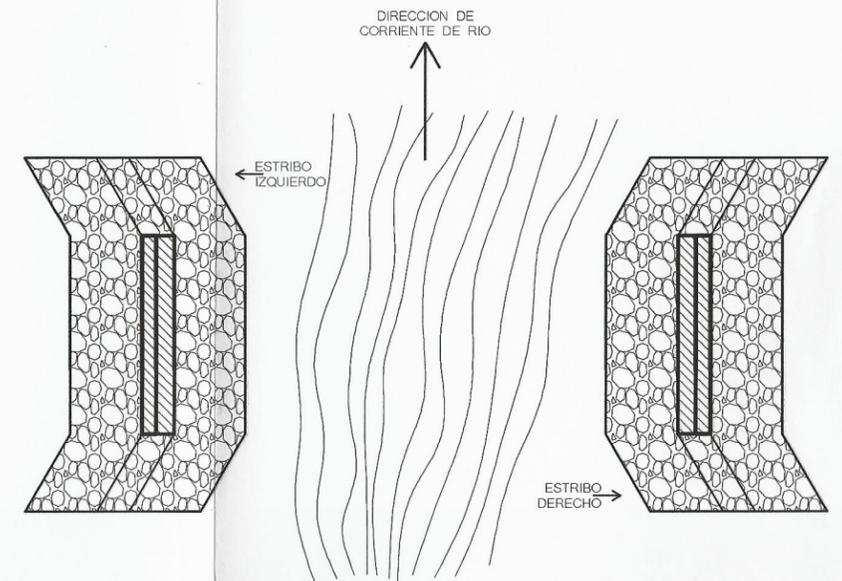
ESCALA: 1:50



**PLANTA DE CONJUNTO**

PUENTE VEHICULAR: SUBESTRUCTURA

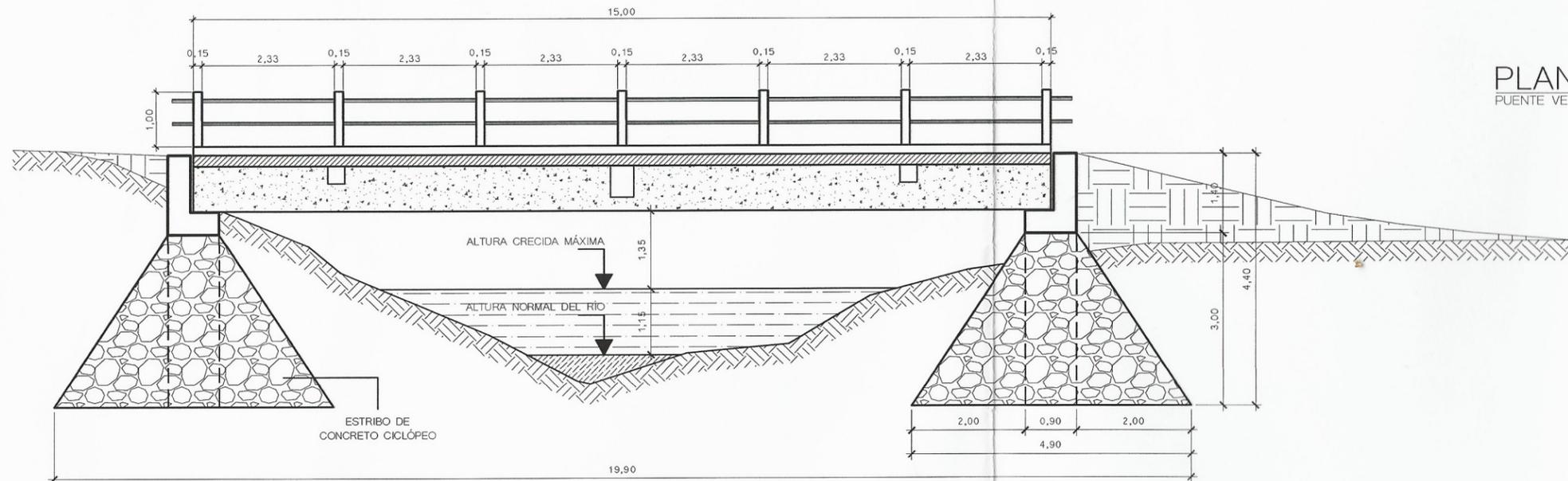
ESCALA: 1:100



**PLANTA DE CIMENTACIÓN**

PUENTE VEHICULAR: SUBESTRUCTURA

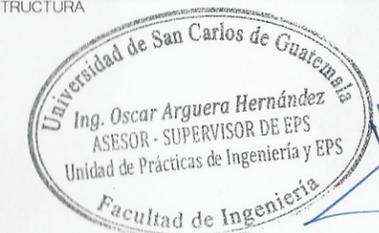
ESCALA: 1:100



**ELEVACIÓN LATERAL DE PUENTE**

PUENTE VEHICULAR

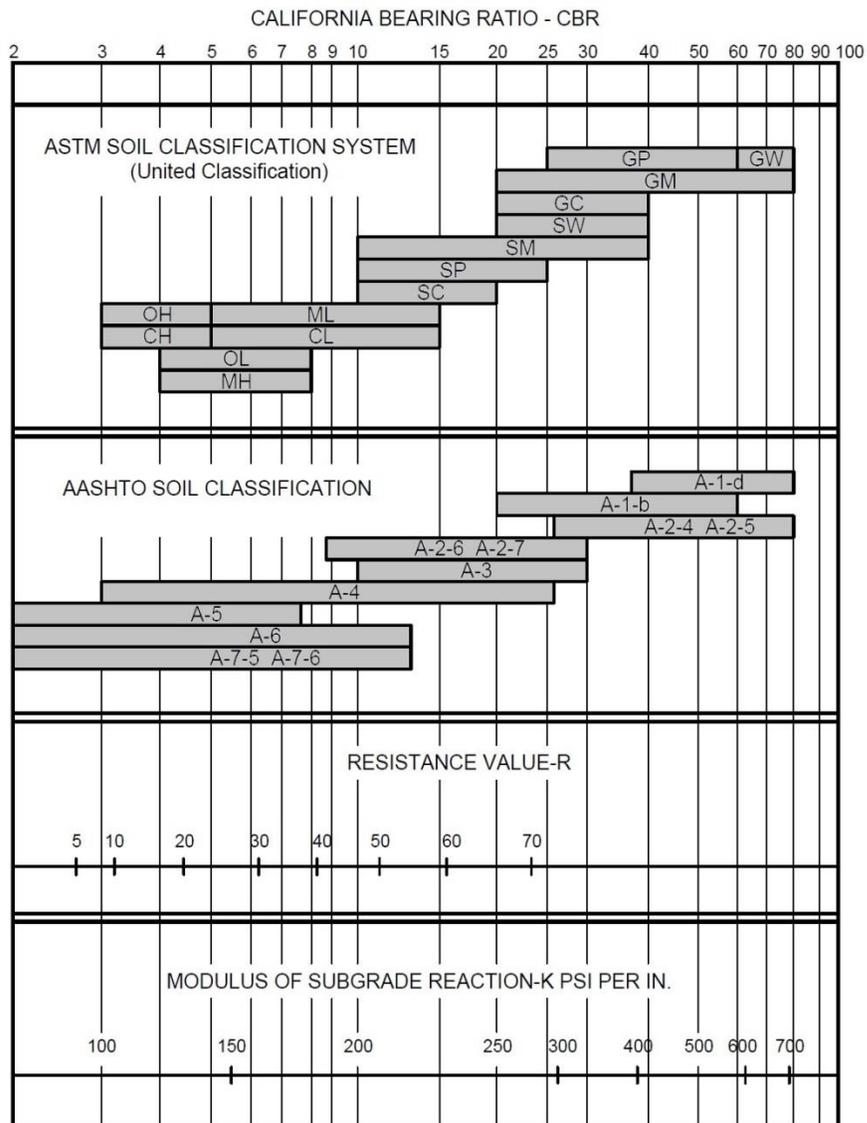
ESCALA: 1:50



 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. - FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
<b>PUENTE VEHICULAR</b>	
DIBUJO: PA-205	CONTENIDO: SUBESTRUCTURA
DISEÑO: JULIO OCHOA	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACIÓN DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ
CÁLCULO: JULIO OCHOA	ESCALA: INDICADA
 JULIO OCHOA REYES	INGENIERO OSCAR ARGUETA (ASESOR - SUPERVISOR) FECHA: SEP. 2019

