



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

**DISEÑO DE UN PUENTE PARA LA ALDEA EL CAULOTE Y DEL TRAMO
CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE, SAN JOSÉ DEL
GOLFO, GUATEMALA**

José Daniel Arias León

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, octubre 2020

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE UN PUENTE PARA LA ALDEA EL CAULOTE Y DEL TRAMO
CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE, SAN JOSÉ DEL
GOLFO, GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JOSÉ DANIEL ARIAS LEÓN

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2020

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton De León Bran
VOCAL IV	Br. Christian Moisés de la Cruz Leal
VOCAL V	Br. Kevin Armando Cruz Lorente
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE UN PUENTE PARA LA ALDEA EL CAULOTE Y DEL TRAMO
CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE, SAN JOSÉ DEL
GOLFO, GUATEMALA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 16 de octubre del 2018.

José Daniel Arias León



Guatemala, 13 de febrero de 2020
REF.EPS.DOC.121.02.2020

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

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

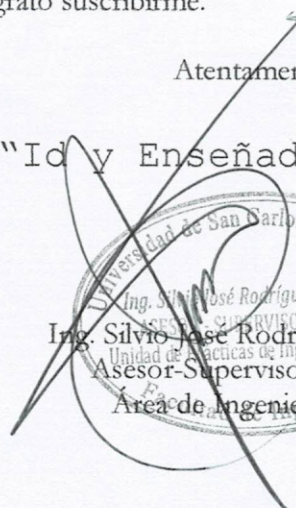
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **José Daniel Arias León, Registro Académico 201403585 y CUI 2454 08940 0101** de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE UN PUENTE PARA LA ALDEA EL CAULOTE Y DEL TRAMO CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE, SAN JOSÉ DEL GOLFO, GUATEMALA.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

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

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Guatemala, 26 de abril de 2,020

Ingeniero

Pedro Antonio Aguilar Polanco

Director de Escuela de Ingeniería Civil

Facultad de Ingeniería

Universidad de San Carlos de Guatemala

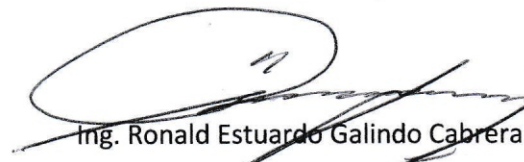
Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE UN PUENTE PARA LA ALDEA EL CAULOTE Y DEL TRAMO CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE, SAN JOSE DEL GOLFO, GUATEMALA**, desarrollado por EL estudiante de Ingeniería Civil José Daniel Arias León con CUI 2454 08940 0101 Registro Académico No. 201403585, quién contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/mrrm.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

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

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Guatemala, 22 de julio de 2020

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 UN PUENTE PARA LA ALDEA EL CAULOTE Y DEL TRAMO CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE, SAN JOSÉ DEL GOLFO, GUATEMALA”** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Daniel Arias León con registro académico 201403585 y CUI 2454 08940 0101, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

Considero que este trabajo está bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad 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 Avila
Coordinador del Área de Topografía y Transportes



FACULTAD DE INGENIERÍA
ÁREA
DE TOPOGRAFÍA
Y TRANSPORTES
COORDINACIÓN





Guatemala, 27 de julio de 2020.
Ref.EPS.DOC.15.07.2020.

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

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **Diseño de un puente para la aldea El Caulote y del tramo carretero principal de la aldea Loma Tendida a Copante, San José del Golfo, Guatemala**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **José Daniel Arias León, CUI 2454 08940 0101, registro académico 201403585**, quien fue debidamente supervisado y asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Sin otro particular y agradeciéndole anticipadamente su colaboración.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS



cc. Archivo
OAH/



Guatemala, 02 de octubre de 2020
DEIC-TG-EPS-015-2020/paap

El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer los dictámenes del Asesor-Supervisor de EPS, Ingeniero Silvio José Rodríguez Serrano, del Director Unidad de EPS, Ingeniero Oscar Argueta Hernández, del Coordinador del Área de Topografía y Transporte, Ingeniero Mario Estuardo Arriola Ávila y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ingeniero Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) del estudiante José Daniel Arias León, **DISEÑO DE UN PUENTE PARA LA ALDEA EL CAULOTE Y DEL TRAMO CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE, SAN JOSÉ DEL GOLFO, GUATEMALA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Director Escuela Ingeniería Civil

Interesado
Asesor-Supervisor de EPS
Director Unidad EPS
Jefe del Departamento de Topografía y Transporte
Jefe del Departamento de Estructuras



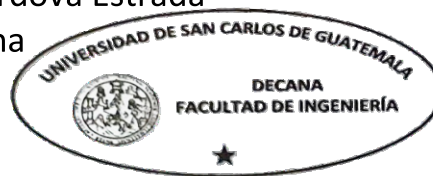
DTG. 327.2020.

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE UN PUENTE PARA LA ALDEA EL CAULOTE Y DEL TRAMO CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE, SAN JOSÉ DEL GOLFO, GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario: **José Daniel Arias León**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Inga. Anabela Cordova Estrada
Decana



Guatemala, octubre de 2020

AACE/asga

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por darme la vida y permitirme concluir una meta más en mi vida.
- Mis padres** José Arias y Lesbia León de Arias, por darme un buen ejemplo de vida, apoyándome en cada paso de la carrera.
- Mis hermanos** Lesly, Henry, Erick, Alejandra y Andrea Arias, por motivarme y apoyarme a lo largo de mi vida, y también incentivarlos a seguir adelante.
- Mis sobrinos** Anderson, Freddy Sicay, Tiffany, Keity Arias y Evelyn Arias para incentivarlos y motivarlos a salir adelante.
- Mi cuñada** Marilyn Rodríguez de Arias, por apoyarme a lo largo de mi carrera y motivarle a salir adelante.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por darme sabiduría para lograr alcanzar esta meta.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ser mí casa de estudios y ampliar mis conocimientos.
Facultad de Ingeniería	Por permitirme estudiar en sus aulas y formarme académica y profesionalmente.
Mi familia	Por ayudarme a lo largo de mi carrera de forma económica y moral para seguir adelante.
Mi asesor	Ingeniero Silvio Rodríguez por ayudarme con sus asesorías para lograr culminar el presente trabajo.
Mis amigos y amigas	Por su apoyo incondicional y compañía a lo largo de mi estadía en la Facultad de Ingeniería, por los buenos e inolvidables momentos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XVII
RESUMEN	XXI
OBJETIVOS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. ANTECEDENTES	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.1.1. Para la aldea El Caulote	1
1.1.2. Para el tramo carretero de la aldea Loma Tendida a Copante	1
1.2. Solución.....	2
1.2.1. Solución del problema para la aldea El Caulote	2
1.2.2. Solución para el tramo carretero de la aldea Loma Tendida a Copante	3
1.3. Monografía del lugar.....	3
1.3.1. Costumbres y tradiciones	5
1.3.2. Fiesta patronal	5
1.3.3. Localización y ubicación	6
1.3.4. Colindancias	6
1.3.5. Vías de acceso	7
1.3.6. Descripción topográfica	7
1.3.7. Hidrografía	7
1.3.8. Aspectos climatológicos	8

1.3.9.	Actividad económica	8
1.3.10.	Autoridades y servicios públicos	9
1.3.11.	Calidad del suelo	10
1.4.	Censos	10
2.	DISEÑO DE UN PUENTE PARA LA ALDEA EL CAULOTE DE SAN JOSÉ DEL GOLFO	13
2.1.	Descripción del proyecto a desarrollar	13
2.2.	Levantamiento topográfico	13
2.3.	Estudio hidrológico e hidráulico	14
2.3.1.	Método racional	14
2.4.	Estudio de suelos	19
2.5.	Especificaciones de diseño	21
2.6.	Predimensionamiento de los elementos estructurales	25
2.6.1.	Losa	25
2.6.2.	Vigas	26
2.6.3.	Diafragmas	28
2.6.4.	Cortina	29
2.6.5.	Vigas de apoyo	29
2.7.	Diseño de superestructura	30
2.7.1.	Diseño de losa	31
2.7.1.1.	Cálculo de momentos	32
2.7.1.2.	Cálculo de refuerzo	36
2.7.2.	Diseño de vigas	40
2.7.2.1.	Diseño de viga intermedia	41
2.7.2.2.	Diseño de viga exterior	59
2.7.3.	Diseño de diafragmas	68
2.7.3.1.	Diseño de diafragma exterior	68
2.7.3.2.	Diseño de diafragma interior	70

2.7.4.	Diseño de barandal.....	72
2.7.5.	Diseño de losa de aproximación.....	77
2.7.6.	Parachoques.....	79
2.8.	Diseño de subestructura.....	79
2.8.1.	Diseño de cortina.....	79
2.8.2.	Diseño de viga de apoyo.....	87
2.8.3.	Diseño de apoyo elastomérico.....	89
2.8.4.	Diseño de junta de dilatación.....	94
2.8.5.	Diseño de estribos.....	96
2.8.6.	Diseño de pila central.....	109
2.9.	Presupuesto.....	129
2.9.1.	Integración de precios unitarios.....	129
2.9.2.	Resumen de presupuesto.....	130
2.10.	Evaluación ambiental.....	131
3.	DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE DE SAN JOSÉ DEL GOLFO.....	133
3.1.	Descripción del proyecto a desarrollar.....	133
3.2.	Especificaciones de diseño.....	134
3.3.	Topografía.....	135
3.3.1.	Planimetría.....	136
3.3.2.	Altimetría.....	136
3.4.	Ensayos de suelos.....	136
3.4.1.	Límites de Atterberg.....	137
3.4.1.1.	Límite líquido.....	137
3.4.1.2.	Límite plástico.....	138
3.4.1.3.	Índice plástico.....	139
3.4.2.	Granulometría.....	139
3.4.3.	Ensayo de compactación o proctor modificado....	140

3.4.4.	Ensayo de valor soporte (CBR).....	141
3.4.5.	Análisis de resultados	143
3.5.	Transito promedio diario anual.....	143
3.6.	Diseño geométrico de carretera	145
3.6.1.	Alineamiento horizontal	148
3.6.1.1.	Elementos de curvas horizontales.....	148
3.6.1.2.	Curva de transición	152
3.6.1.3.	Sobreancho	153
3.6.1.4.	Peralte	156
3.6.2.	Alineamiento vertical	159
3.6.2.1.	Elemento de curvas verticales.....	159
3.6.2.2.	Correcciones	163
3.6.2.3.	Pendiente máxima.....	166
3.7.	Movimiento de tierras	167
3.7.1.	Secciones transversales y típicas	167
3.7.2.	Cálculo de áreas	168
3.7.3.	Cálculo de volúmenes	168
3.7.4.	Balance de volúmenes	171
3.8.	Diseño de pavimento rígido.....	172
3.8.1.	Subrasante	173
3.8.2.	Subbase	174
3.8.3.	Base	175
3.8.4.	Diseño de carpeta de rodadura	177
3.8.4.1.	Conteo del tránsito promedio diario anual (TPDA).....	177
3.8.4.2.	Diseño de espesor del pavimento	177
3.8.4.3.	Diseño de mezclas	182
3.8.5.	Juntas del pavimento	187
3.9.	Drenajes en vías pavimentadas	192

3.9.1.	Consideraciones de drenajes en vías pavimentadas	192
3.9.1.1.	Factores hidrológicos.....	193
3.9.2.	Drenaje transversal.....	193
3.9.3.	Drenaje longitudinal	197
3.10.	Consideraciones de operaciones y mantenimiento del pavimento rígido	201
3.10.1.	Mantenimiento preventivo o rutinario.....	202
3.10.2.	Mantenimiento periódico.....	202
3.10.3.	Mantenimiento correctivo (atención de emergencias).....	202
3.11.	Presupuesto	203
3.11.1.	Integración de precios unitarios	203
3.11.2.	Resumen de presupuesto.....	205
3.11.3.	Cronograma físico-financiero.....	205
3.12.	Evaluación de impacto ambiental	206
CONCLUSIONES		207
RECOMENDACIONES		209
BIBLIOGRAFÍA.....		211
APÉNDICES		213
ANEXOS		239

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa de ubicación de San José del Golfo	6
2.	Área drenada de cuenca	14
3.	Sección transversal del puente	31
4.	Diagrama de momentos de la carga muerta	32
5.	Camión de diseño AASHTO HL93	33
6.	Armado de losa	40
7.	Área tributaria de viga intermedia	41
8.	Diagrama de cargas muertas en la viga interior	43
9.	Ejemplo de tren de cargas respecto a <i>P3</i>	44
10.	Resultante de cargas respecto al centro de gravedad	45
11.	Carga viva desde el centro de gravedad	45
12.	Diagrama de reacciones	46
13.	Diagrama de momento máximo en la viga por la carga viva	47
14.	Detalle de viga interior.....	53
15.	Cortante máximo por carga viva	55
16.	Armado de viga interior, confinamiento de estribos	59
17.	Área tributaria de viga exterior	59
18.	Armado de viga exterior	65
19.	Armado de viga exterior, confinamiento de estribos	68
20.	Armado de diafragma exterior.....	70
21.	Armado de diafragma interior.....	72
22.	Sección transversal y longitudinal de barandal	73
23.	Planta detalle de armado de losa de aproximación.....	78

24.	Perfil de detalle de armado de losa de aproximación	78
25.	Sección de cortina	80
26.	Presiones del suelo sobre cortina	80
27.	Representación de fuerza de frenado	83
28.	Sección de viga de apoyo	87
29.	Armado de cortina y viga de apoyo.....	88
30.	Detalle de Neopreno	94
31.	Junta de dilatación	95
32.	Presiones del suelo, sobre el estribo	97
33.	Sección de estribo	99
34.	Sección de viga de apoyo de pila	110
35.	Armado de viga de apoyo de pila.....	116
36.	Diagrama de interacción para columnas circulares	121
37.	Armado de pila central	122
38.	Falla por punzonamiento	125
39.	Falla por corte simple.....	126
40.	Armado de zapata de pila	129
41.	Características geométricas de las carreteras en estado final.....	146
42.	Elementos de curvas verticales	160
43.	Diferentes formas de secciones transversales	167
44.	Volúmenes de secciones del mismo tipo	168
45.	Volúmenes de secciones de diferente tipo	169
46.	Secciones transversales	171
47.	Diagrama de balance de masas	172
48.	Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos.....	176
49.	Partes del pavimento	188
50.	Área de drenado para el drenaje transversal	195
51.	Área de drenado de drenaje longitudinal	198
52.	Sección de cuneta	199

TABLAS

I.	Población del municipio de San José del Golfo	11
II.	Valores de coeficientes de escorrentía	16
III.	Presiones admisibles en rocas.....	21
IV.	Resumen de pre-dimensionamiento.....	30
V.	Constante de amplitud de fatiga crítica ΔFTH	93
VI.	Empuje y momento de volteo.....	98
VII.	Momento estabilizante desde el punto A.....	99
VIII.	Momento horizontal estabilizante	107
IX.	Resumen de presupuesto del diseño del puente	130
X.	Tabla de impacto ambiental para un puente (parte 1).....	131
XI.	Tabla de impacto ambiental para un puente (parte 2).....	132
XII.	Clasificación de índice de plasticidad	139
XIII.	Clasificación del suelo según sus partículas	140
XIV.	Sistema de clasificación	142
XV.	Tabla de crecimiento anual y periodo de 20 años	144
XVI.	Valores de velocidad de diseño	147
XVII.	Parámetros de curvas horizontales	148
XVIII.	Factor máxima pendiente relativa	153
XIX.	Sobreanchos recomendados	155
XX.	Peraltes y longitud de espiral	157
XXI.	Resumen de resultados	158
XXII.	Valores de K para curvas cóncavas y convexas	159
XXIII.	Ejemplo de correcciones	164
XXIV.	Resumen de resultados	165
XXV.	Pendiente máxima para carreteras rurales	166
XXVI.	Calidad de subrasante en función del CBR.....	174

XXVII.	Categorías de cargas por eje.....	178
XXVIII.	Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de K	179
XXIX.	TTPD permisible, categoría de carga por eje No. 1	181
XXX.	Asentamiento según las estructuras	183
XXXI.	Valor de la cantidad de agua	184
XXXII.	Relación agua/cemento	184
XXXIII.	Porcentaje de agregado fino	186
XXXIV.	Parámetros A, B y n.....	194
XXXV.	Ejemplo de integración de precios unitarios	204
XXXVI.	Resumen de presupuesto.....	205

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada
H_C	Altura de cortina
H_{VA}	Altura de la viga de apoyo
H_{SC}	Altura donde actúa la sobre carga del suelo
B	Ancho de cimentación
Av	Ancho o base de las vigas (m)
Au	Ancho útil de la losa de rodadura (m)
α	Ángulo central entre la junta y la línea central
\emptyset	Ángulo de fricción interna
A_S	Área de acero (cm^2)
A_{Slong}	Área de acero longitudinal
A_{Smax}	Área de acero máxima
A_{Smin}	Área de acero mínimo
A_{Scom}	Área de acero por compresión
A_{Stem}	Área de acero por temperatura
A_{Sten}	Área de acero por tensión
A_1, A_2	Área de secciones consecutivas (m^2)
A_V	Área de varilla de acero requerida
A	Área drenada de la cuenca (Hectáreas)
b_C	Base de cortina
b_{DE}	Base de diafragma exterior
b_{DI}	Base de diafragma interior
b_{VA}	Base de la viga de apoyo
b_v	Base o ancho de viga (m)

Nv	Cantidad de vigas a utilizar
q_u	Capacidad soporte
q_{Adm}	Capacidad soporte admisible
W_{CM}	Carga muerta distribuida
P	Carga muerta puntual producida por el diafragma
P	Carga por llanta en libras
Q	Caudal de diseño (m ³ /s)
C	Coefficiente de escorrentía (adimensional)
C_t	Coefficiente de expansión térmica del concreto
Cu	Cohesión
K	Constante que depende de la velocidad de diseño
Y	Correcciones
OM	Correcciones máxima
V_{CM}	Cortante debido a la carga muerta
V_n	Cortante nominal
V_{CR}	Cortante que resiste el concreto (kg)
V_U	Cortante último
ρ_b	Cuantilla balanceada
Cm	Cuerda máxima
Δ	Deflexión
H	Desnivel del cauce (m)
Df	Desplante de cimentación
D	Diámetro de la tubería (m)
Yc	Elevación corregida
Y1	Elevación inicial de rasante
E	<i>Empuje actuante del suelo</i>
E_S	<i>Empuje del suelo</i>
E_{SOB}	<i>Empuje por sobrecarga</i>
s	Espaciamiento

<i>T</i>	Espejo de agua
<i>t_L</i>	Espesor de losa
<i>E</i>	External
<i>N_q</i>	Factor de flujo de carga
<i>N_c</i>	Factor de flujo de carga última
<i>I</i>	Factor de impacto
<i>φ</i>	Factor de redundancia
<i>FL_{AS}</i>	Factor de refuerzo longitudinal para el área de acero
<i>n</i>	Factor de rugosidad
<i>t_n</i>	Factor empírico tomado para el concreto
<i>N_γ</i>	Factores de flujo del suelo
<i>F_L</i>	Fuerza de frenado
<i>F_{Sismo}</i>	Fuerza de sismo
<i>G</i>	Grado de curvatura
<i>IP</i>	Índice de plasticidad
<i>I</i>	Intensidad de lluvia (mm/h)
<i>LL</i>	Limite líquido
<i>LP</i>	Limite plástico
<i>LC</i>	Longitud de curva
<i>LCV</i>	Longitud de curva vertical
<i>L_{VIGA}</i>	Longitud de vigas entre ejes
<i>L_V</i>	Longitud de voladizo
<i>L</i>	Longitud de la superestructura
<i>L_c</i>	Longitud del cauce (km)
<i>S</i>	Luz efectiva entre vigas
<i>L</i>	Luz libre entre apoyos (m)
<i>M_{FL}</i>	Momento causado por la fuerza de frenado
<i>M_{CG}</i>	Momento con respecto al centro de gravedad
<i>M_{CM}</i>	Momento de carga muerta

$M_{CMvigas}$	Momento de carga muerta de vigas
M_{CMV}	Momento de carga muerta del voladizo
M_{CV}	Momento de carga viva
M_v	Momento de volteo
M_E	Momento estabilizante
HM	Movimiento horizontal total
M_{Sismo}	Momento por sismo
M_U	Momento último
Om	Ordenada media
Pe	Pendiente de entrada
Ps	Pendiente de salida
H_C	Peralte de cortina
H_{DE}	Peralte de diafragma externo
H_{DI}	Peralte de diafragma interior
t_v	Peralte o alto total de la viga (m)
PM	Perímetro mojado
T	Periodo de retorno (años)
γ	Peso específico del suelo
P_{DE}	Peso de diafragma exterior
P_{DI}	Peso de diafragma interior
W_E	Peso del estribo
S	<i>Presión al pie de la cortina</i>
PC	Principio de curva
PCV	Principio de curva vertical
PT	Principio de tangencia
PTV	Principio de tangencia vertical
PI	Punto de intersección de las tangentes
PIV	Punto de intersección de las tangentes verticales
RH	Radio hidráulico

T_r	Rango de temperatura del concreto
Rec	Recubrimiento
f'_c	Resistencia de concreto a compresión
f_y	Resistencia de fluencia del acero
$\uparrow +$	Sentido positivo de las fuerzas actuantes
$+ \cup$	Sentido positivo del movimiento de momentos
a	Separación entre diafragmas
S_c	<i>Sobrecarga</i>
S_{suelo}	<i>Sobrecarga del suelo</i>
St	Subtangente
$\sum P$	Sumatoria de carga muerta por diafragmas
t	Tiempo de concentración (min)
Vol.	Volumen entre ambas secciones (m^3)

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
ACI	American Concrete Institute.
Acera	Superficie pavimentada dentro de una vía, para el uso exclusivo de los peatones.
Área de acero	Cantidad de acero que necesita un elemento para cumplir con su función estructural.
ASTM	American Society for Testing and Materials.
Barandal	Elementos de protección y apoyo para que los peatones transiten un puente.
Carga muerta	Son las cargas generadas por los elementos propios de la estructura, vigas, losas, columnas entre otros.
Carga viva	Son las cargas generadas por elementos ajenos a la estructura.
Carretera	Es una vía de transporte y dominio público, proyectada y construida para el uso vehicular.

Caudal	Es el volumen de agua que pasa por una sección en un tiempo determinado.
Cohesión	Capacidad de una partícula de suelo para adherirse a otra.
Concreto ciclópeo	Mezcla de concreto con piedra bola, para elementos estructurales que trabajan solo a compresión.
Concreto reforzado	Concreto con varillas de acero, esta combinación es la más utilizada en la construcción.
Cortina	Elemento que actúa como muro de contención sosteniendo la parte superior del relleno del puente.
Cuneta	Drenaje longitudinal de una carretera.
Curva	Es una línea no recta en todas sus posiciones.
Diafragma	Estos elementos ayudan a las vigas a tener mayor estabilidad y evitar así algún tipo de volteo.
Elastómero	Material de gran elasticidad, parecido al caucho.
Estribos	Son elementos colocados a los extremos de un puente, se utilizan para transmitir las cargas de la superestructura al suelo y también dan protección contra la erosión.

Losa	Elemento utilizado para transmitir las cargas vehiculares a las vigas principales de un puente.
LRFD	Load and Resistance Factor Design.
Momento	Movimiento causado por una fuerza a una distancia de su punto de referencia.
Pendiente	Inclinación entre dos puntos con respecto a un plano horizontal.
Período de diseño	Tiempo con que se diseña una infraestructura para el servicio de la población.
Pila central	Elemento necesario para puentes de gran longitud, su principal función es transmitir las cargas de la superestructura al suelo.
Puente	Estructura compuesta por una superestructura y una subestructura, su función principal es la comunicación entre dos puntos.
Recubrimiento	Distancia medida desde la superficie del concreto a la cara de la varilla de acero.
TPDA	Tráfico promedio diario anual.

Viga	Elemento diseñado para trabajar a flexión, soportando las cargas de la losa y transmitiéndolas a las vigas de apoyo.
Vigas de apoyo	Diseñadas solo para recibir cargas de aplastamiento.
Zapata	Tipo de cimentación que trabaja aislada, se encarga de recibir las cargas puntuales y transmitir las al suelo.
Zunchos	Tipo de armado en espiral para un elemento alargado de concreto reforzado.

RESUMEN

Para fines de este trabajo se colocó en el primer capítulo la monografía del municipio de San José del Golfo, que describe la ubicación, localización, colindancias y vías de acceso. También se mencionan la calidad del suelo, la topografía e hidrología y la actividad económica que se tiene en el lugar.