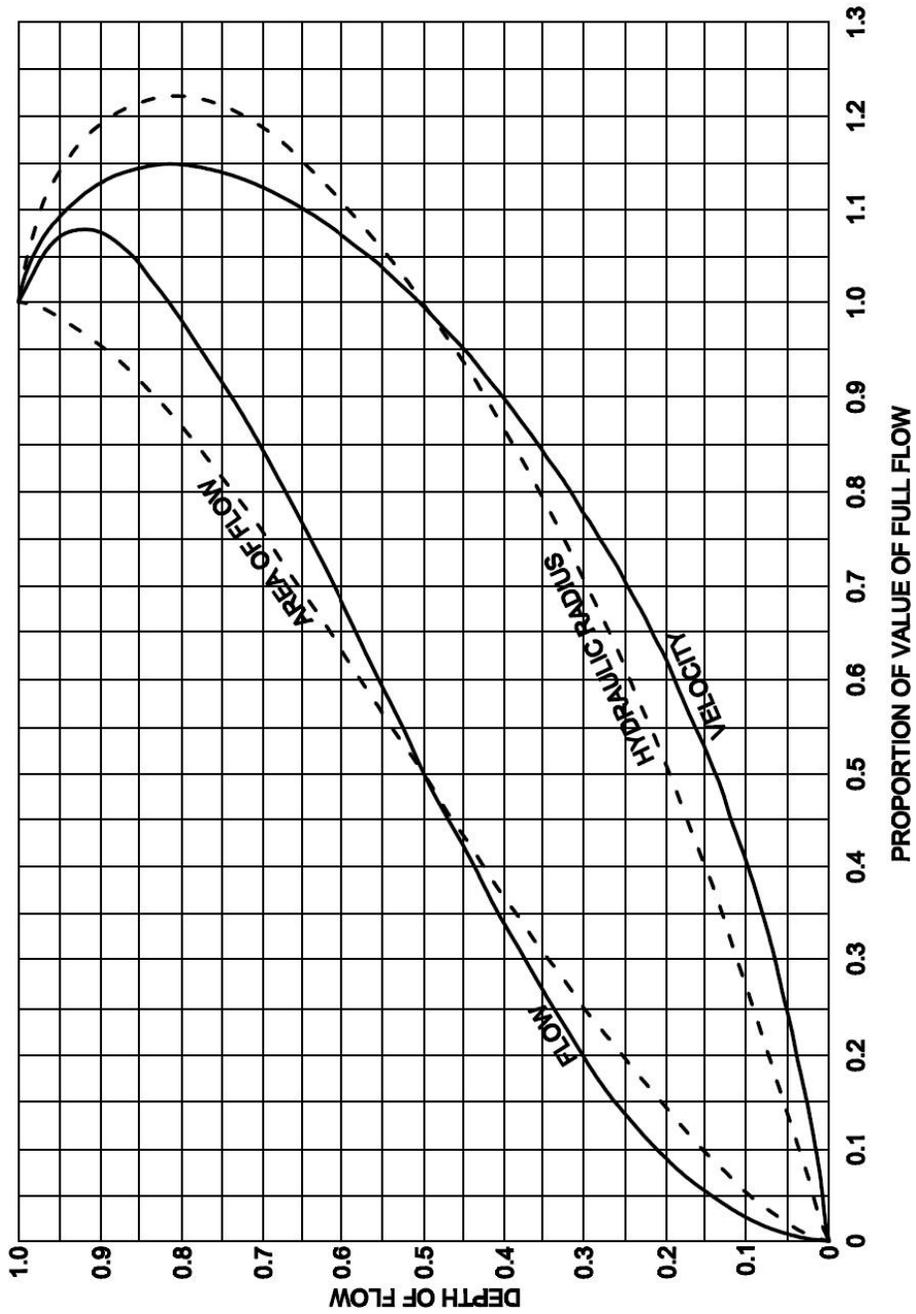
# ANEXOS

Anexo 1. **Tabla para determinar el módulo K de la sub-rasante**



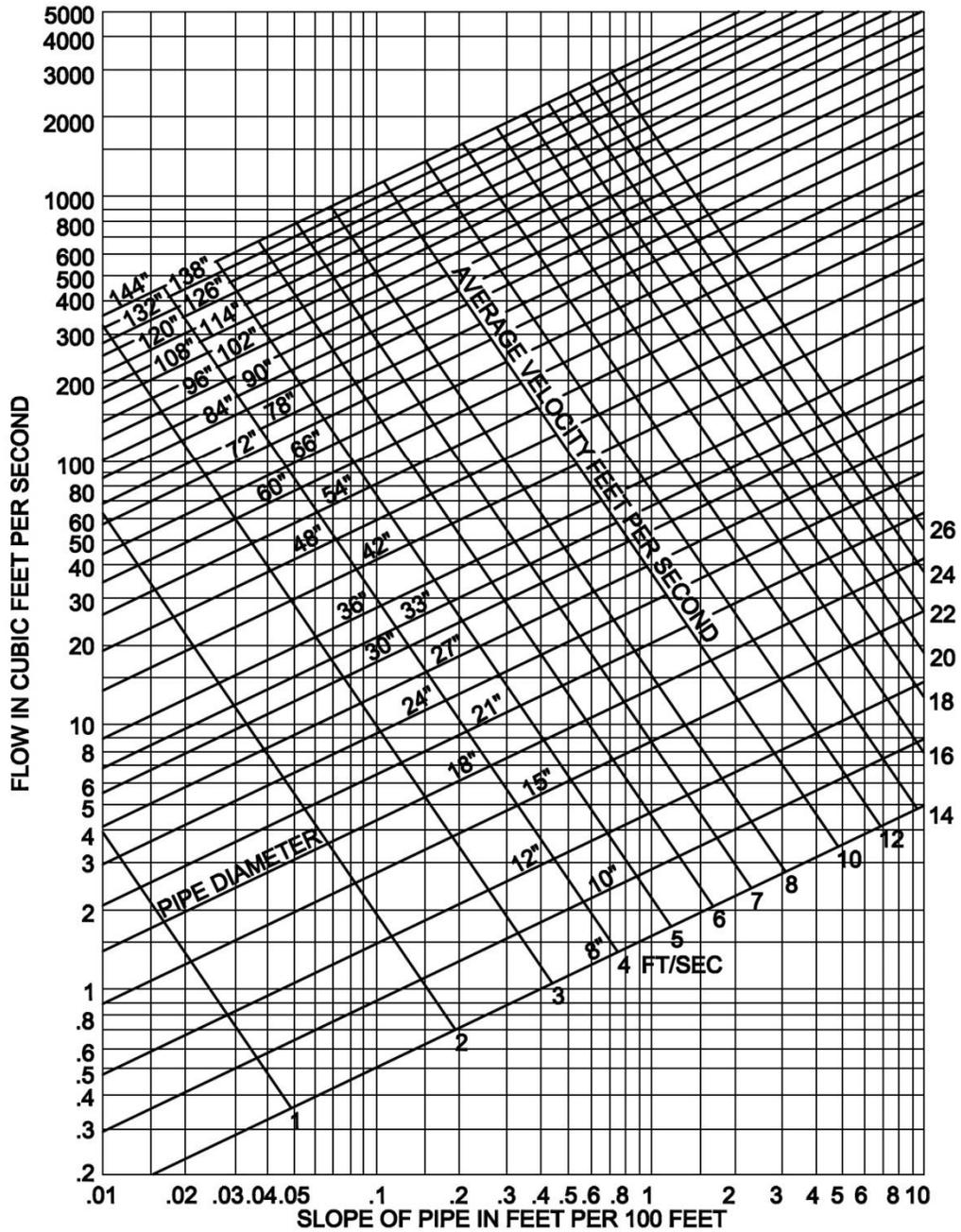
Fuente: FIGUEROA RUANO, Rafael. *Diseño de pavimento rígido para la aldea Las Joyas-Cruce la Esperanza, Santa Lucía Cotzumalguapa, Escuintla*. p. 90.

Anexo 2. **Velocidad relativa y caudal en tubos circulares para cualquier profundidad del fluido**



Fuente: PÉREZ GARCÍA, Rafael Alexander. *Diseño de pavimento rígido del camino que conduce a la aldea El Guayabal, municipio de Estanzuela del departamento de Zacapa*. p. 66.

Anexo 3. Caudal en tubos circulares a sección llena basado en la ecuación de Manning con  $n=0,010$



Fuente: PÉREZ GARCÍA, Rafael Alexander. *Diseño de pavimento rígido del camino que conduce a la aldea El Guayabal, municipio de Estanzuela del departamento de Zacapa.* p. 67.

## Anexo 4. Ensayo de límites de Atterberg



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



---

INFORME No. 189 S.S.

O.T.: 38,484 No. **13327**

Interesado: JULIO JOSE OCHOA REYES

Proyecto: EPS "DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACION DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPEQUEZ".

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPEQUEZ.

FECHA: lunes, 28 de mayo de 2018

**RESULTADOS:**

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	44.04	11.77	ML	LIMO CON PRESENCIA DE ARENA FINA COLOR CAFÉ

(\*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

Atentamente,

Vo.Bo.

*Omar Enrique Medrano Méndez*  
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

*Francisco Javier Quirón de la Cruz*  
Ing. Francisco Javier Quirón de la Cruz  
DIRECTOR CII/USAC



---

FACULTAD DE INGENIERÍA – USAC –  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

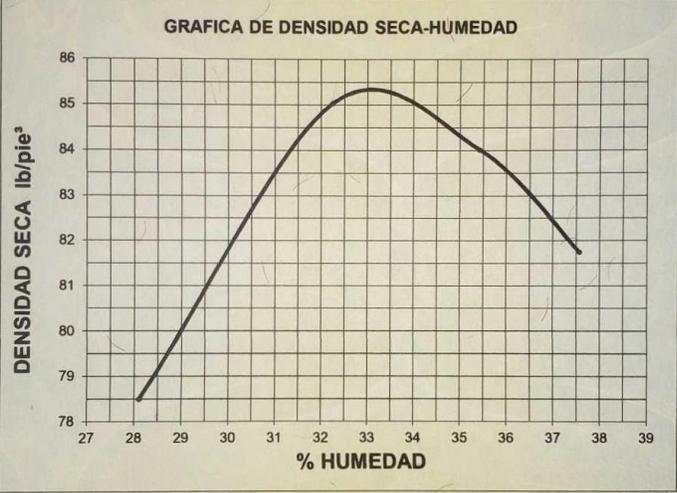
Fuente: FIUSAC. Centro de investigaciones de ingeniería. Sección de mecánica de suelos.



## Anexo 6. Ensayo de compactación, proctor modificado

	<b>CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b>	
INFORME No. 191 S.S.		O.T.: 38,484
		<b>No. 13329</b>
Interesado:	JULIO JOSE OCHOA REYES	Proctor Estándar: ( ) Norma: A.A.S.H.T.O. T-99
Asunto:	ENSAYO DE COMPACTACIÓN.	Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.H.T.O. T-180
Proyecto:	EPS "DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y PAVIMENTACION DE LA CALLE PRINCIPAL EN LA COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPEQUEZ".	
Ubicación:	COMUNIDAD SAN ISIDRO, MAZATENANGO, SUCHITEPEQUEZ.	
Fecha:	lunes, 28 de mayo de 2018	Muestra: 1

**GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD**



% HUMEDAD	DENSIDAD SECA lb/ft³
28	78.5
29	80.5
30	82.5
31	84.5
32	85.5
33	85.4
34	85.0
35	84.0
36	83.0
37	82.0
38	81.0

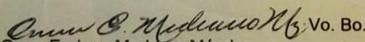
Descripción del suelo: LIMO CON PRESENCIA DE ARENA FINA COLOR CAFÉ

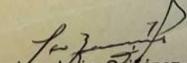
Densidad seca máxima  $\gamma_d$ : 1,368.11 Kg/m<sup>3</sup>      85.40 lb/ft<sup>3</sup>