En el segundo capítulo se desarrolló el diseño de un puente ubicado en la aldea El Caulote, el cual tendrá una longitud de 30 metros, y un carril para cada sentido de 3,05 metros. La losa, vigas, cortinas, vigas de apoyo, pila central y zapata se diseñaron de concreto reforzado, y los estribos de concreto ciclópeo. También se elaboraron planos, presupuesto, cronograma de actividad y evaluación ambiental.

En el tercer capítulo se llevó a cabo el diseño de un tramo carretero de 2 512,33 metros y un ancho de calzada de 6,10 metros, estese ubica en la aldea Loma Tendida hacia Copante. La carpeta de rodadura se diseñó de concreto rígido por medio del método PCA simplificado. El tramo carretero cuenta con cunetas en ambos lados y drenajes transversales a cada 200 metros en el punto más bajo. Se elaboraron planos, presupuesto, cronograma de actividades y evaluación ambiental.

OBJETIVOS

General

Diseñar un puente para la aldea El Caulote y del tramo carretero principal de la aldea Loma Tendida a Copante de San José Del Golfo, Guatemala.

Específicos

1. Elaborar una investigación monográfica y un diagnóstico de las necesidades de la aldea El Caulote y de la aldea Loma Tendida de San José del Golfo.
2. Realizar el diseño de un puente vehicular en la aldea El Caulote, bajo las especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala, el normativo AASHTO LRFD y los requisitos para concreto reforzado del ACI 318-14, para garantizar la seguridad, viabilidad y durabilidad del mismo.
3. Realizar el diseño del tramo carretero de la aldea Loma Tendida a Copante del municipio de San José del Golfo del departamento de Guatemala, según las especificaciones de la Dirección General de Caminos de Guatemala y el normativo AASHTO.

4. Elaborar planos, presupuesto, cronogramas de actividades y evaluación ambiental, para el desarrollo de los diseños.

INTRODUCCIÓN

En el Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, tiene como objetivo principal que el estudiante que realiza dicha práctica utilice todos los conceptos necesarios vistos a lo largo de su carrera. Este fue realizado en la municipalidad de San José del Golfo del departamento de Guatemala, se proporcionaron dos proyectos a diseñar con relación a la carrera de Ingeniería Civil, basados en las necesidades de infraestructura que tienen los habitantes de la aldea El Caulote y Loma Tendida.

El primer proyecto corresponde al diseño de un puente en la aldea El Caulote, ya que aquí se encuentra una falla de corte que ocasiona un hundimiento en la carretera y en época de invierno es difícil transitar por el lugar. El puente se diseñó con concreto reforzado y cuenta con una longitud de 30 metros y un ancho de calzada de 6,10 metros más la acera. Se realizó un levantamiento topográfico, un estudio hidrológico y el ensayo de triaxial en el laboratorio de suelos para su desarrollo.

El segundo proyecto es el diseño de un tramo carretero en la aldea Loma Tendida a Copante, porque este tramo carretero es de terracería y con unas pendientes demasiado grandes, y el radio en algunas curvas es muy pequeño para girar con facilidad. El tramo carretero cuenta con una pavimentación de 2 512,33 metros con un ancho de calzada de 6,10 metros, con un carril para cada sentido. Se realizaron los respectivos estudios de suelos, levantamiento topográfico y estudio hidráulico e hidrológico, para poder llevar a cabo su diseño.

1. ANTECEDENTES

1.1. Planteamiento del problema

A continuación, las causas por los cuales es necesario llevar a cabo los respectivos diseños.

1.1.1. Para la aldea El Caulote

El tramo carretero que pasa por la aldea El Caulote comunica con la cabecera municipal de San José del Golfo y con las aldeas Loma Tendida a Copante, Quebrada de Agua y La Joya de los Terneros. Esta carretera presenta un inconveniente en un tramo de 30 metros de su longitud aproximadamente, y se encuentra por encima de una falla de corte, esto ha ocasionado que esta parte se encuentre hundida y en ocasiones han ocurrido derrumbes, dejando sin acceso a las aldeas antes mencionadas.

1.1.2. Para el tramo carretero de la aldea Loma Tendida a Copante

La carretera del ingreso a la aldea Loma Tendida a Copante del municipio de San José del Golfo está en mal estado, y hoy en día es una carretera hecha por terracería y pendientes excesivamente inclinadas, esto dificulta el paso a vehículos pequeños, y cuando llueve la carretera se vuelve intransitable por cualquier vehículo, causando una gran dificultad al ingreso de la aldea, y los conductores que se arriesgan en esta situación, corriendo el riesgo de causarle daños irreparables a sus vehículos o más importante a sus vidas. Siendo esta la

única vía de ingreso principal es de alta importancia el diseño del tramo carretero, para el desarrollo de la aldea.

1.2. Solución

A continuación, se presentan las soluciones más recomendadas para dichos problemas.

1.2.1. Solución del problema para la aldea El Caulote

Se realizó el diseño y planificación de la construcción de un puente que atraviesa la falla de corte de la zona. Para este fue necesario hacer los siguientes estudios técnicos que abarcaron las áreas de topografía, hidrología y geotecnia, con el fin de recaudar la información suficiente para obtener un diseño apropiado a las características del terreno, y así poder ubicar bien sus apoyos en zonas firmes, el puente va a contar con 30 metros de luz aproximadamente, dos carriles (uno para cada sentido), se equipara con los dispositivos de seguridad necesarios para prevenir daños a la estructura y más importante prevenir pérdidas humanas.

Se diseñó bajo las especificaciones de diseño de puentes de AASHTO LRFD, y principalmente cumpliendo con lo estipulado en las especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala, y los requisitos para concreto reforzado del ACI 318-14.

1.2.2. Solución para el tramo carretero de la aldea Loma Tendida a Copante

Se diseñó y planificó la construcción de una carretera que comunica a la aldea Loma Tendida a Copante; dicho tramo carretero tiene una longitud de 2,5 kilómetros aproximadamente y contara con dos carriles (uno para cada sentido). Para el diseño se realizaron los siguientes estudios técnicos como un levantamiento topográfico, un estudio geotécnico y un estudio hidrológico, para asegurar que el diseño estará bien realizado mediante las características y necesidades que presenta el terreno y no ocurran catástrofes, media vez se le dé el uso adecuado y el mantenimiento necesario. Esta se equipará con dispositivos de seguridad adecuados para prevenir daños a la estructura como también a los usuarios.

Se diseñará bajo las especificaciones del normativo ASHTO, especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala, Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras, Método Portland Cement Association (PCA) Simplificado.

1.3. Monografía del lugar

En el período hispánico era una hacienda llamada San José que perteneció a la Compañía de Jesús, y luego al convento de Santo Domingo de la actual Ciudad de Guatemala. La hacienda fue vendida en una subasta pública por la intendencia general de Guatemala el 8 de agosto de 1831.

El municipio debe su nombre a que, durante mucho tiempo fue paso obligado de paso y descanso en el viaje hacia el Golfo de Izabal y el Castillo de San Felipe de Lara.

El municipio de San José del Golfo se creó por medio del acuerdo gubernativo del 17 de marzo de 1882, como respuesta a una solicitud formulada por los vecinos de las aldeas pertenecientes al municipio de Santo Domingo los Ocotes, para que se suprimiera éste y se erigiera en San José del Golfo, anexándosele la aldea Pontezuelas. A esta petición se adhirieron los habitantes del distrito de San Pedro Ayampuc, del cual formaban parte.

Considerando la relación de San José del Golfo con las aldeas vecinas, fue una condición para ser atribuido Distrito Municipal. Por convenir a los intereses de los habitantes de Pontezuelas, era más conveniente segregarse de San Pedro Ayampuc y anexarse a San José del Golfo.

En 1908 el municipio pasó a formar parte del departamento de El Progreso, cuando cambió su nombre a Guastatoya, pero luego, en 1920, volvió a ser parte del departamento de Guatemala

El mencionado acuerdo suprimió el municipio de Santo Domingo los Ocotes, creando el Distrito Municipal de San José del Golfo, con las aldeas de aquel municipio y segregó la aldea Pontezuelas de San Pedro Ayampuc, quedando anexada al nuevo municipio. Además, la aldea Las Navajas (El Encuentro) se segregó del municipio de Palencia y se anexó a San José del Golfo en 1936. Estos datos fueron tomados de la sección 6.2.a del documento Plan de Desarrollo San José del Golfo Guatemala.

1.3.1. Costumbres y tradiciones

Debido a la inmigración hacia el municipio, y las condiciones de formación, su identidad cultural no tiene orígenes ancestrales. Por esta razón sus tradiciones están basadas en la cultura oriental, como el caso de los eventos, los participantes muestran sus habilidades al montar a caballo y participar en otras competencias hípicas.

De acuerdo con la percepción de los actores clave que participaron en los talleres, el 75 % de la población es católica, el 15 % evangélica y otras denominaciones 10 %.

Algunas celebraciones tienen relación con la iglesia católica; también existen, los juegos pirotécnicos, la venta de comidas típicas, los juegos para los niños, los eventos para elegir reina del pueblo, los jaripeos y bailes de tipo popular.

1.3.2. Fiesta patronal

La fiesta titular se celebra el 19 de marzo en honor a San José, la cual se extiende por varios días, ofreciendo solemnes actos religiosos, eventos deportivos y sociales con gran entusiasmo popular.

Todas las festividades son acompañadas de música popular de guitarra y marimba orquesta. Otras tradiciones arraigadas en la población es el Día de los Santos, cuando se come el fiambre y se asiste a los cementerios a colocar flores a sus difuntos. Los datos de la fiesta patronal fueron proporcionados por la DMP de la municipalidad de San José del Golfo.

1.3.3. Localización y ubicación

El municipio de San José del Golfo está ubicado al nororiente de del departamento de Guatemala, en la Región 1. Se localiza en la latitud $14^{\circ}45'35''$ y en la longitud $90^{\circ}22'18''$. Cuenta con una extensión territorial de 84 kilómetros cuadrados, a una altura de 1 080 metros sobre el nivel del mar.

Figura 1. **Mapa de ubicación de San José del Golfo**



Fuente: SEGEPLAN. *San José del Golfo, Guatemala*. p. 11.

1.3.4. Colindancias

San José del Golfo colinda al norte con el municipio de Sanarate (El Progreso); al este con el municipio de San Antonio La Paz (El Progreso); al

oeste con los municipios de Chuarrancho y San Pedro Ayampuc (Guatemala); al sur con Palencia (Guatemala).

1.3.5. Vías de acceso

Desde la ciudad capital, el ingreso se realiza por la ruta al Atlántico. Al llegar al 17 km, se toma el paso a desnivel que conduce al municipio, con sentido al nororiente, por un trayecto de 11 Kms.

1.3.6. Descripción topográfica

El territorio del municipio de San José del Golfo es quebrado, esto hace que no se encuentren terrenos con planicie extensa. Posee algunos cerros como: El Ocote Rajado, que alcanza una altura de 1 700 metros, y también existen algunos valles. Los datos de la topografía del lugar fueron proporcionados por la DMP de la municipalidad de San José del Golfo.

1.3.7. Hidrografía

En San José del Golfo circulan varios ríos como: Las Cañas, Los Plátanos y Las Vacas. Y también el riachuelo Las Navajas, por el municipio también existen varias quebradas: Azacualpilla, Las Guacamayas, Los Acoles, La Barranca, El Pozón y Poza Viva. El agua que circula por estos no es apta para el consumo humano, porque la contaminación ha ido en un ascenso incontrolable.

Los datos de la hidrografía fueron proporcionados por la DMP de la municipalidad de San José del Golfo.

1.3.8. Aspectos climatológicos

En el municipio se registra una temperatura promedio de 25,5 °C a 28 °C., y una precipitación en un rango entre 700 y 799 mm por año.

1.3.9. Actividad económica

La economía del municipio de San José del Golfo se basa en la actividad agrícola, la ganadería bovina, porcina y avícola y la explotación de madera. Los principales cultivos son: maíz, frijol. La actividad artesanal contempla productos de cuero y tejas de barro.

A pesar de los factores limitantes, como la topografía del terreno y la escasez de agua, se practica la agricultura de temporada, aprovechando la época lluviosa para producir maíz, frijol y sorgo en dos temporadas, mayo y agosto. También se produce algunas frutas como mandarina, mango, nance, naranja, jocote, papaya.

La producción del municipio es un alto porcentaje para el autoconsumo, la que se comercializa se realiza a través de las cadenas tradicionales, por parte de los mismos productores y a través de intermediarios, con las ventajas y características de cada uno de los procesos.

La actividad turística en el municipio de San José del Golfo no está desarrollada, pero tiene potencial como fuente de ingresos. Es necesario invertir en infraestructura y en la promoción de los sitios con algún atractivo. Entre los atractivos potenciales del municipio están los nacimientos de agua azufrada y algunas fincas de antaño, cuando el municipio era menos urbano. Como un atractivo adicional, existe un depósito de obsidiana de la época precolombina localizado en El Chayal y también el centro de recreación Splash. Los datos de la actividad económica fueron proporcionados por la DMP de la municipalidad de San José del Golfo.

1.3.10. Autoridades y servicios públicos

Según el documento Plan de Desarrollo San José del Golfo Guatemala, en la sección 6.3, describe las autoridades y servicios públicos que hay en el municipio de San José del Golfo.

- Salud: El municipio de San José del Golfo cuenta con un centro de salud tipo “A” ubicado en la cabecera municipal y 5 tipo “B” ubicados en las aldeas: El Fiscal, La Choleña, El Caulote, Pontezuelas y Loma Tendida. Estas cuentan con el siguiente personal: médico general, odontólogo, psicólogo, enfermero o enfermera, auxiliar de enfermería, técnico en salud rural, inspector de saneamiento ambiental, técnico de laboratorio clínico, personal administrativo y personal de apoyo.
- Educación: San José del Golfo cuenta con 22 jornadas proporcionadas por los diferentes centros educativos, cubriendo los niveles académicos de pre-primaria, primaria, básicos y diversificado. Estos establecimientos se encuentran en las diferentes aldeas del municipio. Se tiene una tasa de analfabetismo del 3,15 %.

- Servicios básicos: Se cuenta con todos los servicios públicos como: agua potable, energía eléctrica, drenajes, teléfono, correo, centros de salud, canchas deportivas, cementerio municipal, salón comunal y parque municipal.
- Seguridad ciudadana: El municipio cuenta con la subestación 1 252 que pertenece a la comisaria 12 de la Policía Nacional Civil (PNC), está es la que brinda la seguridad del municipio y tiene su sede en la cabecera municipal, también se cuenta con un Juzgado de Paz.

1.3.11. Calidad del suelo

Los suelos del Municipio de San José del Golfo, son generalmente calizos, con excepción de algunos arenosos. Aproximadamente el 95 % de estos suelos, pertenecen a la Altiplanicie Central, que se caracterizan por tener pendientes escarpadas, con pequeñas áreas de suelos planos o valles ondulados y ser suelos poco profundos, que no se adaptan a la producción de cultivos limpios. Debido a que durante muchos años se han dedicado al cultivo de granos básicos como el maíz y frijol, debido a que el sistema de cultivo no incluye prácticas de conservación de suelos.

1.4. Censos

Según los datos proporcionados por la DMP de la municipalidad de San José del Golfo, se estima que hay 9 039 habitantes, siendo el 52 % de género femenino y el 48 % de género masculino, con una tasa de crecimiento del 3,60 %.

Tabla I. Población del municipio de San José del Golfo

No.	NOMBRE	TIPO DE LOCALIDAD	POBLA. AÑO 2,002 CENSO INE	PROYECCION POBLACION PARA AÑO 2,019	HOMBRES (AÑO 2019)	MUJERES (AÑO 2019)
1	SAN JOSE DEL GOLFO	PUEBLO	1 592	2 803	1 205	1598
2	CONCEPCION GRANDE	FINCA	44	77	33	44
3	EL CAULOTE	FINCA	675	1 147	493	654
4	EL JABILLAL	ALDEA	144	254	109	145
5	EL PUENTE BARRANQUILLO	CASERIO	35	62	27	35
6	EL RODEO	FINCA	279	491	211	280
7	ENCUENTRO DE NAVAJAS	FINCA	89	157	67	90
8	EL PLANETA	FINCA	20	35	15	20
9	GARIBALDI	ALDEA	113	199	86	113
10	JOYA DE LOS TERNEROS	COLONIA	189	333	143	190
11	LA CHOLEÑA	COLONIA	1 161	2045	879	1 166
12	LOMA TENDIDA	COLONIA	368	648	279	369
13	LA CEIBA	CASERIO	17	30	13	17
14	PONTEZUELAS	COLONIA	184	324	139	185
15	QUEBRADA DE AGUA	COLONIA	57	100	43	57
16	LA JOYA 2,000	COLONIA	42	74	32	42
17	SANTA ROSA	COLONIA	30	53	23	30
18	CUCAJOL	CASERIO	23	41	17	24
19	POBLACION DISPERSA	OTRA	94	166	71	95
TOTAL DE HABITANTES				9 039	3 885	5 154

Fuente: Departamento municipal de planificación de la municipalidad de San José del Golfo.

2. DISEÑO DE UN PUENTE PARA LA ALDEA EL CAULOTE DE SAN JOSÉ DEL GOLFO

2.1. Descripción del proyecto a desarrollar

Se realizó el diseño y planificación de la implementación de un puente para atravesar la falla de la aldea El Caulote, que comunica la cabecera municipal de San José del Golfo con las aldeas Loma Tendida a Copante, Quebrada de Agua La Joya de los Terneros, para darles a los pobladores un paso de vía estable y confiable.

Esta nueva estructura se realizó de acuerdo con los resultados de los estudios técnicos necesarios como: levantamiento topográfico, un estudio geotécnico e hidrológico de la zona.

2.2. Levantamiento topográfico

Los levantamientos topográficos se utilizan para identificar los límites y características de la tierra para delimitar una propiedad. Esto se emplea para la construcción de diversas estructuras.

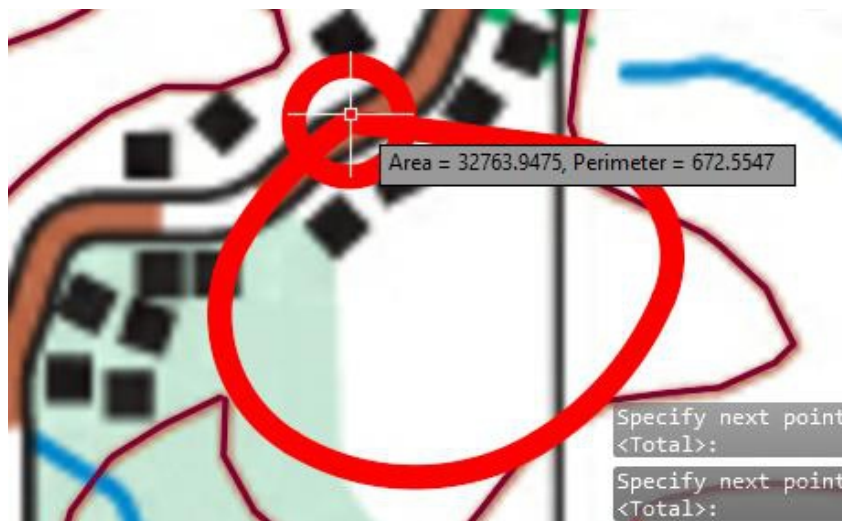
Se realizó un levantamiento topográfico tanto planimétrico y taquimétrico de 100 metro a la redonda, donde se ubicará la estructura del puente, este tendrá una longitud de 30 metros y 8 metros de ancho, con 2 carriles de 3,05 metros cada uno.

2.3. Estudio hidrológico e hidráulico

Estos estudios permiten conocer la cantidad de agua que pasará sobre la estructura, para que su diseño sea adecuado y el puente no se vea afectado por inundaciones.

Para el proyecto solo es necesario calcular el área que drena la cuenca en el sector, porque este se colocará por encima de una falla geológica, y no existe un río que pase por debajo de este, el método que se empleará para determinar el caudal pasante será el método racional.

Figura 2. Área drenada de cuenca



Fuente: Instituto Geográfico Nacional, IGN. *Hoja cartográfica 2160-III de San Pedro Ayampuc.*

2.3.1. Método racional

Este es un método hidrológico antiguo, utilizado para el cálculo de caudales de cuencas menores de 20 kilómetros cuadrados, para la utilización

de este método se debe tomar datos precisos de precipitación, porque se considerará una precipitación uniformemente distribuida en toda el área. Los caudales se determinan mediante la siguiente fórmula:

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

Donde:

Q = Caudal de diseño (m³/s).

C = Coeficiente de escorrentía (a dimensional).

I = Intensidad de lluvia (mm/h).

A = Área drenada de la cuenca (Hectáreas).

- Caudal de diseño: es un volumen de agua que como fin tiene por llegar a una estructura de drenaje, este cálculo se debe llegar a cabo para conocer el valor de la crecida máxima que puede llegar a ocurrir, así como su incidencia, esto es para tener un diseño económico y evitar que se dañe la estructura.
- Coeficiente de escorrentía: este se define de las características propias del terreno, como tipo de suelo, el área de cultivos, permeabilidad y vegetación. A continuación, se presenta una tabla con coeficientes de escorrentía.

Tabla II. **Valores de coeficientes de escorrentía**

Topografía y vegetación	Textura del suelo		
	Tierra franca Arenosa	Arcilla y limo	Arcilla compacta
Bosques			
Llano 0-5% pendiente	0,10	0,30	0,40
Ondulado 5-10% pendiente	0,25	0,35	0,50
Montañoso 10-30%	0,30	0,50	0,60
Pendiente			
Pastizales			
Llanos	0,10	0,30	0,40
Ondulados	0,16	0,36	0,55
Montañosos	0,22	0,42	0,60
Tierras cultivadas			
Llanas	0,30	0,50	0,60
Onduladas	0,40	0,60	0,70
Montañosas	0,52	0,72	0,82
Zonas urbanas	30 % de la superficie Impermeable	50 % de la superficie impermeable	70 % de la superficie impermeable
Llanas	0,40	0,55	0,65
Onduladas	0,50	0,65	0,80

Fuente: MOCKUS, Victor. National Engineering Handbook. *Valores de coeficientes de escorrentía*. National Engineering Handbook. p. 89.

Las características del terreno donde se trabajará el puente, es una zona urbana ondulada, por lo cual el coeficiente de escorrentía para este caso es de 0,50.

- Intensidad de lluvia: Para obtener la intensidad de lluvia de una región se puede hacer de dos formas, la primera es mediante a las curvas de intensidad de lluvia con respecto al tiempo, la cual tiene varias curvas donde se hace posible calcular la intensidad de la lluvia mediante a un periodo de años con respecto a la duración de la lluvia, y la otra forma es mediante a la siguiente ecuación:

$$I = \frac{153,5418 T^{0,190272}}{t^{0,61885}}$$

Donde:

I = Intensidad de lluvia (mm/h)

T = Periodo de retorno (años)

t = Tiempo de concentración (min)

El tiempo de concentración depende de las características propias de la cuenca y también de las propiedades hidráulicas. Para estimar el tiempo de concentración utilizaremos una formula brindada por el INSIVUMEH que se basa en los parámetros de longitud y desnivel del cauce.

$$t = \left(\frac{0,886L^3}{H} \right)^{0,385} 0,60$$

Donde:

t = Tiempo de concentración (min)

L = Longitud del cauce (km)

H = Desnivel del cauce (m)

- Cálculos para determinar el caudal

Se utilizará para una crecida máxima en un periodo de retorno de 50 años, se calculó el área del tramo por medio del programa Civil AutoCAD 2018 y dio un área de 3,276 hectáreas, con un coeficiente de escorrentía de 0,50 según la tabla II, la longitud del cauce es de 200 metros con un desnivel de 10 metros.

- Tiempo de concentración

$$t = \left(\frac{0,886L^3}{H} \right)^{0,385} \cdot 60$$

$$t = \left(\frac{0,886(0,2km)^3}{10m} \right)^{0,385} \cdot 60$$

$$t = 3,67 \approx 5 \text{ minutos}$$

- Intensidad de lluvia

$$I = \frac{153,5418 T^{0,190272}}{t^{0,61885}}$$

$$I = \frac{153,5418 (50\text{años})^{0,190272}}{(5\text{min})^{0,61885}}$$

$$I = 136,21 \text{ mm/h}$$

- Caudal de diseño

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

$$Q = \frac{(0,50) \left(\frac{136,21\text{mm}}{h} \right) (3,276\text{He})}{360}$$

$$Q = 0,62 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como podemos observar el caudal que pasará por debajo del puente es pequeño, pero siempre debemos de considerar colocar un revestimiento de concreto ciclópeo en la parte inferior de la pila, para su protección.

2.4. Estudio de suelos

Un estudio de suelos es de gran importancia para realizar el diseño de cualquier estructura, y con este se determinará la profundidad y la geometría de la cimentación para así por darle estabilidad a la estructura.

Para el proyecto se tomó una muestra inalterada, sacada de donde se colocarán uno de los estibo, a una profundidad de 1,50 metros, con un volumen aproximado de la muestra de un pie cubico. A esta muestra se le realizo el ensayo de triaxial. Se muestran los resultados obtenidos en el ensayo:

- Ángulo de fricción interna: $\phi = 28,43^\circ$
- Cohesión: $C_u = 0,00 \text{ Ton}/m^2$
- Peso específico: $\gamma_s = 1,86 \text{ Ton}/m^3$
- Profundidad : $D_f = 1,50 \text{ m}$

Para el cálculo del valor soporte se tomó el método mostrado en el libro de Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M. Das, en la sección 3,3 Teoría de la Capacidad de Carga de Terzaghiy con los resultados obtenidos en el ensayo de triaxial se puede calcular el valor soporte del suelo.

$$q_u = C_u N_c S_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q S_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma S_\gamma - \gamma \cdot D$$

Donde:

C_u = es la cohesión en Ton/m²

D_f = Desplante de cimentación

γ = Peso específico del suelo

N_q, N_c, N_γ = Factores de flujo de carga

S_c, S_q, S_γ = Son factores de forma todos igual 1 para cimentación corrida.

D = Profundidad de desplante

B = Ancho de cimentación (Zapata de estribo $B = 4,5$ m)

Factores de flujo de carga

$$\phi = 28,43^\circ$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = e^{\pi \cdot \tan(28,43)} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{28,43}{2}\right) = 15,43$$

$$N_c = \cot(\phi)(N_q - 1) = \cot(28,43)(15,43 - 1) = 26,65$$

$$N_\gamma = 1,8(N_q - 1) \tan(\phi) = 1,8(15,43 - 1) \tan(28,43) = 14,06$$

Retomando la ecuación de Terzaghi y sustituyendo valores, queda:

$$q_u = 0 \cdot 26,65 \cdot 1 + 1,5 \cdot 1,86 \cdot 15,43 \cdot 1 + \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 1,86 \cdot 14,06 \cdot 4,5 - 1,86 \cdot 1,5$$
$$q_u = 99,10 \text{ Ton}/m^2$$

El valor de carga última será dividido por un factor de seguridad de 3 porque este es el mínimo permisible, quedando así un valor de carga última admisible.

$$q_{Adm} = \frac{99,10 \text{ Ton}/m^2}{3}$$
$$q_{Adm} = 33,033 \text{ Ton}/m^2$$

- Comparación de datos experimentales con datos teóricos

Tabla III. **Presiones admisibles en rocas**

ROCA	$q_{Adm} \left(\frac{kg}{m^2} \right)$
Rocas ígneas (granitos y gneiss) sanas	100
Calizas areniscas duras	40
Esquitos y pizarras	30
Argilitas y limolitas duras y areniscas blandas	20
Arenas cementadas	10
Argilitas y limolitas blandas	6-10
Calizas blandas y porosas	6

Fuente: Código InglésCP:2004/1972. Apuntes de ingeniería civil. *Cimentaciones en roca*. p. 1.

Los datos teóricos de la capacidad soporte admisible se muestran en la tabla III, la carga admisible para limos según al código inglés CP: 2004/1972, que se tiene una carga de valor soporte admisible de 6-10 kg/cm^2 , que equivalen a 60-100 Ton/m^2 . Para el diseño de la cimentación se utilizará el valor soporte calculado por los datos experimentales, porque este tiene un valor menor y sería crítico.

2.5. Especificaciones de diseño

El diseño se realizará mediante las especificaciones de AASHTO LRFD 2017, los requerimientos para concreto reforzado de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14), y las especificaciones de AGIES NSE 5,2, Puentes de tamaño y altura limitados.

- El refuerzo longitudinal y transversal de todos los elementos, será de acero corrugado grado 60, con una resistencia a la fluencia de $4\,200 \text{ kg/cm}^2$ (60 000 PSI).
- La resistencia a compresión del concreto de los elementos será de 281 kg/cm^2 (4 000 PSI).
- La carga de diseño será la AASHTO HL-93, que tiene un peso total de 33,2 toneladas.
- El puente tendrá una altura de 10 metros.
- Las dimensiones del puente son: 30 metros de largo, 8 metros de ancho, 6,1 metros de ancho de rodadura, el puente contara con baranda y acera en ambos lados. Para el diseño del puente no es necesario el cálculo de esviaje, este tendrá que atravesar una falla geológica y no un río.
- Los tubos del barandal serán HG de 2 pulgadas de diámetro, cedula 40 estándar, AISC.
- La densidad del concreto ciclópeo será de $2\,500 \text{ kg/cm}^2$, el cual constará de piedra bola de un diámetro aproximado de 4 pulgadas y concreto para rellenar los espacios vacíos.
- El recubrimiento de los elementos debe ser medido desde el rostro de la barra de acero a la cara de concreto serán:

- Zapata. 5 cm
 - Losa cama superior. 5 cm
 - Losa cama inferior. 2,5 cm
 - Vigas, diafragmas, cortinas, vigas de apoyo y pila. 5 cm
-
- La longitud de desarrollo se debe proporcionar a todas las barras en el punto donde se requiera por el diseño, según AASHTO 5.11.2 la longitud de desarrollo deberá ser 15 veces el diámetro de la varilla o la luz dividido 20.

 - Los dobleces en forma de gancho deberán realizarse en frío a un equivalente de 6 veces el diámetro si los dobleces son a 180 grados y de 12 veces el diámetro si es a 90 grados.

 - Se colocará una losa de aproximación en cada extremo del puente, esta tendrá 9 metros de largo y tendrá las mismas características de espesor, armado y capa de rodadura de la losa del puente.

 - Para la superestructura debe tomarse en cuenta:
 - Colocar una capa de concreto de 8 centímetros para protección de la losa y cubrir irregularidades de la misma.
 - Cualquier soldadura que se realice debe cumplir con la normativa American Welding Society.
 - Todos los elementos de acero estructural deberán tener dos capas de pintura anticorrosiva de diferentes colores, excepto los pernos, estos deben de estar bien engrasados.

- Para la subestructura debe tomarse en cuenta:
 - Los estribos estarán diseñados para la capacidad soporte del suelo, las dimensiones estarán estipuladas en los planos.
 - Deberá proporcionarse drenajes adecuados a los estribos, para evitar presiones nocivas a la estructura.
 - La excavación para la colocación de los estribos deberá ser estrictamente exacta.

- Nombre y abreviaciones de los códigos a utilizar
 - Espesor de losa, tabla 2.5.2.6.3-1 de AASHTO LRFD 2017.
 - Luz efectiva entre vigas, tabla 2.5.2.6.3-1 de AASHTO LRFD 2017.
 - Altura de viga, tabla 2.5.2.6.3-1 de AASHTO LRFD 2017.
 - Factor de impacto tabla 3.6.2.1-1 de AASHTO LRFD 2017.
 - Momento último ecuación 3.4.1-1 AASHTO LRFD 2017.
 - Factor de refuerzo longitudinal ecuación 9.7.3-2 AASHTO LRFD 2017.
 - Refuerzo por altura sección 5.10.8.1.2 de AASHTO LRFD 2017.
 - Barandas sección 13.8 AASHTO LRFD 2017.
 - Flujo de agua ecuación C3.7.3.1-1 AASHTO LRFD 2017.
 - Diseño de apoyo de neopreno, sección 14.7.5 AASHTO LRFD 2017.
 - Factor de carga, sección 1.3 AASHTO LRFD 2017.
 - Área de acero mínimo sección 9.6.1.2 ACI 318-14.
 - Cuantilla de acero, para refuerzo máximo, sección 18.6.3.1 del ACI 318-14.

- Especificaciones de armado longitudinal sección 18.6.3 ACI 318-14.
- Cortante resistente, sección 22.5.5.1 ACI 318-14.
- Espaciamiento, ecuación 11-15 ACI 318-14.
- Periodo de retorno para la determinación de la avenida de diseño, Tabla 2.3.5-1, AGIES NSE 5.2.

2.6. Predimensionamiento de los elementos estructurales

A continuación, se presenta el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales del proyecto.

2.6.1. Losa

Esta se encarga de transmitir las cargas vehiculares del puente a las vigas principales. El espesor de la losa debe cumplir con la normativa AASHTO LRFD, para losas continuas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, mediante a la siguiente ecuación dada por la tabla 2.5.2.6.3-1 de AASHTO, donde se determina el espesor de la losa para tramos continuos:

$$t = \frac{1,2(S + 3\ 000)}{30} \geq 165\ mm$$

Donde:

t= espesor de losa(mm)

S= Luz efectiva entre vigas y deberá estar entre 1,5 y 2,4. (mm)

$$S = \frac{Au - Nv \cdot Av - 2(0,6 - Av/2)}{Nv - 1}$$

Donde:

S= Luz efectiva entre vigas

Au= Ancho útil de la losa de rodadura (m)

Nv= Cantidad de vigas a utilizar

Av= Ancho o base de las vigas (m)

$$S = \frac{6,1m - 3 \cdot 0,6m - 2(0,6 - 0,6m/2)}{3 - 1}$$

$$S = 1,85m$$

Con el valor de la luz efectiva entre vigas, podemos calcular el espesor de la losa:

$$t = \frac{1,2(1\,850\,mm + 3\,000)}{30} \geq 165\,mm$$

$$t = 194\,mm \geq 165\,mm$$

$$t = 20\,cm$$

2.6.2. Vigas

Estos elementos son los que soportan el peso de un puente, transfiriendo la carga a las vigas de apoyo. Pero también debemos tomar en cuenta que estos elementos no solo son para soportar presión y cargas, sino también para soportar flexión y tensión.

El diseño del puente se realizará en dos tramos de 15 metros cada uno, con vigas T, el cálculo se realizará mediante a la ecuación de la tabla 2.5.2.6.3-1 de AASHTO, la cual es:

$$t_v = 0,065 L$$

Donde:

t_v = Peralte o alto total de la viga (m)

L = Luz libre entre apoyos (m)

$$t_v = 0,065(15 m)$$

$$t_v = 0,975 m \rightarrow 1,0 m$$

Nota: se realizaron los respectivos cálculos para una viga de un metro de peralte, pero el área de acero requerida era mayor que el área de acero máxima permitida, por eso se decidió aumentar el peralte la viga a 1,1 metros, pero tampoco cumplió, por último, se aumentó a 1,2 metros y si nos cumplió los chequeos de acero.

La base de la viga será el $\frac{1}{2}$ del peralte de la viga:

$$b_v = \frac{1}{2} \cdot t_v$$

Donde:

t_v = Peralte o alto total de la viga (m)

b_v = Base o ancho de viga (m)

$$b_v = \frac{1}{2} \cdot 1,2m$$

$$b_v = 0,60m$$

2.6.3. Diafragmas

Estos elementos dan estabilidad lateral a las vigas principales y se colocan perpendicularmente a las vigas, lo cual permite un tope contra el volteo. Estos se deben de colocar al inicio y al final de un tramo. Estos se dividen en diafragmas externos y diafragmas internos.

- Diafragmas externos: Para el cálculo de la altura de estos, se debe multiplicar la altura de la viga principal por 1/2, la base no debe ser menor de 30 cm.

$$H_{DE} = 1/2 (t_v)$$

$$H_{DE} = 1/2 (1,2 m)$$

$$H_{DE} = 0,60 m$$

$$b_{DE} = 0,30 m$$

Los diafragmas externos deben colocarse a L/4 y deben colocarse en cada extremo del puente.

- Diafragmas internos: La altura se calcula multiplicando la altura de la viga principal por 3/4, la base no debe ser menor a 30 cm.

$$H_{DI} = 3/4 (t_v)$$

$$H_{DI} = 3/4 (1,2 m)$$

$$H_{DI} = 0,90 m$$

$$b_{DI} = 0,30 m$$

Los diafragmas internos deben colocarse a L/2.

2.6.4. Cortina

Estos elementos tienen la función de evitar la pérdida de material que da acceso al puente, estas van empotradas en las vigas de apoyo, generando un topo en los extremos de las vigas principales.

La altura de la cortina debe ser como mínimo la altura de la viga, y la base como mínimo debe medir 30 cm.

$$H_C = t_v = 1,2 \text{ m}$$

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

2.6.5. Vigas de apoyo

La función de este elemento es recibir las cargas de las vigas principales y transmitir las a los estribos. Esta se encuentra a lo largo del estribo por lo cual no hace esfuerzos de flexión solo de aplastamiento.

$$b_{VA} = b_C + X$$

Donde:

b_{VA} = Base de la viga de apoyo

b_C = Base de cortina

$X = 0,02L$, debido a que se debe utilizar 2 cm por cada metro lineal del puente.

$$b_{VA} = 0,30 \text{ m} + 0,02(30 \text{ m})$$

$$b_{VA} = 0,30 \text{ m} + 0,60 \text{ m}$$

$$b_{VA} = 0,90 \text{ m}$$

La altura de la viga de apoyo debe ser como mínimo de 0,40 m

$$H_{VA} = 0,40 \text{ m}$$

Tabla IV. **Resumen de pre-dimensionamiento**

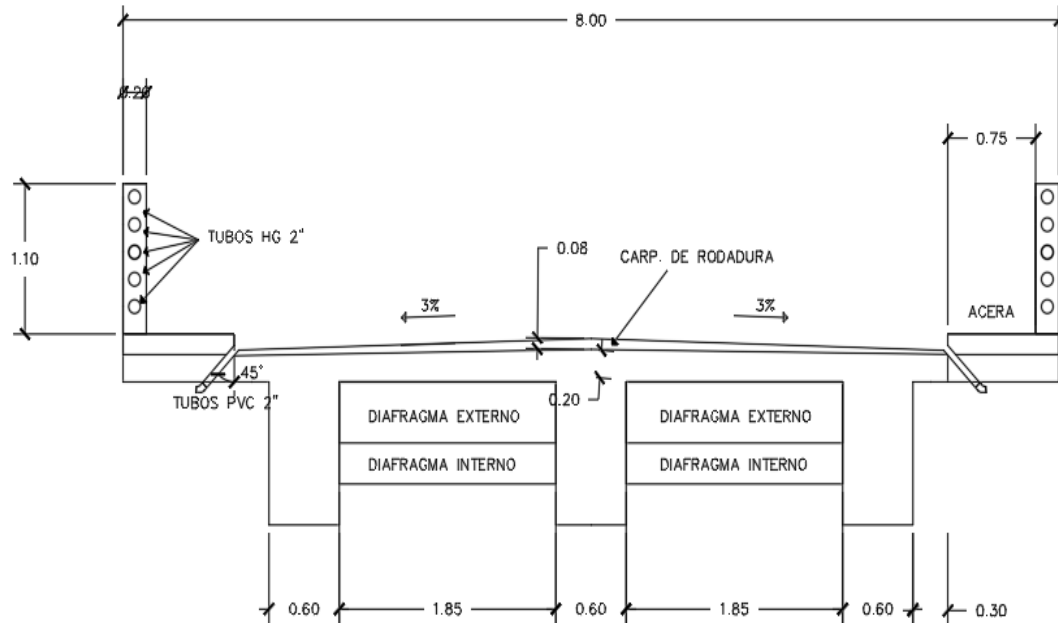
Dimensiones de pre-dimensionamiento			
Ele. Estructural	Peralte (cm)	Base (cm)	Luz efectiva (cm)
Losa	20		185
Viga	120	60	
Diafrag. Externo	60	30	
Diafrag. Interno	90	30	
Cortina	120	30	
Viga de apoyo	40	90	

Fuente: elaboración propia.

2.7. **Diseño de superestructura**

Es un conjunto de elementos diseñados para soportar directamente las cargas aplicadas a un puente. Esta es la parte del puente que comunica a dos puntos, atravesando ríos, barrancos, hundimiento etc. La superestructura está compuesta por: vigas principales, losas, diafragmas, barandal, banqueteta y parachoques. A continuación, se presenta el diseño de estos elementos.

Figura 3. Sección transversal del puente



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

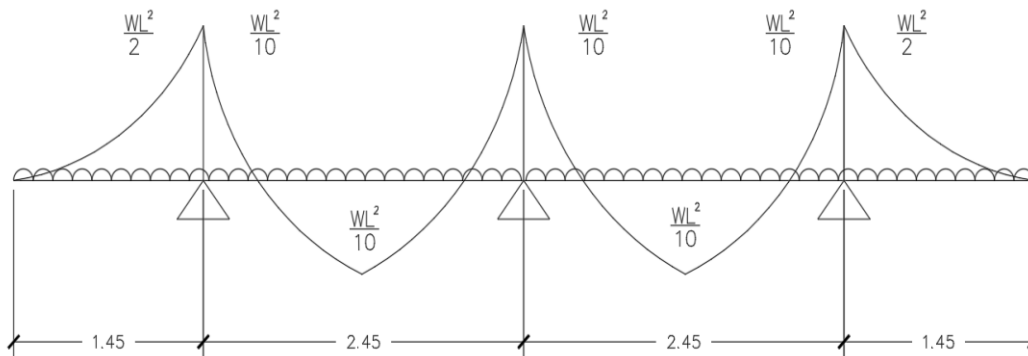
2.7.1. Diseño de losa

El diseño de la losa se realizará de acuerdo con la normativa AASHTO LRFD, para este caso se trabajará con losas continuas y que trabajan en un solo sentido, porque su longitud es mucho mayor que su ancho. Estas estarán apoyadas únicamente en las vigas principales, por lo cual el acero principal estará colocado en sentido perpendicular al tránsito y para el acero paralelo al tránsito, se utilizará el acero mínimo que aparece en los códigos. Los recubrimientos mínimos en la losa para la cama de armado superior e inferior serán de 5 y 2,5 cm respectivamente.

2.7.1.1. Cálculo de momentos

- Momento debido a la carga muerta

Figura 4. Diagrama de momentos de la carga muerta



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2 018.

Donde:

W_{CM} = Carga muerta distribuida.

L_{VIGA} = Longitud de vigas entre ejes.

L_V = Longitud de voladizo

- Cálculo de carga muerta

$$\text{Peso propio de la losa} = (0,20 \text{ m}) \cdot (1 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ kg/m}^3) = 480 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de carpeta de rodadura de 8 cm} = (0,08 \text{ m}) \cdot (1 \text{ m}) \cdot 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 192 \text{ kg/m}$$

$$\text{Barandal} = \underline{\hspace{10em}} 40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total de carga muerta} = 712 \text{ kg/m}$$

Retomando el cálculo del momento por carga muerta, en voladizo

$$M_{CMV} = \frac{(712 \text{ kg/m}) \cdot (1,40 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{CMV} = 697,76 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo de momento en vigas a ejes

$$M_{CMvigas} = \frac{(712 \text{ kg/m}) \cdot (2,45 \text{ m})^2}{10}$$

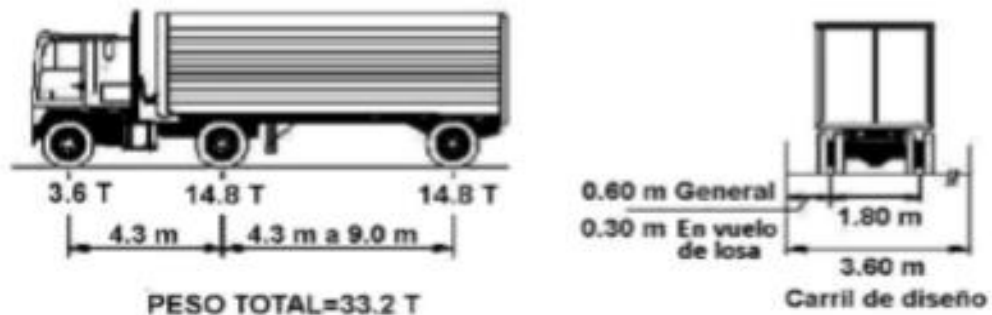
$$M_{CMvigas} = 427,38 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Se debe tomar el momento de mayor valor numérico, por lo tanto, el valor de momento por carga muerta es $M_{CM} = 697,76 \text{ kg} \cdot \text{m}$

- Momento debido a la carga viva

Para este proyecto se utilizará una carga viva AASHTO HL93, con un total de 33,2 toneladas.

Figura 5. Camión de diseño AASHTO HL93



Fuente: AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications. *Camión de diseño*. p.12.

Para el cálculo del momento ocasionado por la carga viva, se utiliza la ecuación dada por AASHTO 3.24.3.1

$$M_{CV} = 0,80 \cdot \left(\frac{S + 2}{32} \right) \cdot P$$

Donde:

M_{CV} = Momento de carga viva

S = Luz efectiva entre vigas en pies (1,85 m → 6,07 pies)

P = Carga por llanta en libras.

$$P = \frac{14,8T}{2} = 7,4T \rightarrow 16\,314,2 \text{ Lb}$$

$$M_{CV} = 0,80 \cdot \left(\frac{6,07 \text{ pies} + 2}{32} \right) \cdot 16\,314,2 \text{ Lb}$$

$$M_{CV} = 3\,290,57 \text{ Lb} \cdot \text{pie}$$

$$M_{CV} = 3\,290,57 \text{ Lb} \cdot \text{pie} \cdot \frac{1 \text{ kg}}{2,2 \text{ Lb}} \cdot \frac{1 \text{ m}}{3,28 \text{ pies}} = 456,01 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de factor de impacto

Este factor aumenta el momento producido por la carga viva. Para su cálculo se utiliza la ecuación dada por AASHTO en la tabla 3.6.2.1-1

$$I = \frac{15,24}{S + 38} \leq 33 \%$$

$$I = \frac{15,24}{1,85\text{m} + 38} \leq 0,33$$

$$I = 0,38 \leq 0,33$$

El resultado obtenido es más grande que el límite, se debe utilizar de factor 0,33.

- Cálculo de momento último

Para el cálculo del momento último se utilizan factores de seguridad, para la carga viva como para la carga muerta, este cálculo se hace mediante a de AASHTO 3.4.1-1, el factor de modificador de cargas se obtiene de la sección 1.3 de AASHTO LRFD.

$$M_U = n \cdot \left(M_{CM} + \frac{5}{3} \cdot (M_{CV} \cdot (1 + I)) \right)$$

Donde:

M_U = Momento último

η = Modificador de cargas

M_{CM} = Momento de carga muerta

M_{CV} = Momento de carga viva

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I$$

Donde:

η_D = Factor relacionado con la ductilidad

$$\eta_D \geq 1,05 \text{ para elementos y conexiones no dúctiles}$$
$$= 1,00 \text{ para diseños y detalles convencionales}$$

$\leq 0,95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por las especificaciones.

Para todos los demás estados límites: $\eta_D = 1,00$

η_R = Factor relacionado con la redundancia

$\eta_R \geq 1,05$ para elementos no redundantes

= 1,00 para niveles convencionales de redundancia

$\leq 0,95$ para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites: $\eta_R = 1,00$

η_I = Factor relacionado con la importancia operativa

$\eta_I \geq 1,05$ para puentes importantes

= 1,00 para puentes típicos

$\leq 0,95$ para puentes de relativamente poca importancia Para todos los

demás estados límites: $\eta_I = 1,00$

$$\eta = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$M_U = 1 \cdot \left(697,76 \text{ kg} \cdot \text{m} + \frac{5}{3} \cdot (456,01 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot (1 + 0,33)) \right)$$

$$M_U = 2\,191,52 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

2.7.1.2. Cálculo de refuerzo

- Cálculo de refuerzo transversal para cama inferior

Para el cálculo del área de acero requerido, utilizaremos la ecuación 3-1 de la sección 3.4 del libro Diseño de concreto reforzado de Jack McCormac y Russell H, Brown.