Humedad óptima Hop.: 33.00 %

Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

Atentamente,

  
Vo. Bo.  
Ing. Omar Enrique Medraño Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

  
Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz  
DIRECTOR CII/USAC

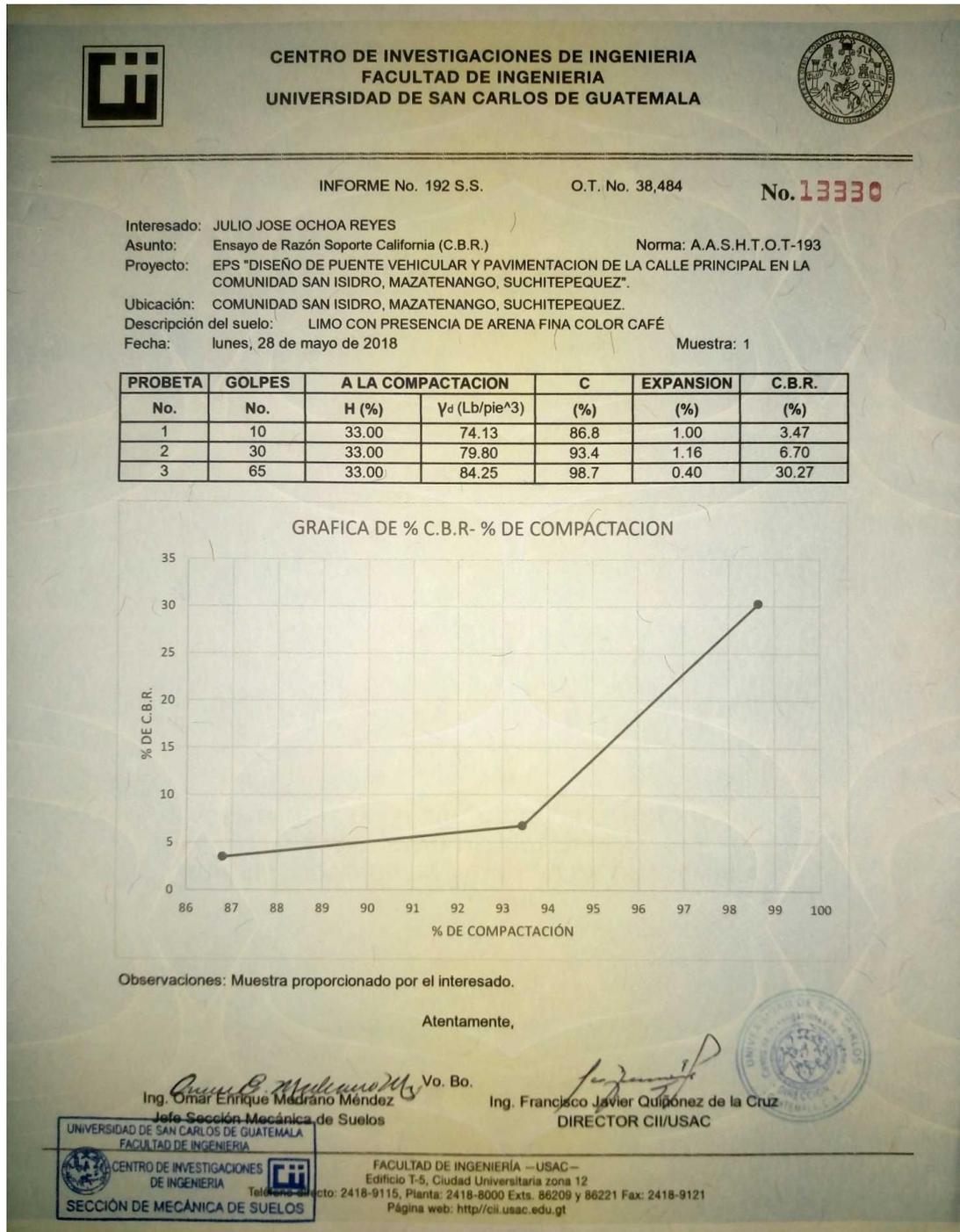


  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
SECCIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS