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

Donde:

A_s = Área de acero (cm^2)

b = Tramo unitario (1 metro = 100 cm)

M = Momento último (kg m)

f'_c = Resistencia de concreto a compresión ($281 \text{ kg}/cm^2$)

f_y = Resistencia de fluencia del acero ($4\,200 \text{ kg}/cm^2$)

Recubrimiento = 2,5 cm

Se utilizarán varillas No. 4; $A_v = 1,27 \text{ cm}^2$, $\phi = 1,27 \text{ cm}$

$$d = t - rec - \frac{\phi}{2} = 20 - 2,5 - 1,27/2 = 16,87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85(281 \text{ kg}/cm^2)}{4\,200 \text{ kg}/cm^2} \left(100 \text{ cm} \cdot 16,87 \text{ cm} - \sqrt{(100 \text{ cm} \cdot 16,87 \text{ cm})^2 - \frac{2\,191,52 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot 100 \text{ cm}}{0,003825(281 \text{ kg}/cm^2)}} \right)$$

$$A_s = 3,50 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo (según la sección 9.6.1.2 de ACI 318-14)

$$A_{smin} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14,1}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin} = \frac{0,8 \cdot \sqrt{281 \text{ kg}/cm^2}}{4\,200 \text{ kg}/cm^2} \cdot (100 \text{ cm} \cdot 16,87 \text{ cm}) \geq \frac{14,1}{4\,200 \text{ kg}/cm^2} \cdot (100 \text{ cm} \cdot 16,87 \text{ cm})$$

$$A_{smin} = 5,38 \text{ cm}^2 \geq 5,66 \text{ cm}^2$$

El área mínima de acero que se empleará será de $A_{Smin} = 5,66 \text{ cm}^2$, ya que este cumple con el área de acero requerida.

Se utilizará varillas No. 4 con un área de $1,27 \text{ cm}^2$, la cantidad que se empleará serán:

$$\text{No. varillas} = \frac{5,66 \text{ cm}^2}{1,27 \text{ cm}^2} = 4,46 \approx 5 \text{ varillas}$$

El espaciamiento entre varillas será de:

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{5} = 20 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas No. 4 @ 20 cm

- Cálculo de refuerzo transversal para cama superior

Este se denomina acero por temperatura, para su cálculo AASHTO y proporciona la siguiente ecuación:

$$A_{Stem} = 0,002 \cdot b \cdot t$$
$$A_{Stem} = 0,002 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 4 \text{ cm}^2$$

Se utilizará varillas No. 4, la cantidad que se empleará serán:

$$\text{No. varillas} = \frac{4 \text{ cm}^2}{1,27 \text{ cm}^2} = 3,15 \approx 4 \text{ varillas}$$

El espaciamiento entre varillas será de

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

Se utilizarán varillas No. 4 @ 25 cm

- Cálculo del refuerzo longitudinal para cama superior e inferior

Este refuerzo debe ser al menos el 67 % del refuerzo transversal según AASHTO 9.7.3.2 el refuerzo se calcula:

$$A_{Slong} = FL_{AS} \cdot A_{Smin}$$

Donde:

FL_{AS} = Factor de refuerzo longitudinal para el área de acero

$$FL_{AS} = \frac{2,20}{\sqrt{S}} \leq 67 \%$$

$$FL_{AS} = \frac{2,20}{\sqrt{6,07}} \leq 67 \%$$

$$FL_{AS} = 0,89 \leq 0,67$$

Como este parámetro no se cumple se debe utilizar el valor de 67 % que es el máximo permitido, el refuerzo longitudinal que de la siguiente manera:

$$A_{Slong} = FL_{AS} \cdot A_{Smin}$$

$$A_{Slong} = (0,67) \cdot (5,66 \text{ cm}^2)$$

$$A_{Slong} = 3,79 \text{ cm}^2$$

Se utilizará varillas No. 4, la cantidad que se empleará serán:

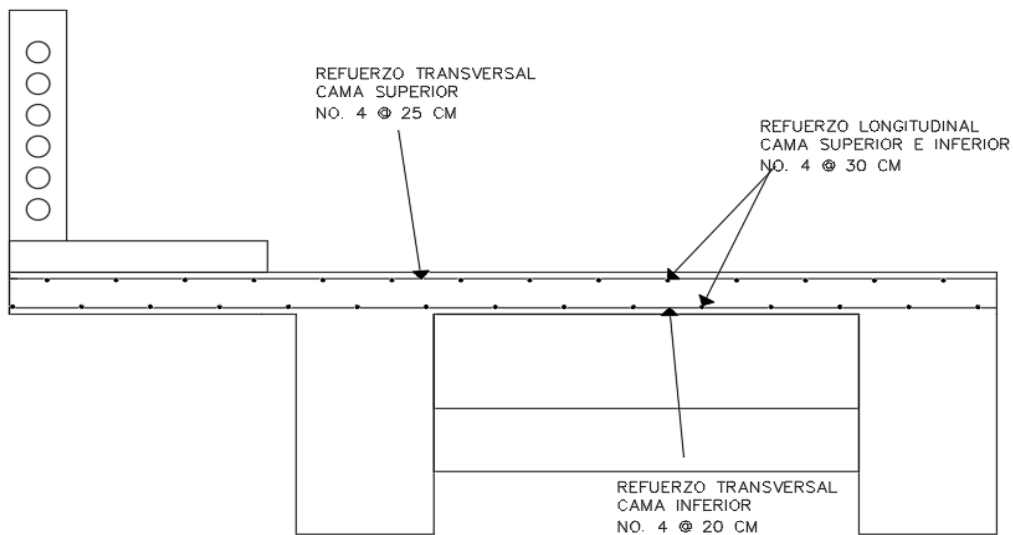
$$No. \text{ varillas} = \frac{3,79 \text{ cm}^2}{1,27 \text{ cm}^2} = 2,98 \approx 3 \text{ varillas}$$

El espaciamiento entre varillas será de:

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{3} = 33,33 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas No. 4 @ 30 cm

Figura 6. Armado de losa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

2.7.2. Diseño de vigas

El diseño de vigas de concreto para este proyecto será de concreto reforzado, según las normas AASHTO, la luz máxima de vigas es de 25 metros,

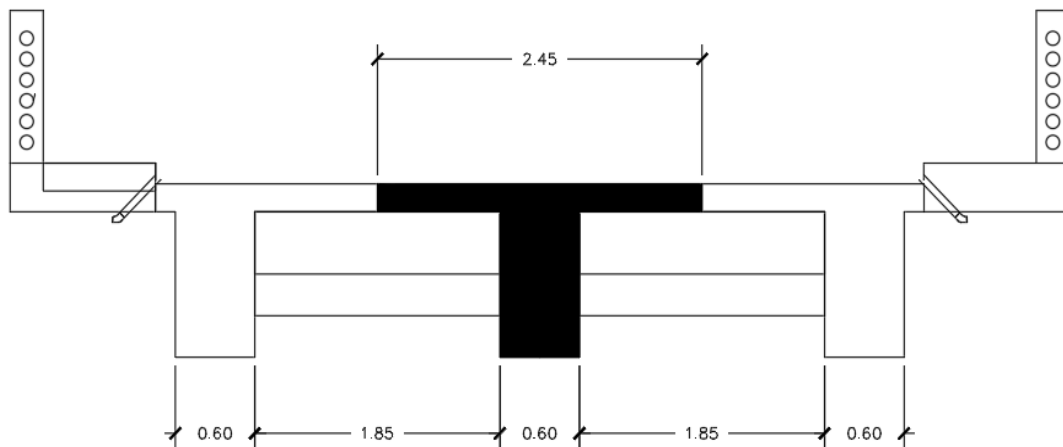
por esto debemos a dividir el puente de 30 metros, para este caso lo dividiremos en dos tramos de 15 metros cada uno.

Estas vigas estarán simplemente apoyadas, y se diseñarán tres vigas, porque se tiene un ancho de rodadura de 6 metros, y es un puente de dos vías.

2.7.2.1. Diseño de viga intermedia

A continuación, se presenta el área tributaria que se utilizara para el diseño de la viga intermedia.

Figura 7. Área tributaria de viga intermedia



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

- Cálculo de carga muerta

Debemos calcular la cantidad de carga muerta que debe soportar la viga, para esto debemos tomar en cuenta solo el área tributaria de la viga.

- Carga distribuida

$$\text{Peso propio de la losa} = (0,2 \text{ m}) \cdot (1,85 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ kg/m}^3) = 888 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de carpeta de rodadura de 8 cm} = (0,08 \text{ m}) \cdot (1,85 \text{ m}) \cdot 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 355,2 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de la viga} = \frac{(0,60 \text{ m}) \cdot (1,2 \text{ m}) \cdot 2\,400 \text{ kg/m}^3}{1} = 1\,728 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total de carga muerta distribuida} = 2\,971,2 \text{ kg/m}$$

- Carga puntual

Pesos de los diafragmas (se debe tomar la carga que tenga mayor valor numérico).

Diafragma externo

$$P_{DE} = (0,30 \text{ m}) \cdot (0,60 \text{ m}) \cdot (1,85 \text{ m}) \cdot 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 799,2 \text{ kg}$$

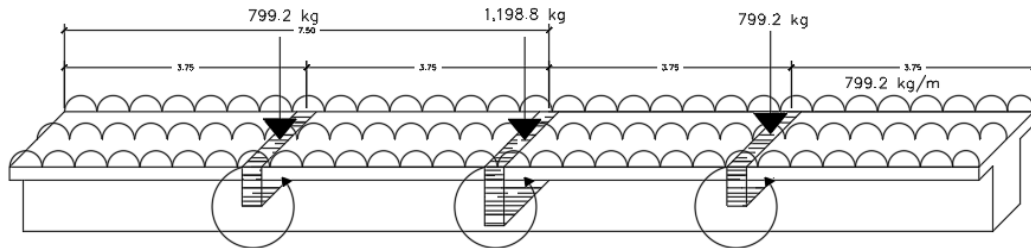
Diafragma interno

$$P_{DI} = (0,30 \text{ m}) \cdot (0,90 \text{ m}) \cdot (1,85 \text{ m}) \cdot 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 1\,198,8 \text{ kg}$$

Para este caso la carga puntual será de 1 198,8 kg

- Cálculo del momento por carga muerta

Figura 8. Diagrama de cargas muertas en la viga interior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Para el cálculo del momento flector último para cualquier sección se utiliza la ecuación 1 del capítulo 11 del libro Diseño en Concreto Armado del Ing. Roberto Morales Morales.

$$M_{CM} = \frac{wl^2}{8} + P \cdot a$$

Donde:

M_{CM} = Momento producido por la carga muerta

w = Carga muerta distribuida

l = longitud del tramo del puente

P = Carga muerta puntual producida por el diafragma

a = Separación entre diafragmas

$$M_{CM} = \frac{(2\,971,2 \text{ kg/m}) \cdot (15 \text{ m})^2}{8} + 1\,198,8 \text{ kg} \cdot 3,75 \text{ m}$$

$$M_{CM} = 88\,060,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Para el cálculo del momento causado por la carga viva en vigas se utilizará una carga viva AASHTO HL93, con un total de 33,2 toneladas, y

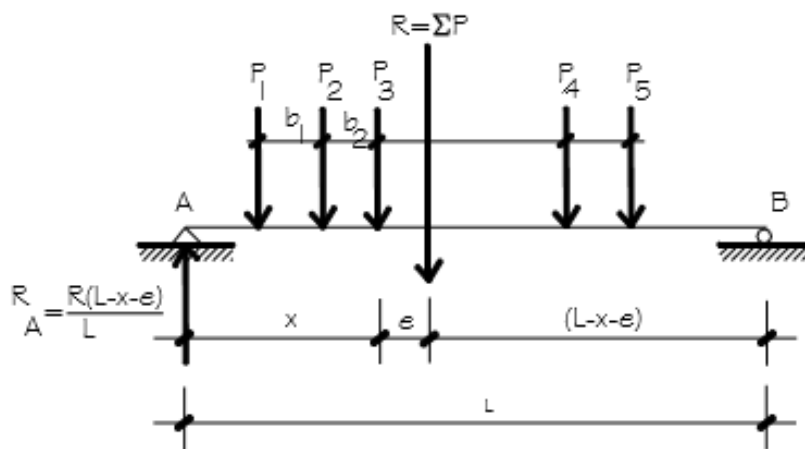
para determinar el momento actuante por la carga viva se empleará el método de Barré, tomado del apéndice II-A, de AASHTO LRFD 2017.

Teorema de Barré

Bisecando la distancia entre un tren de cargas y la carga más próxima a ella, por un eje que pasa por el centro de luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada, se encuentra casi siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancias, se ubica bajo la carga más pesada.

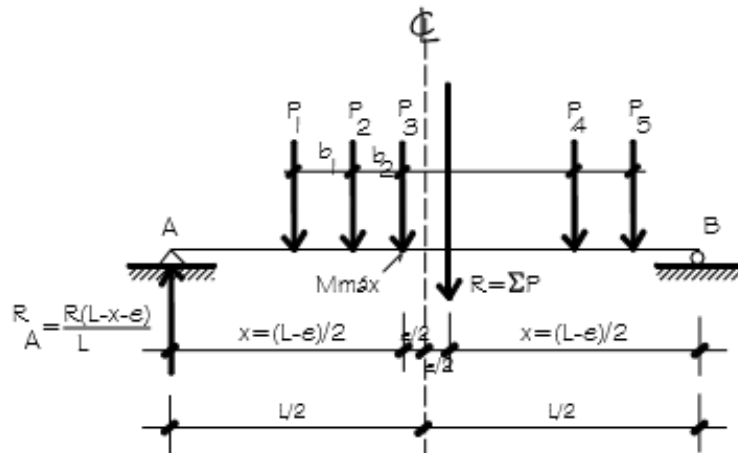
En el siguiente ejemplo de tren de cargas, tomando momentos en el punto donde incida la carga P_3 se tiene:

Figura 9. **Ejemplo de tren de cargas respecto a P_3**



Fuente: AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications. *Tren de cargas respecto a P_3* . p. 28.

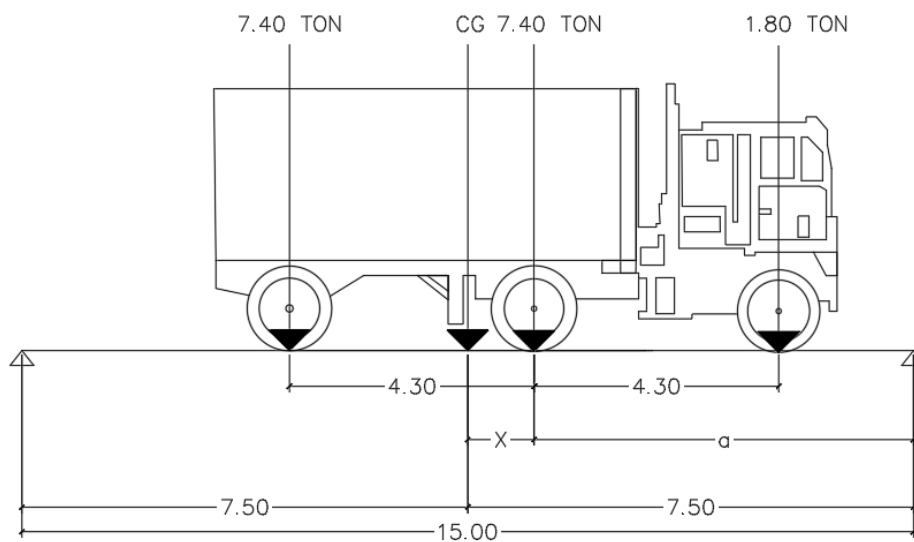
Figura 10. Resultante de cargas respecto al centro de gravedad



Fuente: AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications. *Cargas respecto al centro de gravedad.*
p. 28.

Y procedemos con el cálculo de momentos causado por la carga viva en la viga.

Figura 11. Carga viva desde el centro de gravedad



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

$$\sum M_{CG} = 0 \quad +\cup$$

$$7,4 \text{ Ton} \cdot (4,3 \text{ m} - X) - 7,4 \text{ Ton} \cdot (X) - 1,8 \text{ Ton} \cdot (4,3 \text{ m} + X) = 0$$

$$31,82 \text{ Ton} \cdot \text{m} - 7,4 X - 7,4 X - 7,74 \text{ Ton} \cdot \text{m} - 1,8 X = 0$$

$$24,08 \text{ Ton} \cdot \text{m} = 16,6 X$$

$$X = 1,45 \text{ m}$$

Con el valor de X podemos encontrar el valor de a:

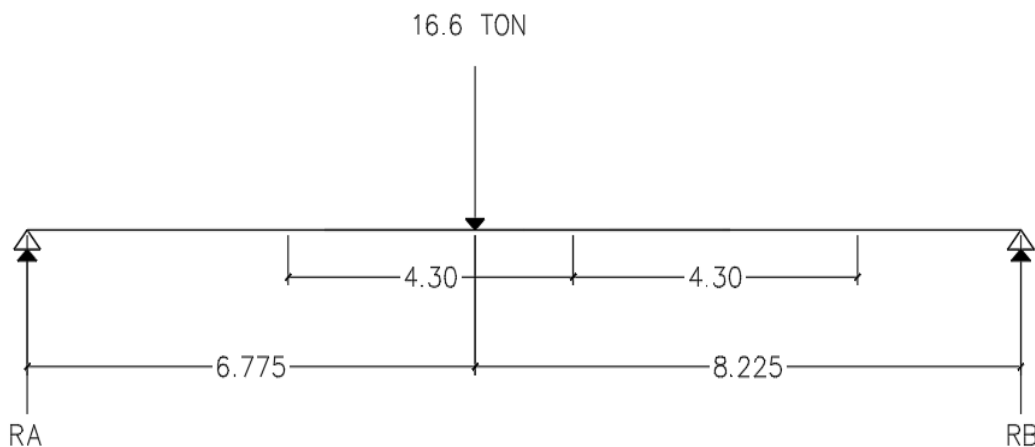
$$l = 2a + X$$

$$15 \text{ m} - 1,45 \text{ m} = 2a$$

$$a = \frac{13,55 \text{ m}}{2} = 6,775 \text{ m}$$

Cálculo de reacciones, debemos sumar todas las cargas vivas y colocarlas en la distancia a ya que es el punto más crítico.

Figura 12. **Diagrama de reacciones**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

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

$$-16,6 \text{ Ton} \cdot (6,775 \text{ m}) + R_B \cdot (15 \text{ m}) = 0$$

$$R_B = \frac{112,465 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{15 \text{ m}} = 7,49 \text{ Ton}$$

$$\sum F_y = 0 \quad \uparrow +$$

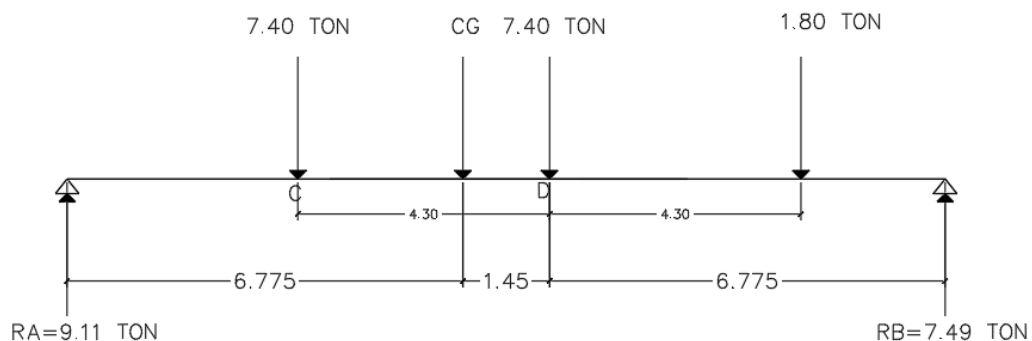
$$R_A + R_B - 16,6 \text{ Ton} = 0$$

$$R_A = 16,6 \text{ Ton} - 7,49 \text{ Ton}$$

$$R_A = 9,11 \text{ Ton}$$

Ahora se procede a calcular los momentos desde los puntos donde se pueden dar los momentos máximos hacia cada reacción. Debemos tomar el momento de mayor valor numérico.

Figura 13. **Diagrama de momento máximo en la viga por la carga viva**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Cálculo de momento en C

$$\sum M_C = 0 \quad +\cup$$

$$M_C = -7,4 \text{ Ton} \cdot (4,3 \text{ m}) - 1,8 \text{ Ton} \cdot (4,3 \text{ m} + 4,3 \text{ m}) + 7,49 \text{ Ton} \cdot (4,3 \text{ m} + 6,775 \text{ m})$$

$$M_C = 35,45 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo de momento en D

$$\sum M_D = 0 \quad +\cup$$

$$M_D = 7,4 \text{ Ton} \cdot (4,3 \text{ m}) - 9,11 \text{ Ton} \cdot (6,775 \text{ m} + 1,45 \text{ m})$$

$$M_D = -43,11 \text{ Ton} \cdot \text{m} = 43 \text{ 110 kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de factor de impacto AASHTO

$$I = \frac{15,24}{l + 38}$$

$$I = \frac{15,24}{15 \text{ m} + 38}$$

$$I = 0,29$$

- Cálculo de factor de distribución

Este es un porcentaje de la carga viva que absorbe la viga, según la sección 9.7.3.2 de AASHTO LRFD, este factor depende del número de vías.

Para puente de dos vías:

$$F_D = \frac{S}{6} ; \text{ Si } S \leq 10 \text{ pies}$$

El puente es de 2 vías por lo tanto se debe utilizar

$$F_D = \frac{S}{6}; \text{ Si } S \leq 10 \text{ pies}$$

$$F_D = \frac{6,07 \text{ pies}}{6} = 1,01$$

- Cálculo de momento último

$$M_U = \eta \left(M_{CM} + \frac{5}{3} \cdot (M_{CV} \cdot (1 + I + F_D)) \right)$$

$$\eta = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$M_U = 1 \cdot \left(88\,060,5 \text{ kg} \cdot \text{m} + \frac{5}{3} (43\,110 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot (1 + 0,29 + 1,01)) \right)$$

$$M_U = 329\,310,15 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de refuerzo

Para el cálculo del área de acero requerido, utilizaremos la ecuación 3-1 de la sección 3.4 del libro Diseño de Concreto Reforzado de Jack McCormac y Russell H, Brown.

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

Se utilizarán varillas No. 10; $A_v = 8,19 \text{ cm}^2$; $\phi = 3,23 \text{ cm}$

$$d = t - \text{rec} - \frac{\phi}{2} = 120 - 5 - \frac{3,23}{2} = 113,39 \text{ cm}$$

Entonces:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 281 \text{ kg/cm}^2}{4 \cdot 200} \left(60 \text{ cm} \cdot 113,39 \text{ cm} - \sqrt{(60 \text{ cm} \cdot 113,39 \text{ cm})^2 - \frac{329 \cdot 310,15 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot 60 \text{ cm}}{0,003825 \cdot 281 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$
$$A_s = 86,50 \text{ cm}^2$$

Área de mínima según el ACI 318-14 sección 9.6.1.2

$$A_{smin} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14,1}{f_y} \cdot b \cdot d$$
$$A_{smin} = \frac{0,8 \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}}{4 \cdot 200 \text{ kg/cm}^2} \cdot (60 \text{ cm}) \cdot (113,39 \text{ cm}) \geq \frac{14,1}{4 \cdot 200 \text{ kg/cm}^2} \cdot (60 \text{ cm}) \cdot (113,39 \text{ cm})$$
$$A_{smin} = 21,72 \text{ cm}^2 \geq 22,84 \text{ cm}^2$$

Se utiliza el parámetro de valor número mayor, para este caso $A_{smin} = 22,84 \text{ cm}^2$.

Área máxima según el ACI 318-14 sección 18.6.3.1 la cuantilla de acero no debe ser mayor ρ a 0,025.

$$A_{smax} = 0,5 \cdot \rho \cdot b \cdot d$$

Donde:

ρ =Cuantilla

$$\rho = 0,025$$
$$A_{smax} = 0,5 \cdot 0,025 \cdot 60 \text{ cm} \cdot 113,39 \text{ cm}$$
$$A_{smax} = 97,63 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerida debe ser mayor al área de acero mínima pero menor que el área de acero máxima, si esto no se cumple debemos de volver a pre dimensionar la viga.

$$A_{smin} < A_s < A_{smax}$$

$$22,84 < 86,50 < 97,63 \quad \text{Si cumple}$$

- Especificaciones para el armado longitudinal de la viga, según el ACI 318-14 sección 18.6.3.
 - En la sección 18.6.3.1 del ACI 318-14, dice que las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como inferior. En cualquier sección, tanto para el refuerzo superior como para el inferior.
 - En la sección 18.6.3.2 del ACI 318-14, recomienda empalmes por traslape de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslape. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre d 4 y 100 mm.
 - De acuerdo a la sección 18.6.3.3 del ACI 318-14, la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

- Cálculo de acero longitudinal corrido cama superior

Para el cálculo del acero longitudinal en la cama superior se debe tener en cuenta que en la viga no actúa momento negativo, debido que es un elemento simplemente apoyado. Este acero debe cumplir con lo siguiente:

- $A_{Smin} = 22,84 \text{ cm}^2$
- $\frac{1}{4}A_{SMon-} = 0$ (No hay momento negativo, debido a que se encuentra simplemente apoyada la viga).

$$A_{Scom} = (A_{Smin})$$

$$A_{Smin} = 22,84 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas No. 10; $A_V = 8,19 \text{ cm}^2$; $\phi = 3,23 \text{ cm}$

$$No. \text{ varillas} = \frac{22,84 \text{ cm}^2}{8,19 \text{ cm}^2} = 2,79 \approx 3 \text{ varillas}$$

- Cálculo de refuerzo a tensión

Para el refuerzo longitudinal a tensión, se debe colocar el acero requerido completamente debido a que el momento positivo se transmite en todo el elemento.

$$A_{Sten} = (A_{SReq})$$

$$A_{Sten} = 86,50 \text{ cm}^2$$

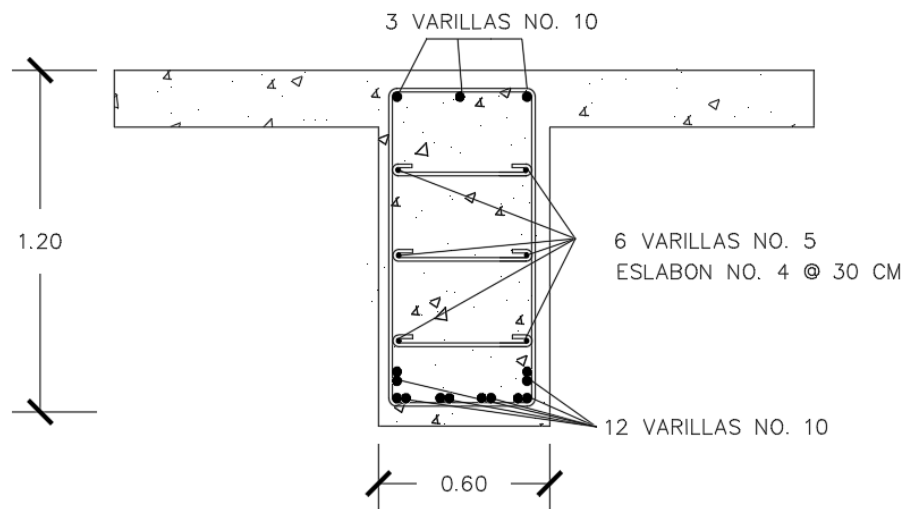
Se utilizarán varillas No. 10; $A_V = 8,19 \text{ cm}^2$; $\phi = 3,23 \text{ cm}$

$No. varillas = \frac{86,50 \text{ cm}^2}{8,19 \text{ cm}^2} = 10,56 \approx 11 \text{ varillas}$ por simetría se colocarán 12 varillas No. 10.

- Cálculo extra de refuerzo por altura

Según AASHTO sección 5.10.8.1.2 para vigas mayores de 1,2 metros se debe colocar un refuerzo extra para contrarrestar la contracción y la temperatura, el área adicional se estima en colocar 1,60 centímetros cuadrados por cada 30 cm de la altura de la viga. Se colocará varillas No. 5 ($A_v=1,99$) a cada 30 cm, en total se colocarán 3 varillas por lado de la viga.

Figura 14. **Detalle de viga interior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Diseño a corte viga interior

- Análisis de carga muerta

Para el cálculo del corte causado por la carga muerta se utilizará la ecuación 12 del capítulo 17 del libro *Diseño en Concreto Armado* del Ing. Roberto Morales Morales.

$$V_{CM} = \frac{w_{CM}L}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

Donde:

V_{CM} = Cortante debido a la carga muerta

L = Luz entre apoyos

$\sum P$ = Sumatorio de carga muerta por diafragmas

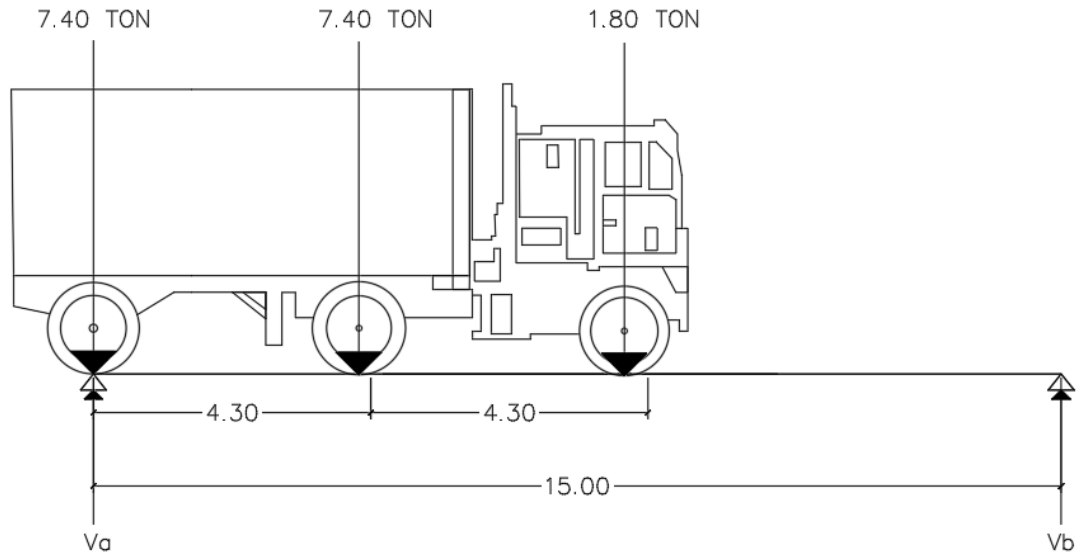
$$V_{CM} = \frac{2\,971,2 \text{ kg/m} \cdot 15 \text{ m}}{2} + \frac{(1\,198,8 \text{ kg}) + 2(799,2 \text{ kg})}{2}$$

$$V_{CM} = 23\,682,6 \text{ kg}$$

- Análisis de carga viva

Para este análisis se debe encontrar el cortante máximo producido por la carga de diseño, este se da cuando el eje trasero se encuentra sobre un apoyo y el eje delantero se encuentra dentro de la estructura.

Figura 15. Cortante máximo por carga viva



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

$$\sum M_a = 0 \quad +\cup$$

$$V_b \cdot (15 \text{ m}) - 1,8 \text{ Ton} \cdot (8,6 \text{ m}) - 7,4 \text{ Ton} \cdot (4,3 \text{ m}) = 0$$

$$V_b \cdot (15 \text{ m}) = 47,3 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$V_b = 3,153 \text{ Ton} = 3 \text{ 153 kg}$$

$$\sum F_y = 0 \quad +\uparrow$$

$$V_a + V_b - 7,4 \text{ Ton} - 7,4 \text{ Ton} - 1,8 \text{ Ton} = 0$$

$$V_a = 16,6 \text{ Ton} - 3,153 \text{ Ton}$$

$$V_a = 13,447 \text{ Ton} = 13 \text{ 447 kg}$$

Se debe tomar el cortante de mayor valor numérico $V_{CV} = 13 \text{ 447 kg}$

- Cálculo de cortante último

$$V_U = \eta \cdot \left(V_{CM} + \frac{5}{3} \cdot (V_{CV} \cdot (1 + I + F_D)) \right)$$

$$\eta = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$V_U = 1 \cdot \left(23\,682,6 \text{ kg} + \frac{5}{3} \cdot (13\,447 \text{ kg} \cdot (1 + 0,29 + 1,01)) \right)$$

$$V_U = 97\,798,26 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante que resiste el concreto según la sección 22.5.5.1 del ACI 318-14.

$$V_{CR} = 0,53 \cdot \varphi \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

Donde:

V_{CR} = Cortante que resiste el concreto (kg)

φ = Factor de redundancia (0,85)

$$V_{CR} = 0,53 \cdot 0,85 \cdot 60 \text{ cm} \cdot 113,39 \text{ cm} \cdot \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}$$

$$V_{CR} = 51\,377,62 \text{ kg}$$

- Chequeo de cortante.

$$V_U < V_{CR}$$

$$97\,798,26 < 51\,377,62 \quad \text{No cumple}$$

Como este chequeo no se cumple se debe reforzar a corte, el espaciamiento de los estribos del área confinada se calcula mediante a la ecuación (22.5.10.5.4), de la sección 22.5.10.5.4 del ACI 318-14.

$$S = \frac{2 \cdot A_V \cdot f_y \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{V_n - V_{CR}}$$

Donde:

A_V = Área de la varilla No. 4 ($A_V = 1,29 \text{ cm}^2$)

α = el ángulo entre los estribos y el eje longitudinal del miembro.

$$V_n = \frac{V_U}{0,85}$$

$$V_n = \frac{97\,798,26 \text{ kg}}{0,85}$$

$$V_n = 115\,056,78 \text{ kg}$$

Entonces:

$$S = \frac{2 \cdot 1,29 \text{ cm}^2 \cdot 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 113,39 \text{ cm} \cdot (\sin(90) + \cos(90))}{115\,056,78 \text{ kg} - 51\,377,62 \text{ kg}} = 19,29 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Se colocará los dos primeros estribos 7,5 cm y el resto @ 25 cm.

X = Distancia que no necesita confinamiento, y el espaciamiento entre estribos según el ACI será de $d/2$ pero no debe ser mayor a 30 cm.

$$\frac{X}{V_{CR}} = \frac{7,5}{V_n}$$

$$X = \frac{7,5(51\,377,62)}{115\,056,78} = 3,34 \text{ m}$$

$$S = \frac{d}{2} < 30$$

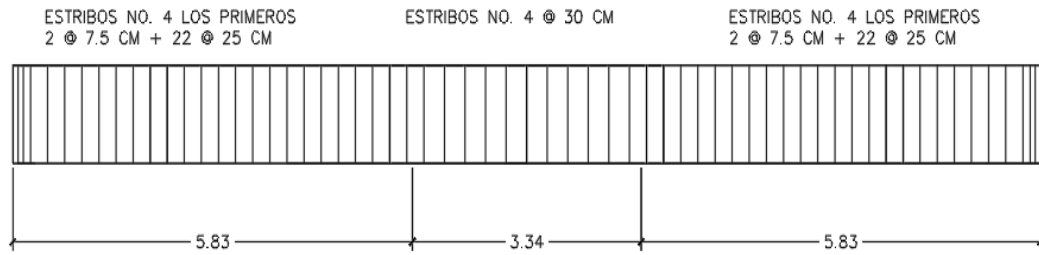
$$S = \frac{113,39}{2} < 30$$

$$S = 56,70 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

No cumple con la especificación del ACI entonces se deberán colocar estribos No. 4 @ 30 cm.

- Especificaciones para el refuerzo a corte de la viga, según el ACI 318-14 sección 18.6.4.
 - Según la sección 18.6.4.3 del ACI 318-14. Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en vigas sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90 grados en lados opuestos del miembro en flexión. Si las barras de refuerzo longitudinal aseguradas por los ganchos suplementarios están confinadas por una losa en un solo lado de la viga, los ganchos de 90 grados de los ganchos suplementarios deben ser colocados en dicho lado.
 - Según la sección 18.6.4.4 del ACI318-14, El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm.
 - De acuerdo con la sección 18.6.4.6, cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de 2 en toda la longitud de la viga.

Figura 16. Armado de viga interior, confinamiento de estribos

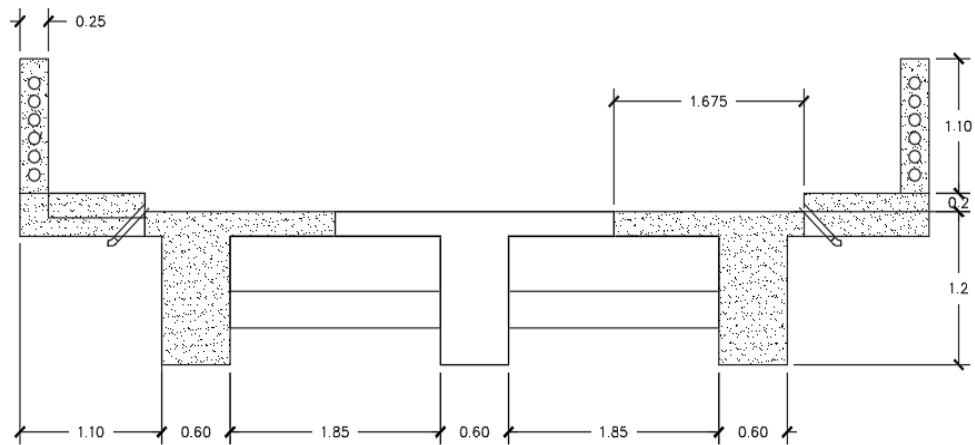


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

2.7.2.2. Diseño de viga exterior

A continuación, se presenta el área tributaria que se utilizara para el diseño de la viga exterior.

Figura 17. Área tributaria de viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

- Cálculo de carga muerta

- Carga distribuida

$$\text{Peso propio de la losa} = (0,2 \text{ m}) \cdot (1,675 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ kg/m}^3) = 804 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de carpeta de rodadura de 8 cm} = (0,08 \text{ m}) \cdot (1,675 \text{ m}) \cdot 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 321,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de la viga} = (0,60 \text{ m}) \cdot (1,2 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ kg/m}^3) = 1\,728 \text{ kg/m}$$

$$\text{Acera} = (0,20 \text{ m}) \cdot (0,75 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ kg/m}^3) = 270 \text{ kg/m}$$

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

$$\text{Carga peatonal} = (367,09 \text{ kg/m}^2) \cdot (1 \text{ m}) = 367,09 \text{ kg/m}$$

$$\text{Barandal} = 40 \text{ kg/m} = 40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total de carga muerta distribuida} = 4\,010,69 \text{ kg/m}$$

- Carga puntual

Pesos de los diafragmas (se debe tomar la carga que tenga mayor valor numérico).

Diafragma externo

$$P_{DE} = \frac{(0,30 \text{ m}) \cdot (0,60 \text{ m}) \cdot (1,85 \text{ m}) \cdot 2\,400 \text{ kg/m}^3}{2} = 399,6 \text{ kg}$$

Diafragma interno

$$P_{DI} = \frac{(0,30 \text{ m}) \cdot (0,90 \text{ m}) \cdot (1,85 \text{ m}) \cdot 2\,400 \text{ kg/m}^3}{2} = 599,4 \text{ kg}$$

Para este caso la carga puntual será de 599,4 kg

- Cálculo del momento por carga muerta

$$M_{CM} = \frac{wl^2}{8} + P \cdot a$$

Donde:

M_{CM} = Momento producido por la carga muerta

w = Carga muerta distribuida

l = longitud del tramo del puente

P = Carga muerta puntual producida por el diafragma

a = Separación entre diafragmas

$$M_{CM} = \frac{(4\,010,69 \text{ kg/m}) \cdot (15 \text{ m})^2}{8} + 599,4 \text{ kg} \cdot 3,75 \text{ m}$$

$$M_{CM} = 115\,048,41 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo del momento por la carga viva

Para el cálculo del momento causado por la carga viva, se utilizará el análisis realizado para la viga interior, esto se debe a que se diseña con la misma carga viva. El $M_{CV} = 43\,320 \text{ kg} \cdot \text{m}$, $I = 0,29$, $F_D = 1,01$.

- Cálculo de momento último

$$M_U = \eta \cdot \left(M_{CM} + \frac{5}{3} \cdot (M_{CV} \cdot (1 + I + F_D)) \right)$$

$$\eta = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$M_U = 1 \cdot \left(115\,048,41 \text{ kg} \cdot \text{m} + \frac{5}{3} \cdot (43\,110 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot (1 + 0,29 + 1,01)) \right)$$

$$M_U = 364\,394,43 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de refuerzo

Para el cálculo del área de acero requerido, utilizaremos la ecuación 3-1 de la sección 3.4 del libro *Diseño de Concreto Reforzado* de Jack McCormac y Russell H, Brown.

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

Se utilizarán varillas No. 10; $A_v = 8,19 \text{ cm}^2$; $\emptyset = 3,23 \text{ cm}$

$$d = t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2} = 120 - 5 - 3,23/2 = 113,39 \text{ cm}$$

Entonces:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 281 \text{ kg/m}^2}{4\,200 \text{ kg/m}^2} \left(60 \text{ cm} \cdot 113,39 \text{ cm} - \sqrt{(60 \text{ cm} \cdot 113,39 \text{ cm})^2 - \frac{364\,394,43 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot 60 \text{ cm}}{0,003825(281 \text{ kg/m}^2)}} \right)$$

$$A_s = 97,24 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo (Según la sección 9.6.1.2 de ACI 318-14)

$$A_{smin} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} * bd \geq \frac{14,1}{f_y} * bd$$

$$A_{smin} = \frac{0,8 \sqrt{281 \text{ kg/m}^2}}{4\,200 \text{ kg/m}^2} \cdot (60 \text{ cm}) \cdot (113,39 \text{ cm}) \geq \frac{14,1}{4\,200 \text{ kg/m}^2} \cdot (60 \text{ cm}) \cdot (113,39 \text{ cm})$$

$$A_{smin} = 21,72 \text{ cm}^2 \geq 22,84 \text{ cm}^2$$

Se utiliza el parámetro de valor número mayor, para este caso $A_{Smin} = 20,83 \text{ cm}^2$

Área máxima según el ACI 318-14 sección 18.6.3.1 la cuantilla de acero no debe ser mayor ρ a 0,025.

$$A_{Smax} = 0,5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Donde:

ρ =Cuantilla

$$\rho = 0,025$$

$$A_{Smax} = 0,5 \cdot 0,025 \cdot 60 \text{ cm} \cdot 113,39 \text{ cm}$$

$$A_{Smax} = 97,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} < A_S < A_{Smax}$$

$$22,84 \text{ cm}^2 < 97,24 \text{ cm}^2 < 97,63 \text{ cm}^2 \text{ Si cumple}$$

- Las especificaciones del armado longitudinal para la cama inferior y superior de la viga exterior, se tomarán los mismos criterios que el armado de la viga interior.
- Cálculo de refuerzo a compresión.

El refuerzo a compresión será igual al acero mínimo

$$A_{Scom} = (A_{Smin})$$

$$A_{Scom} = 22,84 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas No. 10; $A_V = 8,19 \text{ cm}^2$; $\emptyset = 3,23 \text{ cm}$

$$No. \text{ varillas} = \frac{22,84 \text{ cm}^2}{8,19 \text{ cm}^2} = 2.79 \approx 3 \text{ varillas}$$

- Cálculo de refuerzo a tensión.

$$A_{sten} = (A_s)$$

$$A_{sten} = 97,24 \text{ cm}^2$$

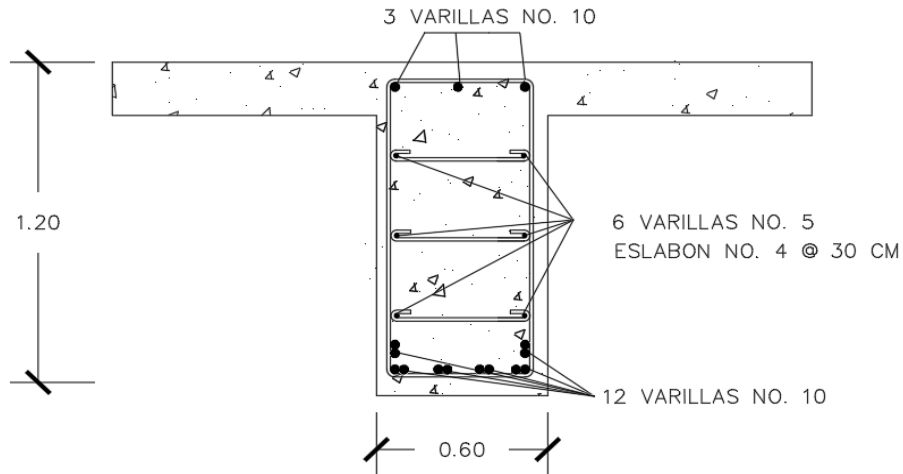
Se utilizarán varillas No. 10; $A_v = 8,19 \text{ cm}^2$; $\phi = 3,23 \text{ cm}$

$$No. \text{ varillas} = \frac{97,24 \text{ cm}^2}{8,19 \text{ cm}^2} = 11,87 \approx 12 \text{ varillas}$$

- Cálculo extra de refuerzo por altura.

Según AASHTO 5.10.8 para vigas mayores de 1,2 metros se debe colocar un refuerzo extra para contrarrestar la contracción y la temperatura, el área adicional se estima en colocar 1,60 centímetros cuadrados por cada 30 cm de la altura de la viga. Se colocará varillas No. 5 ($A_v=1,99$) a cada 30 cm, en total se colocarán 3 varillas por lado de la viga.

Figura 18. Armado de viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

- Diseño a corte viga exterior.

Análisis de carga muerta: para el cálculo del corte causado por la carga muerta se utilizará la ecuación 12 del capítulo 17 del libro *Diseño en Concreto Armado* del Ing. Roberto Morales Morales.

$$V_{CM} = \frac{w_{CM}L}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

$$V_{CM} = \frac{4\,010,69 \text{ kg/m} \cdot 15 \text{ m}}{2} + \frac{(599,4 \text{ kg}) + 2(399,6 \text{ kg})}{2}$$

$$V_{CM} = 30\,779,48 \text{ kg}$$

- Análisis de carga viva.

Para el cálculo del cortante causado por la carga viva, se utilizará el análisis realizado para la viga interior, esto se debe a que se diseña con la misma carga viva. El $M_{CV} = 13\,447 \text{ kg} \cdot \text{m}$, $I = 0,29$, $F_D = 1,01$.

- Cálculo de cortante último.

$$V_U = \eta \cdot \left(V_{CM} + \frac{5}{3} \cdot (V_{CV} \cdot (1 + I + F_D)) \right)$$

$$\eta = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$V_U = 1 \cdot \left(30\,779,48 \text{ kg} + \frac{5}{3} \cdot (13\,447 \text{ kg} \cdot (1 + 0,29 + 1,01)) \right)$$

$$V_U = 107\,024,20 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante que resiste el concreto según la sección 22.5.5.1 del ACI 318-14.

$$V_{CR} = 0,53 \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 0,53 \cdot 0,85 \cdot 60 \text{ cm} \cdot 113,39 \text{ cm} \cdot \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}$$

$$V_{CR} = 51\,377,62 \text{ kg}$$

- Chequeo de cortante.

$$V_U < V_{CR}$$

$$107\,203,61 \text{ kg} < 51\,377,62 \text{ kg} \quad \text{No cumple}$$

Como este chequeo no se cumple se debe reforzar a corte, el espaciamiento de los estribos del área confinada se calcula mediante a la ecuación (22.5.10.5.4), de la sección 22.5.10.5.4 del ACI 318-14.

$$S = \frac{2 \cdot A_V \cdot f_y \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{V_n - V_{CR}}$$

$$V_n = \frac{V_U}{0,85}$$

$$V_n = \frac{107\,024,20 \text{ kg}}{0,85}$$

$$V_n = 125\,910,82 \text{ kg}$$

Entonces:

$$S = \frac{2 \cdot 1,29 \text{ cm}^2 \cdot 4\,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 113,39 \text{ cm} \cdot (\sin(90) + \cos(90))}{125\,910,82 \text{ kg} - 51\,377,62 \text{ kg}} = 16,48 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Se colocará los dos primeros estribos a 7,5 cm y el resto @ 15 cm.

X= Distancia que no necesita confinamiento, y el espaciamiento entre estribos según el ACI será de d/2 pero no debe ser mayor a 30 cm.

$$\frac{X}{V_{CR}} = \frac{7,5}{V_n}$$

$$X = \frac{7,5 \text{ m}(51\,377,62 \text{ kg})}{126\,121,89 \text{ kg}} = 3,05 \text{ m}$$

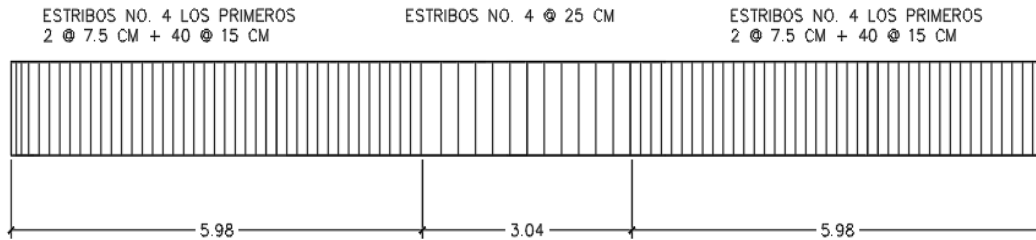
$$S = \frac{d}{2} < 30$$

$$S = \frac{113,39}{2} < 30$$

$$S = 56,70 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

No cumple con la especificación del ACI entonces se deberán colocar estribos a cada 30 cm.