  
FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

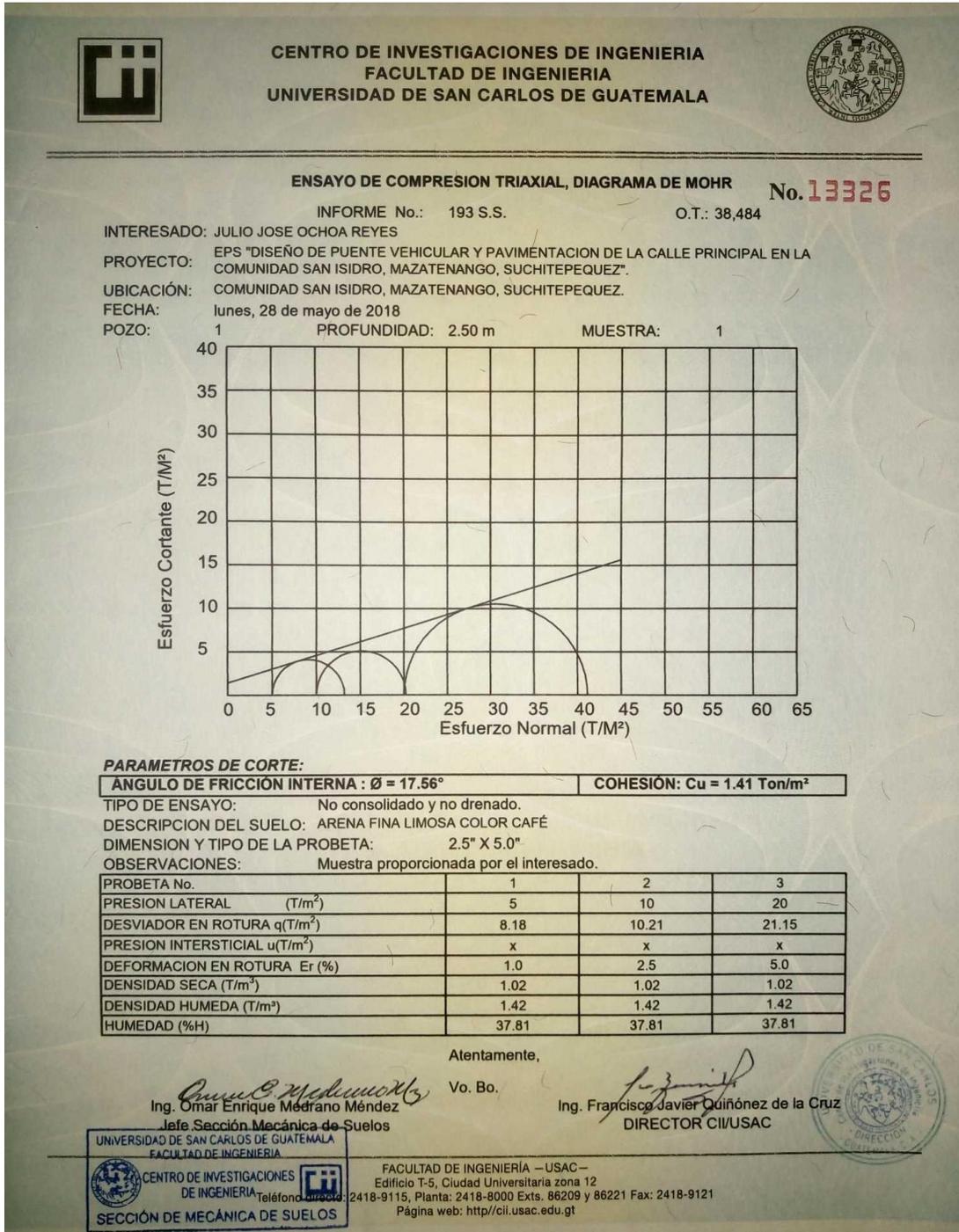
Fuente: FIUSAC. Centro de investigaciones de ingeniería. Sección de mecánica de suelos.

## Anexo 7. Ensayo de razón soporte California (C.B.R.)



Fuente: FIUSAC. Centro de investigaciones de ingeniería. Sección de mecánica de suelos.

## Anexo 8. Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr



Fuente: FIUSAC. Centro de investigaciones de ingeniería. Sección de mecánica de suelos.