Figura 19. **Armado de viga exterior, confinamiento de estribos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

2.7.3. Diseño de diafragmas

Estos diseños se realizarán con el refuerzo de acero mínimo, según las especificaciones de AASHTO.

2.7.3.1. Diseño de diafragma exterior

Datos del pre-dimensionamiento

$$H_{DE} = 0,60 \text{ m}$$

$$b_{DE} = 0,30 \text{ m}$$

$$d = H_{DE} - rec = 0,60 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 0,55 \text{ m}$$

- Refuerzo longitudinal

El refuerzo mínimo se calcula mediante la ecuación dada en la sección 9.6.1.2 de ACI 318-14.

$$A_{Smin} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14,1}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{Smin} = \frac{0,8 \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}}{4 \cdot 200 \text{ kg/cm}^2} \cdot (30 \text{ cm}) \cdot (55 \text{ cm}) \geq \frac{14,1}{4 \cdot 200 \text{ kg/cm}^2} \cdot (30 \text{ cm}) \cdot (55 \text{ cm})$$

$$A_{Smin} = 5,27 \text{ cm}^2 \geq 5,54 \text{ cm}^2$$

Para cubrir el refuerzo longitudinal $A_{Smin} = 5,54 \text{ cm}^2$ se usarán 3 varillas No. 5 ($A_V = 1,99 \text{ cm}^2$)

$$A_S = 3(1,99 \text{ cm}^2) = 5,99 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo extra por altura

Se utilizará una varilla No. 5 ($A_V = 1,99 \text{ cm}^2$) a 30 cm, en ambos lados.

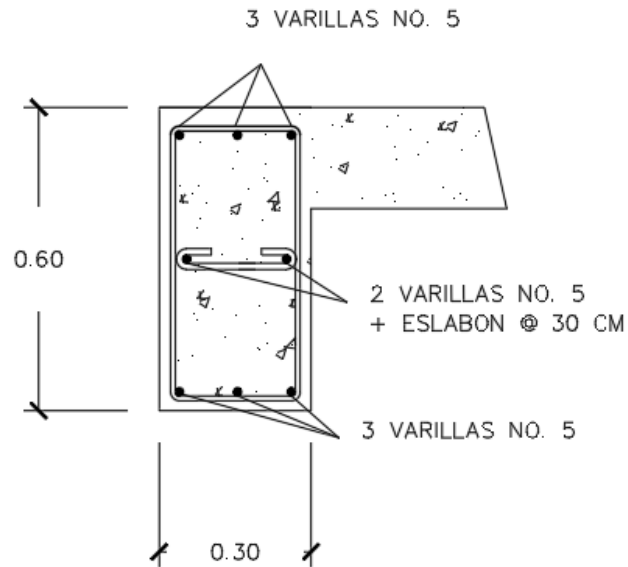
- Refuerzo a corte

Se utilizará el espaciamiento máximo permitido entre cada estribo.

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{55 \text{ cm}}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Se utilizarán estribos No. 3 @ 30 cm.

Figura 20. **Armado de diafragma exterior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

2.7.3.2. **Diseño de diafragma interior**

Datos del predimensionamiento

$$H_{DE} = 0,90 \text{ m}$$

$$b_{DE} = 0,30 \text{ m}$$

$$d = H_{DE} - rec = 0,90 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 0,85 \text{ m}$$

- Refuerzo longitudinal

El refuerzo mínimo se calcula mediante la ecuación dada en la sección 9.6.1.2 de ACI 318-14.

$$A_{smin} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14,1}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{Smin} = \frac{0,8 \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}}{4 \text{ 200 kg/cm}^2} \cdot (30 \text{ cm}) \cdot (85 \text{ cm}) \geq \frac{14,1}{4 \text{ 200 kg/cm}^2} \cdot (30 \text{ cm}) \cdot (85 \text{ cm})$$

$$A_{Smin} = 8,14 \text{ cm}^2 \geq 8,56 \text{ cm}^2$$

Para cubrir el refuerzo longitudinal $A_{Smin} = 8,56 \text{ cm}^2$ se usarán dos varillas No. 7 ($A_V = 3,87 \text{ cm}^2$) y una varilla No. 5 ($A_V = 1,99 \text{ cm}^2$)

$$A_S = 2(3,87 \text{ cm}^2) + (1,99 \text{ cm}^2) = 9,73 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo extra por altura

Se utilizara dos varilla No. 5 ($A_V = 1,99 \text{ cm}^2$) a 30 cm, en ambos lados.

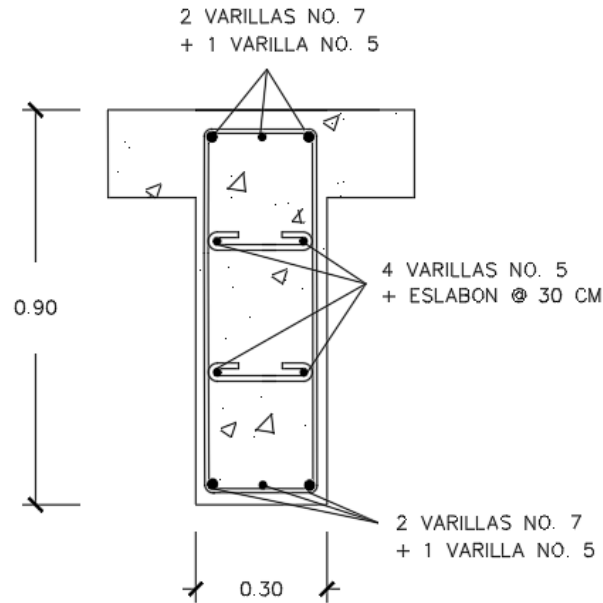
- Refuerzo a corte

Se utilizará el espaciamiento máximo permitido entre cada estribo.

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{85 \text{ cm}}{2} = 42,5 \text{ cm}$$

Se utilizarán estribos No. 3 @ 30 cm.

Figura 21. **Armado de diafragma interior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

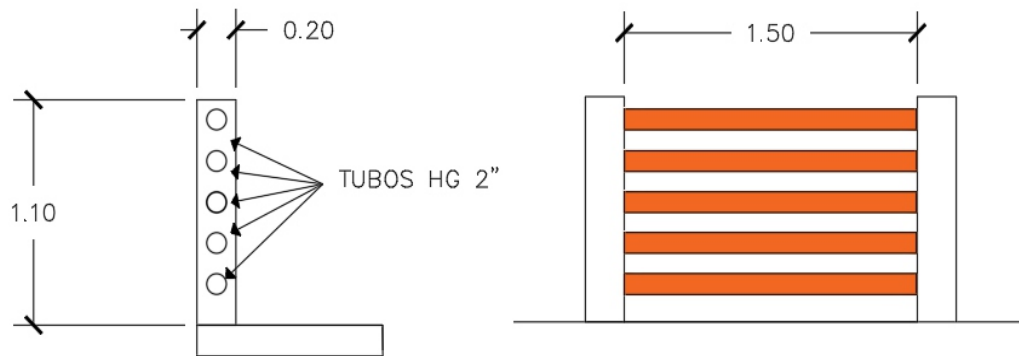
2.7.4. **Diseño de barandal**

La función de este elemento es brindarles seguridad a los peatones, a la hora de cruzar el puente. Para su diseño se utilizarán las especificaciones de AASHTO LRFD 13,8, que dicen:

- La geometría que deben cumplir estos elementos debe ser una altura mínima de 1,10 metros, medida desde la banqueta. Y la abertura libre entre elementos longitudinales no deben ser mayores a 150 mm.
- Los elementos longitudinales deben soportar una carga puntual de 890 N, en cualquier parte del tramo. Y una carga distribuida de 0,73 N/mm en sentido vertical y horizontal.

El barandal para el diseño se compondrá de 5 tubos galvanizados de 2" de diámetro, conectados con postes de concreto de 1,1 metros, a una separación de 1,5 metros y una sección de 20x20 cm.

Figura 22. **Sección transversal y longitudinal de barandal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

- Cálculo de momento actuante

$$M = \frac{PL}{8} + \frac{wL^2}{10}$$

Donde:

M= Momento actuante

P= Carga puntual (890 N = 90,72 kg)

w= Carga distribuida (0,73 N/mm =74,44 kg/m)

L= Separación entre postes (1,5 metros)

$$M = \frac{(90,72 \text{ kg}) \cdot (1,5 \text{ m})}{8} + \frac{(74,44 \text{ kg/m}) \cdot (1,5 \text{ m})^2}{10}$$

$$M = 46,79 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de momento resistente del tubo

$$M_r = \frac{2IF}{\emptyset}$$

Donde:

M_r = Momento resistente

I = Inercia (0,48 pulgadas)

F = Fluencia del tubo (20 000 psi)

\emptyset = Diámetro externo del tubo (2,375 pulgadas)

$$M_r = \frac{2 \cdot (0,48 \text{ pulg}) \cdot (20\,000 \text{ psi})}{2,375 \text{ pulg}}$$

$$M_r = 8\,084,21 \text{ lb} \cdot \text{pul} \approx 93,14 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Chequeo si el tubo es resistente a la carga aplicada

$$M_r > M$$

$$93,14 \text{ kg} \cdot \text{m} > 46,79 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Si cumple}$$

Según AASHTO 13.8.2 se debe evaluar una carga concentrada transversal, situada en el centro de gravedad de los postes. Para esta evaluación se debe utilizar la ecuación de AASHTO 13.8.2-1, la cual es:

$$P_{LL} = 890 + 0,73 L$$

Donde:

P_{LL} = Valor de carga concentrada (N)

L = Separación entre postes (1 500 mm)

$$P_{LL} = 890 + 0,73(1\,500 \text{ mm})$$

$$P_{LL} = 1\,985 \text{ N} \approx 202,34 \text{ kg}$$

- Momento último causado por los tubos del barandal

$$M_U = \sum PL$$

Donde:

M_U = Momento último

P_{LL} = Carga concentrada 202,34 kg

P = Carga concentrada para el diseño de tubos $74,44 \text{ kg/m} \cdot 1,5 \text{ m} = 111,66 \text{ kg}$

L_{LL} = Distancia desde el rostro de la banqueta al tubo superior 1 m

L = Distancia desde el rostro de la banqueta al centro del tubo

$$M_U = 202,34 \text{ kg} \cdot (1 \text{ m}) + 111,66 \text{ kg} \cdot (0,9786 \text{ m}) + 111,66 \text{ kg} \cdot (0,7778 \text{ m}) + 111,66 \text{ kg} \cdot (0,577 \text{ m}) + 111,66 \text{ kg} \cdot (0,3762 \text{ m}) + 111,66 \text{ kg} \cdot (0,1754 \text{ m})$$

$$M_U = 524,48 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Datos de la sección crítica (al rostro de la acera)

Base = 20 cm

Ancho = 20 cm

Recubrimiento = 3 cm

Peralte = 17 cm

Área de acero requerido: Para el cálculo del área de acero requerido, utilizaremos la ecuación 3-1 de la sección 3.4 del libro *Diseño de Concreto Reforzado*, de Jack McCormac y Russell H, Brown.

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

$$A_s = \frac{0,85(281 \text{ kg/cm}^2)}{4200 \text{ kg/cm}^2} \left(20 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm} - \sqrt{(17 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm})^2 - \frac{524,48 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot 20 \text{ cm}}{0,003825(281 \text{ kg/cm}^2)}} \right)$$

$$A_s = 0,83 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima según la sección 9.6.1.2 de ACI 318-14.

$$A_{smin} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14,1}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin} = \frac{0,8\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \cdot (17 \text{ cm}) \cdot (20 \text{ cm}) \geq \frac{14,1}{4200 \text{ kg/cm}^2} \cdot (17 \text{ cm}) \cdot (20 \text{ cm})$$

$$A_{smin} = 1,09 \text{ cm}^2 \geq 1,14 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima

$$A_{smax} = 0,5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$A_{smax} = 0,5 \cdot 0,0286 \cdot 17 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}$$

$$A_{smax} = 4,86 \text{ cm}^2$$

Como podemos observar el acero requerido es menor que el acero mínimo, por esto se utilizaran 4 varillas No. 4 para el armado.

- Diseño a corte

Cortante actuando: El cortante máximo se da cuando actúan todas las fuerzas al mismo tiempo:

$$V_{max} = \sum P$$

$$V_{max} = 202,34 \text{ kg} + (111,66 \text{ kg}) \cdot 5$$

$$V_{max} = 760,64 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante que resiste el concreto según la sección 22.5.5.1 del ACI 318-14.

$$V_{CR} = 0,53 \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 0,53 \cdot 0,85 \cdot 17 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} \cdot \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}$$

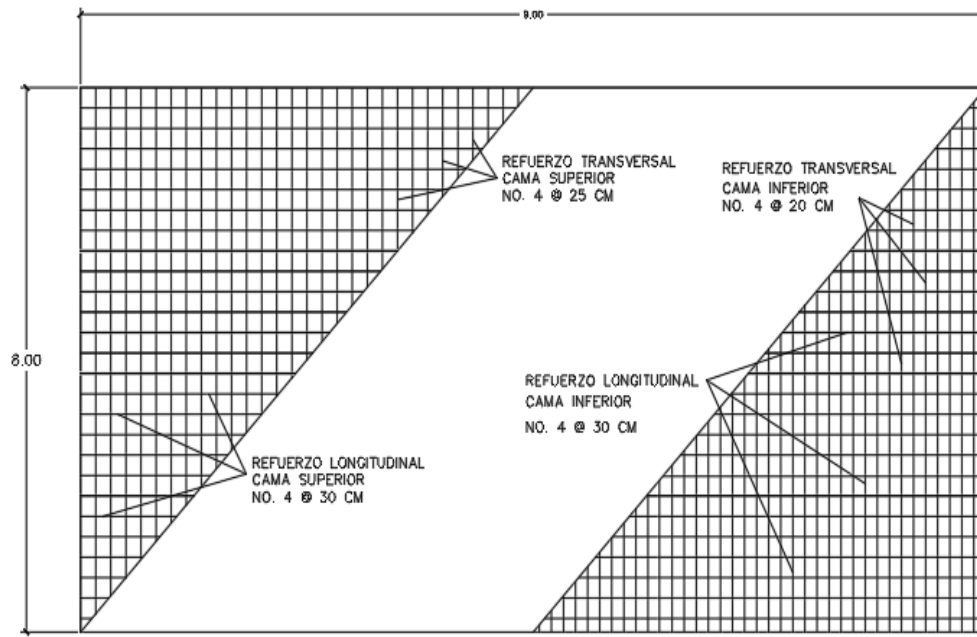
$$V_{CR} = 2 \ 567,60 \text{ kg}$$

Como el cortante del concreto es mayor que el cortante actuante, se colocara el refuerzo mínimo que es estribos No. 3 @ 10 cm.

2.7.5. Diseño de losa de aproximación

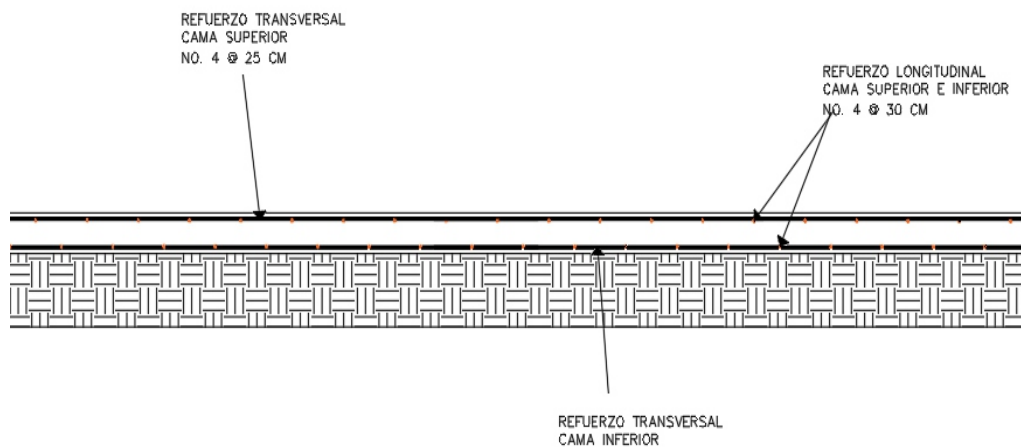
La losa de aproximación se utiliza para dar continuidad a un puente y un terraplén. Para pavimentos de concreto armado la losa de aproximación es superficial y formará parte de la losa del puente, esta estará colocada en cada extremo del puente y tendrá una longitud de 9 metros y un espesor de 20 cm, el armado de la losa de aproximación deberá ser igual al armado de la losa del puente, esto es según el texto, Nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso, en la sección 3.

Figura 23. **Planta detalle de armado de losa de aproximación**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil AutoCAD 2018.

Figura 24. **Perfil de detalle de armado de losa de aproximación**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil AutoCAD 2018.

2.7.6. Parachoques

La función de este dispositivo es absorber la energía de impacto, que puede ser ocasionada por un usuario que ha perdido el control durante su transición del puente.

La velocidad de diseño que se tiene en este tramo carretero es de 30 kilómetros por hora, y según las normas AASHTO LRFD la velocidad mínima para el diseño de parachoques es de 75 kilómetros por hora. Debido a esto omitiremos su diseño.

2.8. Diseño de subestructura

La subestructura es la encargada de transmitir las cargas generadas por la superestructura a los cimientos y luego al suelo. Esta está conformada por estribos, pilas, vigas de apoyo, cortinas y cimentaciones. A continuación, se presenta el diseño de los elementos de la subestructura.

2.8.1. Diseño de cortina

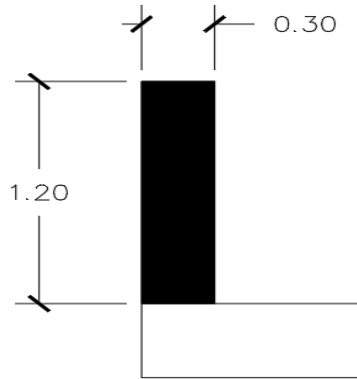
Su diseño es parecido al de un muro de contención, y se deben considerar las presiones laterales ejercidas por el empuje horizontal del suelo, la fuerza ejercida por el sismo, la fuerza provocada por la carga vehicular. Esta se ubica empotrada en la viga de apoyo.

Datos obtenidos en el pre/dimensionamiento

$$H_C = 1,2 \text{ m}$$

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

Figura 25. **Sección de cortina**

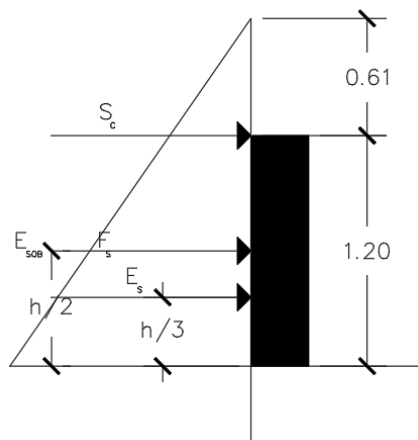


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

- Cálculo de la sobre carga del suelo

La sobre carga por encima del suelo según AASHTO es de 480 kg/m^2 , y se debe aplicar a 2 pies (0,61 metros) sobre la rasante.

Figura 26. **Presiones del suelo sobre cortina**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

$$S_c = H_{SC} \cdot S_{Suelo}$$

Donde:

S_C = Sobrecarga

H_{SC} = Altura donde actúa la sobre carga del suelo

S_{Suelo} = Sobrecarga del suelo

$$S_C = (0,61 \text{ m}) \cdot (480 \text{ kg/m}^2)$$

$$S_C = 292,8 \text{ kg/m}$$

Presión al pie de la cortina

$$S = H_C \cdot S_{Suelo}$$

Donde:

S = Presión al pie de la cortina

H_C = Altura de cortina

$$S = (1,2 \text{ m}) \cdot (480 \text{ kg/m}^2)$$

$$S = 576 \text{ kg/m}$$

Empuje del suelo

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

Donde:

E = Empuje actuante del suelo

E_{SOB} = Empuje por sobrecarga

E_S = Empuje del suelo

$$E_{SOB} = S_C \cdot H_C = (292,8 \text{ kg/m}) \cdot (1,2 \text{ m}) = 351,36 \text{ kg}$$

$$E_S = S \cdot \frac{H_c}{2} = (576 \text{ kg/m}) \cdot \left(\frac{1,2 \text{ m}}{2}\right) = 345,6 \text{ kg}$$

$$E = 351,36 \text{ kg} + 345,6 \text{ kg}$$

$$E = 696,96 \text{ kg}$$

- Cálculo del momento debido al empuje del suelo

$$M_{SOB} = \frac{(351,36 \text{ kg}) \cdot (1,2 \text{ m})}{2}$$

$$M_{SOB} = 210,82 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_S = \frac{(345,6 \text{ kg}) \cdot (1,2 \text{ m})}{3}$$

$$M_S = 138,24 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de fuerza de frenado

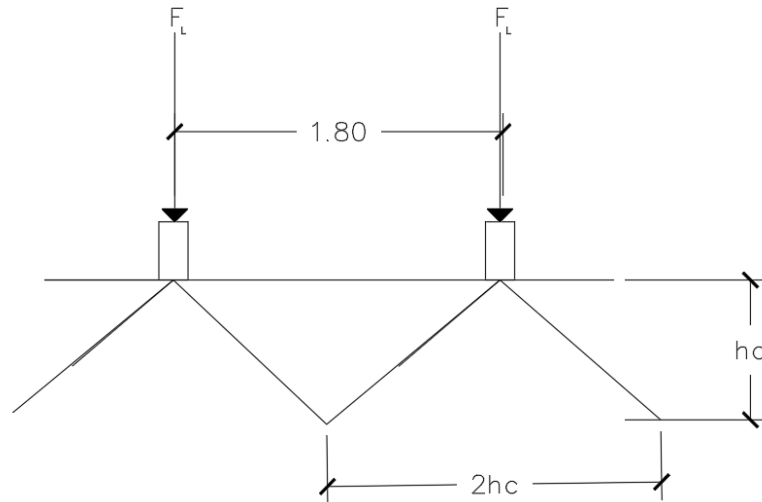
$$F_L = 0,05 \cdot \frac{P}{2H_c}$$

$$F_L = 0,05 \cdot \frac{14\,800 \text{ kg}}{2(1,2 \text{ m})}$$

$$F_L = 308,33 \text{ kg/m} \text{ (Para ambas ruedas)}$$

Para un metro $F_L = 308,33 \text{ kg}$

Figura 27. **Representación de fuerza de frenado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

- Cálculo de momento por fuerza de frenado

$$M_{FL} = F_L \cdot d$$

$$M_{FL} = 308,33 \text{ kg} \cdot (1,2 \text{ m} + 1,8 \text{ m})$$

$$M_{FL} = 924,99 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo por fuerza de sismo

Esta fuerza se requiere que se aplique de forma puntual al centro de la cortina, el factor de sismo será de 10 %, este factor fue tomado de la tabla 18.3 de libro de texto Mecánica de suelos y cimentaciones, de Crespo Villalaz, porque el puente es una estructura indispensable que debe permanecer intacta a la hora de un sismo muy grande.

$$W_{cortina} = (1,2 \text{ m}) \cdot (0,3 \text{ m}) \cdot (1 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{cortina} = 864 \text{ kg}$$

$$F_{Sismo} = 0,10 \cdot (864 \text{ kg}) = 86,4 \text{ kg}$$

- Cálculo de momento por sismo

$$M_{Sismo} = \frac{F_{Sismo} \cdot H_C}{2}$$

$$M_{Sismo} = \frac{86,4 \text{ kg} \cdot 1,2 \text{ m}}{2}$$

$$M_{Sismo} = 34,56 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de momento por grupos

Cuando se aplica una carga de sismo en cualquier estructura se deben comparar las ecuaciones del grupo III y IV según AASHTO 3.22.1, y se debe tomar el momento de mayor valor numérico.

$$\text{Grupo III} = 1,3 * (M_{SOB} + M_S + M_{FL})$$

$$\text{Grupo III} = 1,3 * (210,82 \text{ kg} \cdot \text{m} + 138,24 \text{ kg} \cdot \text{m} + 924,99 \text{ kg} \cdot \text{m})$$

$$\text{Grupo III} = 1656,27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Grupo IV} = 1,3 * (M_{SOB} + M_S + M_{Sismo})$$

$$\text{Grupo IV} = 1,3 * (210,82 \text{ kg} \cdot \text{m} + 138,24 \text{ kg} \cdot \text{m} + 34,56 \text{ kg} \cdot \text{m})$$

$$\text{Grupo IV} = 498,71 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

El momento último será $M_U = 1656,27 \text{ kg} \cdot \text{m}$

- Cálculo de refuerzo

Para el cálculo del área de acero requerido, utilizaremos la ecuación 3-1 de la sección 3.4 del libro, *Diseño de concreto reforzado* de Jack McCormac y Russell H, Brown.

Se utilizarán varillas No. 5; $A_V = 1,99 \text{ cm}^2$; $\phi = 1,59 \text{ cm}$

$$d = t - rec - \frac{\phi}{2} = 30 - 5 - \frac{1,59}{2} = 24,21 \text{ cm}$$

Entonces:

$$A_s = \frac{0,85(281 \text{ kg/cm}^2)}{4 \text{ 200 kg/cm}^2} \left(100 \text{ cm} \cdot 24,21 \text{ cm} - \sqrt{(100 \text{ cm} \cdot 24,21 \text{ cm})^2 - \frac{1 \text{ 656,27 kg} \cdot \text{m} \cdot 100}{0,003825(281 \text{ kg/cm}^2)}} \right)$$

$$A_s = 1,82 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo según la sección 9.6.1.2 de ACI 318-14.

$$A_{smin} = \frac{0,8 \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}}{4 \text{ 200 kg/cm}^2} \cdot (100 \text{ cm}) \cdot (24,21 \text{ cm}) \geq \frac{14,1}{4 \text{ 200 kg/cm}^2} \cdot (100 \text{ cm}) \cdot (24,21 \text{ cm})$$

$$A_{smin} = 7,73 \text{ cm}^2 \geq 8,13 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero mínima es mayor que el área de acero requerida se utilizará $A_{smin} = 8,13 \text{ cm}^2$

Se utilizarán 5 varillas No. 5

Espaciamiento= $100/5= 20 \text{ cm}$

Se utilizarán varillas No. 5 @ 20 cm.

- Cálculo de cortantes por grupos

$$V_{III} = 1,3 \cdot (E + F_L)$$

$$V_{III} = 1,3 \cdot (696,96 \text{ kg} + 308,33 \text{ kg})$$

$$V_{III} = 1\ 306,88 \text{ kg}$$

$$V_{IV} = 1,3 \cdot (E + F_{Sismo})$$

$$V_{IV} = 1,3 \cdot (696,96 \text{ kg} + 86,4 \text{ kg})$$

$$V_{IV} = 1\ 018,37 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante que resiste el concreto según la sección 22.5.5.1 del ACI 318-14

$$V_{CR} = 0,53 \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 0,53 \cdot 0,85 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 24,21 \text{ cm} \cdot \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}$$

$$V_{CR} = 18\ 282,80 \text{ kg}$$

Como el cortante resistente del concreto es mayor que el cortante actuante se colocara el acero mínimo.

Se utilizará estribos No. 3 @ 10 cm.

2.8.2. Diseño de viga de apoyo

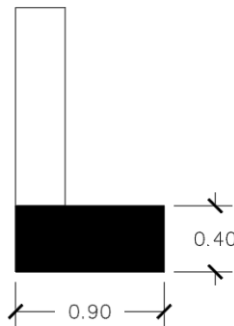
La viga de apoyo esta sobre el estribo, por lo cual no hace esfuerzos de flexión solamente esfuerzos de corte, por esto para el refuerzo a flexión solo se coloca el refuerzo mínimo estipulado en el ACI 318 14 sección 9.6.1.2.

- Cálculo de refuerzo

$$H_{VA} = 0,40 \text{ m}$$

$$b_{VA} = 0,90 \text{ m}$$

Figura 28. Sección de viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Se utilizaran varillas No. 5 ($A_v = 1,99 \text{ cm}^2$; $\phi = 1,59 \text{ cm}$)

$$d = 40 - 5 - 1,59/2 = 34,21 \text{ cm}$$

Acero mínimo según la sección 9.6.1.2 de ACI 318-14.

$$A_{smin} = \frac{0,8 \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}}{4 \cdot 200 \text{ kg/cm}^2} \cdot (90 \text{ cm}) \cdot (34,21 \text{ cm}) \geq \frac{14,1}{4 \cdot 200 \text{ kg/cm}^2} \cdot (90 \text{ cm}) \cdot (34,21 \text{ cm})$$

$$A_{smin} = 9,83 \text{ cm}^2 \geq 10,34 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo a flexión se tomará $A_{Smin} = 10,34 \text{ cm}^2$

Se colocarán 6 varillas por cama para cubrir la sección de la viga de apoyo

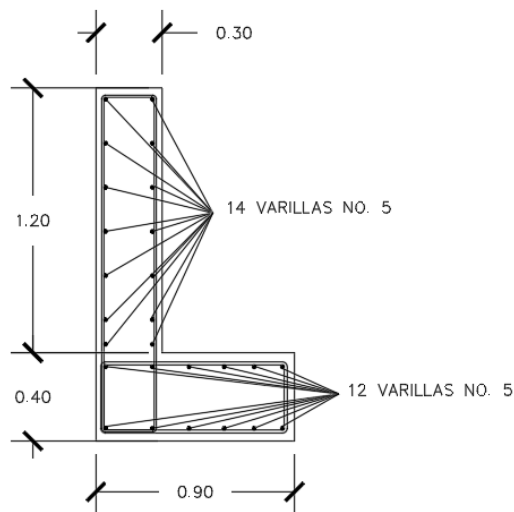
- Cálculo de refuerzo por corte

Para el refuerzo a corte también se deberá utilizar el área de acero mínima y el espaciamiento máximo, pero no menor a $h/2$.

$$S = \frac{H_{VA}}{2} = \frac{40 \text{ cm}}{2} = 20 \text{ cm}$$

Se utilizará estribos No. 3 @ 20 cm

Figura 29. Armado de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

2.8.3. Diseño de apoyo elastomérico

La función de estos apoyos para este proyecto es absorber y transmitir a los estribos las cargas verticales producidas por el tráfico y el peso propio de la estructura, las cargas horizontales producidas por la fuerza de frenado y aceleración, además de las fuerzas generadas por el viento.

Estos elementos deben absorber momentos y fuerzas en todos los sentidos. Para este proyecto se utilizará neopreno con dureza shore 60 reforzada con placas metálicas, con una sección de $a= 50$ cm y $b= 50$ cm y un espesor de $t= 13$ mm.

Para el diseño de los apoyos elastómeros se utilizará el método B de AASHTO LRFD 2017 que se encuentra en la sección 14.7.5, para un elastómero tipo SHORE A 60 de la tabla 14.7.6.2-1. Las cargas de diseño serán las que se han calculado anteriormente.

- Carga muerta: 30,78 Ton
- Carga viva: 13,47 Ton
- Carga de servicio (carga muerta + carga viva): 45,35 Ton
- Base de la viga: 60 cm
- Rotación máxima de carga de servicio (θ) = 0,007 rad
- Tipo de acero: A-36
- Resistencia del acero: 36 KSI
- Módulo de cortante del elastómero: 1,14 kg/cm²

El área mínima de la almohadilla de apoyo se calcula de la siguiente manera:

$$\sigma_s \leq 2,00 GS \leq 122 \text{ kg/cm}^2$$

Donde σ_s es la resistencia del elastómero contra deformación cortante.

$$A_{req} = \frac{P}{\sigma_s} = \frac{44\,250}{122} = 362,70 \text{ cm}^2$$

Para cumplir con el área mínima determinada en la ecuación anterior se utilizarán las siguientes dimensiones para la almohadilla.

Ancho (W) = 50 cm

Largo (L) = 50 cm

- Factor de forma mínimo (S)

Para carga total

$$S = \frac{\frac{P}{A}}{2 * G} = \frac{\frac{4\,535}{50,50}}{12} = 4,70$$

Para carga viva

$$S = \frac{\frac{P}{A}}{G} = \frac{\frac{13\,470}{50,50}}{12} = 4,19$$

El factor de forma mínimo (S) será el siguiente: 4,70.

- Grosor de la capa interior (h_{ri})

- Para carga total

$$h_{ri} \leq \frac{L * W}{2 * S(L + W)} = \frac{50 * 50}{2 * 4,70 * (50 + 50)} = 1,45 \text{ cm}$$

- Para carga viva

$$h_{ri} \leq \frac{L * W}{2 * S(L + W)} = \frac{50 * 50}{2 * 4,19 * (50 + 50)} = 1,63 \text{ cm}$$

Se utilizara un valor de $h_{ri} = 1,25 \text{ cm}$

Se verificará que el grosor de la capa interior cumpla con el facto de forma

$$S \geq \frac{L * W}{2 * h_{ri} * (L + W)} = \frac{50 * 50}{2 * 1,25 * (50 + 50)} = 5,45 > 4,70 \text{ Si cumple}$$

- Numero de capas interiores de elastómero (n)
 - Compresión y rotación combinados

$$n > GS \left(\frac{\theta_s}{\sigma_s} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 = 12 * 5,45 \left(\frac{0,007}{\frac{45350}{750}} \right) \left(\frac{50}{1,25} \right)^2 = 1,62$$

$$n > -0,167\phi \frac{\left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2}{\left(\frac{\sigma_s}{2,25 * G * S} - 1 \right)} =$$

$$n > -0,167(0,007) \frac{\left(\frac{50}{1,25} \right)^2}{\left(\frac{112,80}{2,25 * 12 * 5,45} - 1 \right)} = 2$$

Se utilizarán 3 capas interiores de 12,5 mm y 2 capas exteriores de 9 mm, porque las capas exteriores deben tener un espesor mayor al 70 % del de las capas interiores.

El grosor total es:

$$h_{rt} = 2(9 \text{ mm}) + 3(12,5 \text{ mm}) = 55,50 \text{ mm}$$

- Estabilidad del elastómero

$$A = \frac{1,92 * \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} = \frac{1,92 * \frac{5,5}{25}}{\sqrt{1 + \frac{2*25}{30}}} = 0,26$$

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) \left(1 + \frac{L}{4W}\right)} = \frac{2.67}{(5,45 + 2) \left(1 + \frac{25}{4*30}\right)} = 0,30$$

El apoyo será estable si cumple una de las siguientes condiciones:

- $2A \leq B \therefore 2 * 0,26 \leq 0,30$
- $A - B \leq 0 \therefore 0,26 - 0,30 = -0,04 < 0$ *Sicumple*

Como el apoyo cumple con la segunda condición se considera estable.

- Calculo de placas de refuerzo en el elastómero h_s

- En el estado límite de servicio:

$$h_s = \frac{3 * h_{max} \sigma_s}{f_y} = \frac{3 * 1,25 * 112,8}{2531} = 0,17$$

- En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2 * h_{max} \sigma_L}{\Delta F_{TH}} = \frac{2 * 1,25 * 50,24}{1683} = 0,0496$$

Tabla V. **Constante de amplitud de fatiga crítica ΔF_{TH}**

Categoría	$(\Delta F)_{TH}$ (kg/cm ²)
A	1683
B	1122
B'	843
C	704
C'	843
D	493
E	316
E'	183
Pernos en Tensión Axial M 164M(A 325M)	2182
Pernos en Tensión Axial M 253M(A 490M)	2672

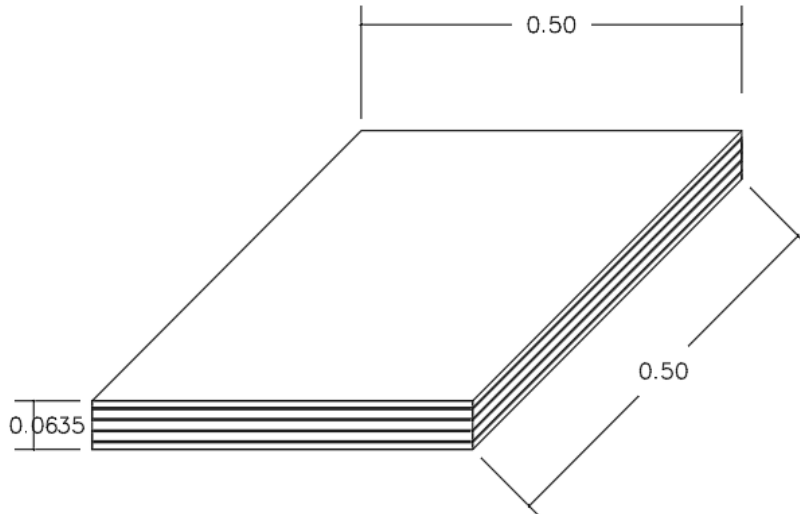
Fuente: AASHTO LRFD, *Bridge Design Specifications. Constante de amplitud.* p. 207.

Se usará un $h_s = 2mm$ y se usaran 4 capas de 2 mm de espesor.

El apoyo queda configurado de la siguiente manera.

- 4 capas de refuerzo de 2 mm
- 3 capas interiores de 12,5 mm
- 2 capas exteriores de 9 mm

Figura 30. **Detalle de Neopreno**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

2.8.4. **Diseño de junta de dilatación**

Las juntas de dilatación son aberturas que se encuentran en la superficie de la carretera, entre el estribo y la losa del puente. La función de las juntas de dilatación es permitir el movimiento de expansión y contracción de la superestructura, debido principalmente al cambio de temperatura que se puede dar.

Para el diseño de las juntas se utilizará el método simplificado, obtenido de la página 259 a la 260 del trabajo de graduación Diseño de edificio escolar de dos niveles para el caserío Sacchim y puente vehicular para la aldea Pueblo Viejo, San Sebastián Huehuetenango, Huehuetenango, con este método logramos estimar la magnitud del movimiento, dada por la siguiente ecuación:

$$HM = L \cdot T_r \cdot C_t \cdot \sin(\alpha) \cdot t_n$$

Donde:

HM= Movimiento horizontal total

L= Longitud de la superestructura que contribuye al movimiento (pulgadas)

T_r = Rango de temperatura del concreto

C_t =Coeficiente de expansión térmica del concreto

α = Ángulo central entre la junta y la línea central

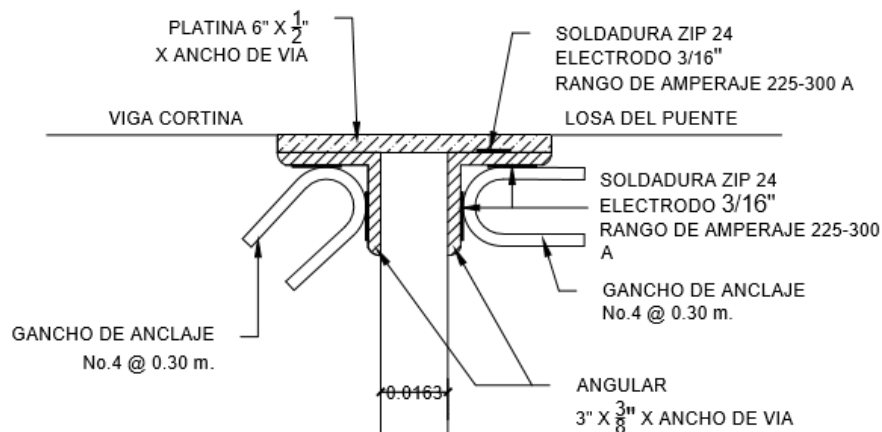
t_n = Factor empírico tomado para el concreto

$$HM = 590,4 \text{ pul} \cdot (90^\circ) \cdot 0,000006 \cdot \sin(90) \cdot 2$$

$$HM = 0,64 \text{ pulg}$$

Se utilizará una junta abierta con sellador invertido, este se debe colocar para conservar ese espacio donde se producirán los movimientos y también para impedir que penetre agua u otro elemento y para proteger los bordes del deterioro por impacto de cargas puntuales.

Figura 31. Junta de dilatación



Fuente: elaboración propia, empleando Civil AutoCAD 2018.

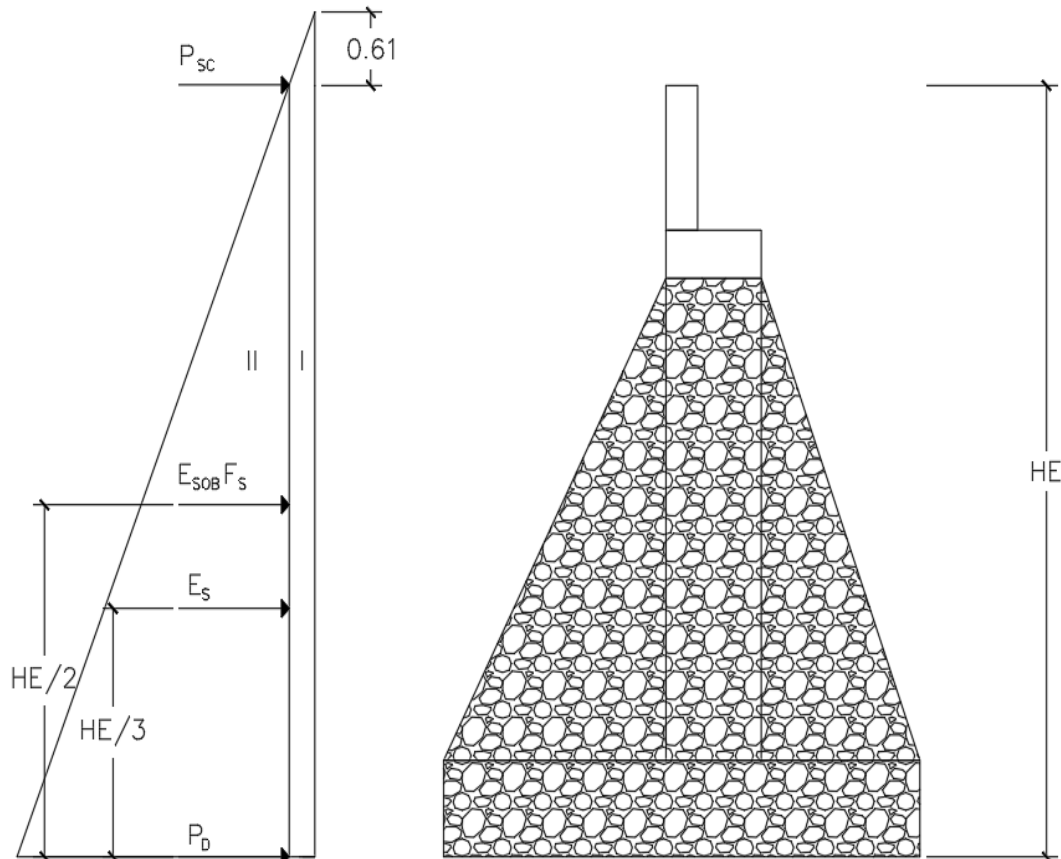
2.8.5. Diseño de estribos

Los estribos son elementos se encuentran ubicados en los extremos de un puente, estos tienen dos propósitos el primero es el de transferir las cargas de la superestructura al terreno natural y el segundo es soportar el empuje lateral del suelo.

Para este proyecto se diseñarán estribos de concreto ciclópeo, se recomienda que los muros de gravedad de concreto ciclópeo no tengan una altura mayor de 10 metros.

Para el diseño del estribo la base será en el trabajo de graduación de Felix Benjamin España Chajón, titulado como Diseño de puente vehicular en la colonia el Tesoro zona 2 y puente peatonal en la colonia Esperanza zona 6, Mixco, Guatemala, dicho método se encuentra en las páginas de la 88 a las 100 del respectivo trabajo.

Figura 32. Presiones del suelo, sobre el estribo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

- Cálculo de sobrecarga del suelo

$$S_C = H_{SC} \cdot S_{Suelo}$$

$$S_C = (0,61 \text{ m}) \cdot (480 \text{ kg/m}^2)$$

$$S_C = 292,8 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de la presión del suelo

$$P_{Suelo} = S_{Suelo} \cdot H$$

$$P_{Suelo} = \left(480 \frac{kg}{m^2}\right) \cdot (6,4 \text{ m})$$

$$P_{Suelo} = 3\,072 \frac{kg}{m}$$

- Cálculo de empuje y momento de volteo

Tabla VI. **Empuje y momento de volteo**

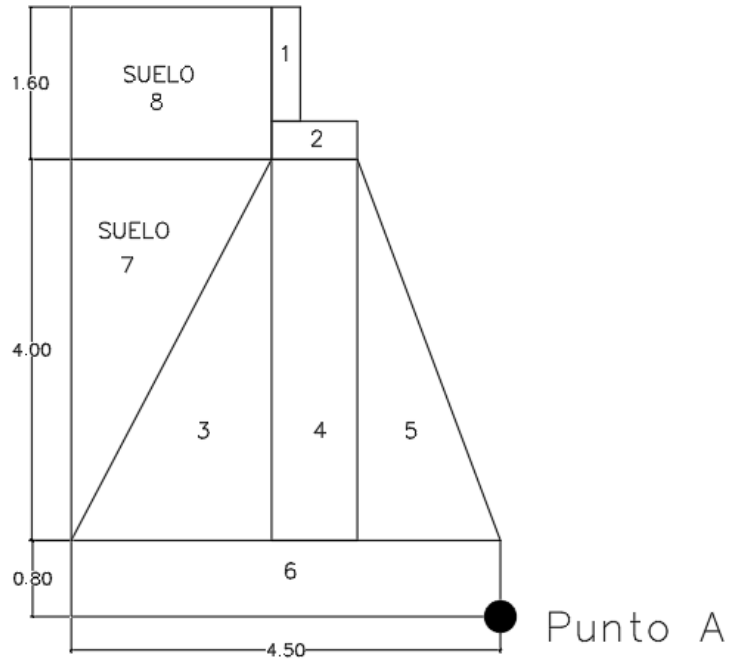
Figura	Presión (kg/m)	Altura (m)	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento ($kg \cdot m$)
I	292,8	6,4	1 873,92	3,2	5 996,54
II	3072	3,2	9 830,4	2,13	20 938,75
		E =	11 704,32	M_v	26 935,29

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de momento estabilizante

Este momento es producido por el peso de la estructura y del suelo, para la realización de este cálculo se tomará como referencia el punto P que se puede ver en la tabla VI.

Figura 33. Sección de estribo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Tabla VII. Momento estabilizante desde el punto A

Figura	Base (m)	Altura (m)	Área(m ²)	Peso Especi. (kg/m ³)	Peso (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg · m)
1	0,30	1,20	0,36	2 400,00	864,00	2,25	1 944,00
2	0,90	0,40	0,36	2 400,00	864,00	1,95	1 684,80
3	2,10	4,00	8,40	2 500,00	10 500,00	3,10	32 550,00
4	0,90	4,00	3,60	2 500,00	9 000,00	1,95	17 550,00
5	1,50	4,00	6,00	2 500,00	7 500,00	0,75	5 625,00
6	4,50	0,80	3,60	2 500,00	9 000,00	2,25	20 250,00
7	2,10	4,00	8,40	1 860,00	7 812,00	3,80	29 685,60
8	2,10	1,90	3,99	1 860,00	7 421,40	3,45	25 603,83
W_E					52961,40	M_E	134893,23

Fuente: elaboración propia.

Las dimensiones de los estribos de concreto ciclópeo se asumieron, las cuales deberán cumplir con los chequeos de volteo, desplazamiento y presiones del terreno. Los chequeos se analizarán en tres condiciones los estribos que son: Estribo sin superestructura, Estribo con superestructura y carga viva y Estribo con efectos de sismo.

- Los chequeos que se le deben realizar para el estribo son los siguientes de volteo, deslizamiento y presiones. Basados en la sección 8.5, 8.6 y 8.7 respectivamente del libro Fundamentos de Ingeniería y Cimentaciones, de Braja M. Das.
 - Chequeo por volteo: este chequeo sirve para comprobar que los momentos desestabilizantes sean menores que los momentos estabilizantes, con este verificamos si las dimensiones del estribo, ya que la resistencia de estos momentos depende de la geometría de los mismos.
 - Chequeo por desplazamiento: con este chequeo se busca que el estribo no falle por empuje excesivo del suelo.
 - Chequeo por presiones: para este chequeo lo que se busca es que el suelo no falle debido a la presión ejercida por el estribo, esto se hace verificando el valor de la capacidad soporte y tampoco que el suelo trabaje a tensión.

- Estribo sin superestructura

- Volteo

$$V_{Volteo} = \frac{M_E}{M_v} \geq 1,5$$

Donde:

M_E = Momento estabilizante

M_v = Momento de volteo

$$V_{Volteo} = \frac{134\,893,23\,kg \cdot m}{26\,935,29\,kg \cdot m} \geq 1,5$$

$$V_{Volteo} = 5,01 \geq 1,5 \quad \text{Si chequea}$$

- Desplazamiento

$$D = 0,5 \cdot \frac{W_E}{E} \geq 1,5$$

Donde:

W_E = Peso del estribo

E = Empuje del suelo

$$D = 0,5 \cdot \frac{52\,961,40\,kg}{11\,704,32\,kg} \geq 1,5$$

$$D = 2,26 \geq 1,5 \quad \text{Si chequea}$$

- Presiones (máxima y mínima)

Para el chequeo de la presión máxima se comparará con el valor soporte del suelo, pero antes se calculará el valor de a y el de la excentricidad.

$$a = \frac{M_E - M_v}{W_E}$$

$$e = \frac{B_E}{2} - a$$

$$3a > B_E$$

Donde:

B_E = Basa del estribo

$$a = \frac{134\,893,23\text{ kg} \cdot \text{m} - 26\,935,29\text{ kg} \cdot \text{m}}{52\,961,40\text{ kg}} = 2,04\text{ m}$$

$$e = \frac{4,50\text{ m}}{2} - 2,04\text{ m} = 0,21\text{ m}$$

$$3(2,04\text{ m}) > 4,5\text{ m}$$

$$6,12\text{ m} > 4,5\text{ m}$$

Con estos datos se procede a calcular las presiones mediante las siguientes expresiones:

$$P_{Max} = \frac{W_E}{A} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B_E}\right) < q_{Adm}$$

$$P_{Max} = \frac{52\,961,40\text{ kg}}{4,5\text{ m} \cdot 1\text{ m}} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot (0,21\text{ m})}{4,5\text{ m}}\right) < 33\,033\text{ kg}/\text{m}^2$$

$$P_{Max} = 15\,064,58\text{ kg}/\text{m}^2 < 33\,033\text{ kg}/\text{m}^2 \text{ Si chequea}$$

$$P_{Min} = \frac{W_E}{A} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B_E}\right) > 0$$

$$P_{Min} = \frac{52\,961,40\text{ kg}}{4,5\text{ m} \cdot 1\text{ m}} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot (0,21\text{ m})}{4,5\text{ m}}\right) > 0$$

$$P_{Min} = 8\,473,82 > 0 \quad \text{Si chequea}$$

- Estribo con superestructura y carga viva

Para este chequeo se tomarán los valores de cortantes últimos, de la viga interior y de las vigas exteriores.

$$V_{U_{int}} = 97\,798,26 \text{ kg}$$

$$V_{U_{ext}} = 107\,024,20 \text{ kg}$$

$$W_2 = \frac{\sum V}{L_{VA}}$$

Donde:

W_2 = Peso total de la carga viva

L_{VA} = Longitud de la viga de apoyo

$$W_2 = \frac{97\,798,26 \text{ kg} + 2 \cdot (107\,024,20 \text{ kg})}{8 \text{ m}} = 38\,980,83 \text{ kg/m}$$

$$M_{Total E} = M_{E2} + M_E$$

Donde:

$M_{Total E}$ = Momento total

$$M_{E2} = W_2 \cdot \frac{B_E}{2} = 38\,980,83 \text{ kg} \cdot \frac{4,5 \text{ m}}{2} = 87\,706,87 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{Total E} = 87\,706,87 \text{ kg} \cdot \text{m} + 134\,893,23 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{Total E} = 222\,600,1 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Volteo

$$V_{Volteo} = \frac{M_{Total E}}{M_v} \geq 1,5$$

$$V_{Volteo} = \frac{222\,600,1\,kg \cdot m}{26\,935,29\,kg \cdot m} \geq 1,5$$

$$V_{Volteo} = 8,26 \geq 1,5 \quad \text{Si chequea}$$

- Desplazamiento

$$D = 0,5 * \frac{W_E + W_2}{E} \geq 1,5$$

$$D = 0,5 \cdot \frac{52\,961,40\,kg + 38\,980,83\,kg}{11\,704,32\,kg} \geq 1,5$$

$$D = 3,93 \geq 1,5 \quad \text{Si chequea}$$

- Presiones (máxima y mínima)

$$a = \frac{M_{Total E} - M_v}{W_E + W_2}$$

$$a = \frac{222\,600,1\,kg \cdot m - 26\,935,29\,kg \cdot m}{52\,961,40\,kg + 38\,980,83\,kg} = 2,13\,m$$

$$3a > B_E$$

$$3(2,13\,m) > 4,5\,m$$

$$6,39\,m > 4,5\,m$$

$$e = \frac{B_E}{2} - a$$

$$e = \frac{4,50\,m}{2} - 2,13\,m = 0,12\,m$$

$$P_{Max} = \frac{W_E + W_2}{A} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B_E}\right) < q_{Adm}$$

$$P_{Max} = \frac{52\,961,40\,kg + 38\,980,83\,kg}{4,5\,m \cdot 1\,m} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot (0,12\,m)}{4,5\,m}\right) < 33\,033\,kg/m^2$$

$$P_{Max} = 23\,700,66 \text{ kg/m}^2 < 33\,033 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Si chequea}$$

$$P_{Min} = \frac{W_E + W_2}{A} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B_E}\right) > 0$$

$$P_{Min} = \frac{52\,961,40 \text{ kg} + 39\,048,11 \text{ kg}}{4,5 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot (0,12 \text{ m})}{4,5 \text{ m}}\right) > 0$$

$$P_{Min} = 17\,162,55 \text{ kg/m}^2 > 0 \quad \text{Si chequea}$$

- Estribo con efectos de sismo

Para este chequeo se tomarán los valores de cortantes últimos de la carga muerta, en la viga interior y de las vigas exteriores, y se utilizará un factor de sismo del 10 %, este factor fue tomado de la tabla 18.3 de libro de texto *Mecánica de suelos y cimentaciones*, de Crespo Villalaz, porque el puente es una estructura indispensable que debe permanecer intacta a la hora de un sismo muy grande.

$$V_{U_{int}} = 23\,682,6 \text{ kg}$$

$$V_{U_{ext}} = 30\,779,48 \text{ kg}$$

$$V_{Total} = \eta \cdot \sum V_u$$

$$V_{Total} = 1 \cdot (23\,682,6 \text{ kg} + 2 \cdot 30\,779,48 \text{ kg})$$

$$V_{Total} = 110\,814,03 \text{ kg}$$

- Carga muerta distribuida

$$C_{CM} = \frac{V_{Total}}{L_{VA}}$$

$$C_{CM} = \frac{110\,814,03 \text{ kg}}{8 \text{ m}} = 13\,851,75 \text{ kg/m}$$

- Carga distribuida horizontal

$$W_H = W_E + C_{CM}$$

$$W_H = 52\,961,40 \text{ kg/m} + 13\,851,75 \text{ kg/m}$$

$$W_H = 66\,813,15 \text{ kg/m}$$

- Momento de empuje horizontal

$$M_{EH} = M_E + C_{CM} \cdot \frac{B_E}{2}$$

$$M_{EH} = 134\,893,23 \text{ kg} \cdot \text{m} + 13\,851,75 \text{ kg} \cdot \frac{4,5 \text{ m}}{2}$$

$$M_{EH} = 166\,059,67 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de la fuerza horizontal

Se utilizará un factor de sismo del 10 %

$$F_H = 1,10 \cdot E + 0,10 \cdot W_H$$

$$F_H = 1,10 \cdot 11\,704,32 \text{ kg/m} + 0,10 \cdot 66\,813,15 \text{ kg/m}$$

$$F_H = 19\,556,07 \text{ kg/m}$$

Tabla VIII. **Momento horizontal estabilizante**

Figura	Base (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Peso Especi. (kg/m ³)	Peso (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg·m)
1	0,30	1,20	0,36	2 400,00	864,00	5,95	5 140,80
2	0,90	0,40	0,36	2 400,00	864,00	5,00	4 320,00
3	2,10	4,00	8,40	2 500,00	10 500,00	2,13	22 365,00
4	0,90	4,00	3,60	2 500,00	9 000,00	2,80	25 200,00
5	1,50	4,00	6,00	2 500,00	7 500,00	2,13	15 975,00
6	4,50	0,80	3,60	2 500,00	9 000,00	0,40	3 600,00
7	2,10	4,00	8,40	1 860,00	7 812,00	3,47	27 107,64
8	2,10	1,90	3,99	1 860,00	7 421,40	5,75	42 673,05
					52 961,4		146 381,49

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de momento por sismo

$$M_{EQ} = 0,10 \cdot (M_{E2})$$

$$M_{EQ} = 0,10 \cdot (146\,381,49\,kg \cdot m)$$

$$M_{EQ} = 14\,638,15\,kg \cdot m$$

- Cálculo de momento de volteo debido a la fuerza horizontal

$$M_{VH} = 1,10 \cdot M_V + 0,10 \cdot C_{CM} \cdot h + M_{EQ}$$

Donde:

$$h = 0,8 + 4 + 0,4 = 5,2$$

$$M_{VH} = 1,10 \cdot 26\,935,29\,kg \cdot m + 0,10 \cdot 13\,851,75\,kg \cdot m \cdot 5,2 + 14\,638,15\,kg \cdot m$$

$$M_{VH} = 51\,469,88\,kg \cdot m$$

- Volteo

$$V_{Volteo} = \frac{M_{EH}}{M_{VH}} \geq 1,5$$

$$V_{Volteo} = \frac{166\,059,67\text{kg} \cdot \text{m}}{51\,469,88\text{kg} \cdot \text{m}} \geq 1,5$$

$$V_{Volteo} = 3,22 \geq 1,5 \quad \text{Si chequea}$$

- Deslizamiento

$$D = 0,5 \cdot \left(\frac{W_H}{F_H} \right) \geq 1,5$$

$$D = 0,5 \cdot \left(\frac{66\,813,15\text{ kg}}{19\,556,07\text{ kg}} \right) \geq 1,5$$

$$D = 1,71 \geq 1,5 \quad \text{Si chequea}$$

- Presiones (máxima y mínima)

$$a = \frac{M_{EH} - M_{VH}}{W_H}$$

$$a = \frac{166\,059,67\text{ kg} \cdot \text{m} - 51\,469,88\text{ kg} \cdot \text{m}}{66\,813,15\text{ kg}} = 1,72\text{ m}$$

$$3a > B_E$$

$$3(1,72\text{ m}) > 4,5\text{ m}$$

$$5,16\text{ m} > 4,5\text{ m}$$

$$e = \frac{B_E}{2} - a$$

$$e = \frac{4,50\text{ m}}{2} - 1,72\text{ m} = 0,53\text{ m}$$

:

$$P_{Max} = \frac{W_H}{A} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B_E}\right) < q_{Adm}$$

$$P_{Max} = \frac{66\,813,15\,kg}{4,5\,m \cdot 1\,m} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot (0,53\,m)}{4,5\,m}\right) < 33\,033\,kg/m^2$$

$$P_{Max} = 25\,339,51\,kg/m^2 < 33\,033\,kg/m^2 \quad \text{Si chequea}$$

$$P_{Min} = \frac{W_E}{A} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B_E}\right) > 0$$

$$P_{Min} = \frac{66\,813,15\,kg}{4,5\,m \cdot 1\,m} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot (0,53\,m)}{4,5\,m}\right) > 0$$

$$P_{Min} = 4\,355,23\,kg/m^2 > 0 \quad \text{Si chequea}$$

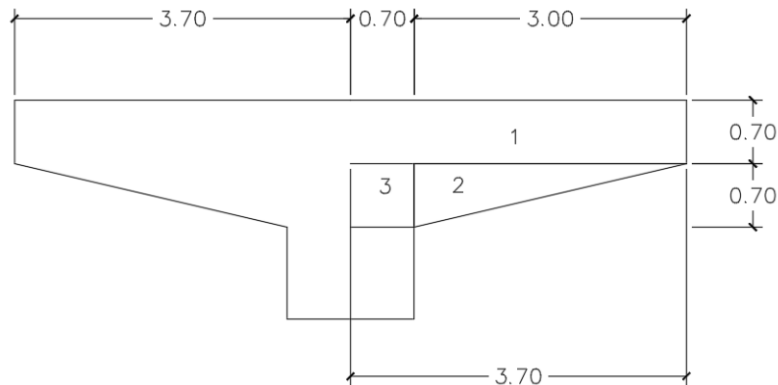
2.8.6. Diseño de pila central

Las pilas son apoyos intermedios para puentes de longitudes mayores de 25 metros, estas se diseñan para resistir las cargas muertas y vivas que la superestructura le transmite, las presiones que actúan sobre la pila y la superestructura también resisten las corrientes de agua y elementos que lleva la corriente.

- Diseño de viga de apoyo de la pila

El diseño de estas será en voladizo y con peralte variable, se diseñarán en su estado más crítico, que cuando la carga viva se encuentra al centro de la luz.

Figura 34. Sección de viga de apoyo de pila



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

- Carga muerta

La carga muerta está compuesta por el peso de la superestructura el peso propio de la viga de apoyo de la pila y la carga muerta de la viga de mayor peso.

$$M_{CMViga} = 115\,048,41 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$V_{CMViga} = 30\,779,48 \text{ kg}$$

- Momento ocasionado por la carga muerta de la viga de apoyo

$$M_{CM1} = (3\text{m} \cdot 0,7\text{m} \cdot 0,7\text{m}) \cdot (2\,400 \text{ kg}/\text{m}^3) \cdot \left(0,35 + \frac{3}{2}\right) \text{m} = 6\,526,8 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CM2} = \left(\frac{3\text{m} \cdot 0,7\text{m} \cdot 0,7\text{m}}{2}\right) \cdot (2\,400 \text{ kg}/\text{m}^3) \cdot \left(0,35 + \frac{2}{3}\right) \text{m} = 1\,793,4 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CM3} = (0,35\text{m} \cdot 0,7\text{m} \cdot 0,7\text{m}) \cdot (2\,400 \text{ kg}/\text{m}^3) \cdot \left(\frac{0,35}{2}\right) \text{m} = 72,03 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CMVATotal} = M_{CM1} + M_{CM2} + M_{CM3}$$

$$M_{CMVATotal} = 6\,526,8 \text{ kg} \cdot \text{m} + 1\,793,4 \text{ kg} \cdot \text{m} + 72,03 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CMVATotal} = 8\,392,23 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento ocasionado por la carga viva

Se utilizará el cortante y el momento máximo que puede ocasionar la carga de diseño.

$$M_{CV} = 43\,110 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$V_{CV} = 13\,447 \text{ kg}$$

- Momento ocasionado por el sismo en la superestructura

$$M_{sismo\ S} = 0,10 \cdot (13\,447 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot 4) + 0,05 \cdot (30\,779,48 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot 4)$$

$$M_{sismo\ S} = 11\,534,70 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento de sismo en viga de apoyo

$$M_{CMS1} = 0,10 \cdot (3\text{m} \cdot 0,7\text{m} \cdot 0,7\text{m}) \cdot (2\,400 \text{ kg}/\text{m}^3) \cdot \left(\frac{0,7}{2}\right) \text{m} = 123,48 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CMS2} = 0,10 \cdot \left(\frac{3\text{m} \cdot 0,7\text{m} \cdot 0,7\text{m}}{2}\right) \cdot (2\,400 \text{ kg}/\text{m}^3) \cdot \left(0,7 + \frac{0,7}{3}\right) \text{m} = 164,64 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CMS3} = 0,12 \cdot (0,35\text{m} \cdot 0,7\text{m} \cdot 0,7\text{m}) \cdot (2\,400 \text{ kg}/\text{m}^3) \cdot \left(\frac{0,7}{2} + 0,7\right) \text{m} = 43,22 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CMSVA} = M_{CMS1} + M_{CMS2} + M_{CMS3}$$

$$M_{CMSVA} = 123,48 \text{ kg} \cdot \text{m} + 164,64 \text{ kg} \cdot \text{m} + 43,22 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CMSVA} = 331,34 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{sismoT} = 11\,534,70 \text{ kg} \cdot \text{m} + 331,34 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{sismoT} = 11\,866,04 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento último

$$M_U = \eta \cdot \left(M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} + M_{Sismo}) \right)$$

$$M_U = 1 \cdot \left(115\,048,41 \text{ kg} \cdot \text{m} + 8\,392,23 \text{ kg} \cdot \text{m} + \frac{5}{3} \cdot (43\,110 \text{ kg} \cdot \text{m} + 11\,866,04 \text{ kg} \cdot \text{m}) \right)$$

$$M_U = 279\,587,59 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de refuerzo

Para el cálculo del área de acero requerido, utilizaremos la ecuación 3-1 de la sección 3.4 del libro, *Diseño de Concreto Reforzado*, de Jack McCormac y Russell H, Brown.

$$A_s = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M \cdot b}{0.003825 f'_c}} \right)$$

Se utilizarán varillas No. 10; $A_v = 8,19 \text{ cm}^2$; $\phi = 3,23 \text{ cm}$

$$d = t - \text{rec} - \frac{\phi}{2} = 140 - 5 - \frac{3,23}{2} = 133,39 \text{ cm}$$

Entonces:

$$A_s = \frac{0,85(281 \text{ kg/cm}^2)}{4\,200 \text{ kg/cm}^2} \left(70 \text{ cm} \cdot 133,39 \text{ cm} - \sqrt{(70 \text{ cm} \cdot 133,39 \text{ cm})^2 - \frac{279\,587,59 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot 60 \text{ cm}}{0,003825 \cdot (281 \text{ kg/cm}^2)}} \right)$$

$$A_s = 49,87 \text{ cm}^2$$

Área de mínima según la sección 9.6.1.2 de ACI 318-14

$$A_{Smin} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14,1}{f_y} \cdot b \cdot d$$
$$A_{Smin} = \frac{0,8\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}}{4\,200 \text{ kg/cm}^2} \cdot (70 \text{ cm}) \cdot (133,39 \text{ cm}) \geq \frac{14,1}{4\,200 \text{ kg/cm}^2} \cdot (60 \text{ cm}) \cdot (133,39 \text{ cm})$$
$$A_{Smin} = 29,81 \text{ cm}^2 \geq 31,35 \text{ cm}^2$$

Se utiliza el parámetro de valor número mayor, para este caso $A_{Smin} = 31,35 \text{ cm}^2$

Área máxima según el ACI 318-14 sección 18.6.3.1 la cuantilla de acero no debe ser mayor ρ a 0,025.

$$A_{Smax} = 0,5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Donde:

ρ =Cuantilla

$$\rho_b = 0,025$$

$$A_{Smax} = 0,5 \cdot 0,0287 \cdot 70 \cdot 133,39$$

$$A_{Smax} = 133,99 \text{ cm}^2$$

El acero requerido está dentro del rango del acero máximo y mínimo.

- Diseño de corte

$$V_U = \eta \left(V_{CM} + \frac{5}{3} (V_{CV}) \right)$$

$$V_U = 1 \cdot \left(30\,779,48 \text{ kg} + \frac{5}{3} \cdot (13\,447 \text{ kg}) \right)$$

$$V_U = 69\,148,49 \text{ kg}$$

Según el ACI 318-11, dice que toda sección transversal diseñada a corte deberá cumplir con:

$$\phi V_n \geq V_U$$

Donde:

ϕ = Factor de corte (0,90)

V_n = Cortante nominal

$$V_n = V_S + V_{CR}$$

Donde:

V_S = Resistencia nominal por esfuerzo

V_{CR} = Cortante resistente del concreto

Cálculo del cortante que resiste el concreto según la sección 22.5.5.1 del ACI 318-14

$$V_{CR} = 0,53 \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

Donde:

ϕ = Factor de redundancia (0,85)

$$V_{CR} = 0,53 \cdot 0,85 \cdot 70 \text{ cm} \cdot 133,39 \text{ cm} \cdot \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}$$

$$V_{CR} = 70 513,01 \text{ kg}$$

El cortante nominal por esfuerzo se calcula sustituyendo y despejando datos en la ecuación del cortante nominal.

$$\phi V_n = V_U$$

$$\begin{aligned}\phi(V_S + V_{CR}) &= V_U \\ V_S &= \frac{V_U}{\phi} - V_{CR} \\ V_S &= \frac{69\,148,49\text{ kg}}{0,90} - 70\,513,01\text{ kg} \\ V_S &= 6\,318,65\text{ kg}\end{aligned}$$

Ya que este chequeo no se cumple se debe reforzar a corte, el espaciamiento de los estribos del área confinada se calcula mediante a la ecuación (22.5.10.5.4), de la sección 22.5.10.5.4 del ACI 318-14.

$$V_S = \frac{A_V \cdot f_y \cdot d}{S}$$

Donde:

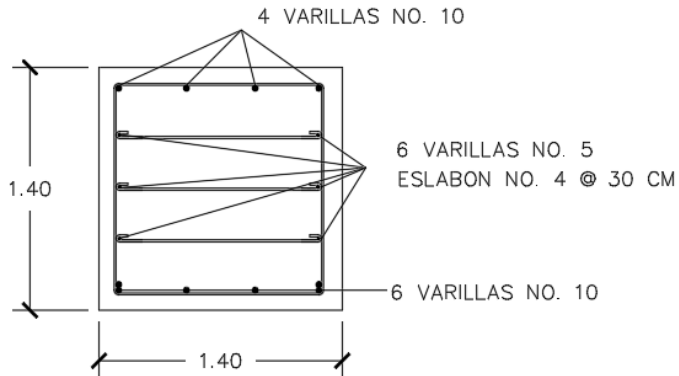
A_V = Área de varilla de acero (varilla No. 3, $A_V = 0,71\text{ cm}^2$).

Despejando S (espaciamiento) de la ecuación anterior se obtiene:

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_V \cdot f_y \cdot d}{V_S} \\ S &= \frac{0,71\text{ cm}^2 \cdot 4\,200\text{ kg/cm}^2 \cdot 133,39\text{ cm}}{6\,318,65\text{ kg}} \\ S &= 62,95\text{ cm}\end{aligned}$$

Se colocarán 6 varillas No. 10 en la cama inferior y 4 varillas No. 10 en la cama superior y estribos No. 3 @ 24 cm según la sección 9.7.6.2.2 del ACI 318 14.

Figura 35. **Armado de viga de apoyo de pila**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

- Diseño de pila central
 - Cargas actuantes
 - Carga muerta

Aquí se incluyen todas las cargas de la superestructura, más el peso de la viga de apoyo de la pila y la columna de la pila.

$$W_{Superestructura} = W_{Losa+carp.} + W_{Viga} + W_{Diafragmas}$$

$$W_{Superestructura} = 80\,640\,kg + 3 \cdot 25\,920\,kg + (2 \cdot 6\,480\,kg + 9\,720\,kg)$$

$$W_{Superestructura} = 181\,080\,kg$$

$$W_{VAPila} = 13\,876,8\,kg$$

$$W_{CPila} = 36\,945,13\,kg$$

$$W_{Total} = 231\,901,93\,kg$$

- Carga viva

El momento y la carga serán el doble, que se utilizó en el diseño de la viga de apoyo ya que se toma en cuenta ambos carriles.

$$M_{CV} = 43\,110 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot 2 = 86\,220 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$V_{CV} = 13\,447 \text{ kg} \cdot 2 = 26\,894 \text{ kg}$$

- Corriente de agua

La velocidad que actúa sobre la pila será de:

$$v = A \cdot Q$$

Donde:

v= Velocidad del cauce.

A= Área de la sección donde pasará el cauce.

Q= Caudal ($0,62 \text{ m}^3/\text{s}$)

$$v = \frac{((0,50 \text{ m})^2 \cdot \pi)}{4} \cdot 0,62 \text{ m}^3/\text{s} = 0,12 \text{ m/s}$$

Para determinar el momento que actúa sobre la pila será necesario calcular la presión que ejerce el flujo, mediante la ecuación C3.7.3.1-1 de AASHTO.

$$P_A = 52,4 \cdot C_D \cdot v^2$$

Donde:

P_A = Presión del agua

v= Velocidad del cauce.

C_D = Coeficiente de arrastre (tabla 3.7.1-1 AASHTO)

$$P_A = 52,4 \cdot 0,7 \cdot (0,12 \text{ m/s})^2$$

$$P_A = 0,53 \text{ kg/m}$$

$$M_{Agua} = P_A \cdot \text{Ancho} \cdot \text{Centro de pila}$$

$$M_{Agua} = 0,53 \text{ kg/m} \cdot 9,45 \text{ m} \cdot 2,45 \text{ m}$$

$$M_{Agua} = 12,27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Carga producida por el sismo

Este se calculará multiplicando la carga muerta de la superestructura, viga de apoyo de la pila y la columna de la pila con el factor sísmico que para este caso es del 10 %, este factor fue tomado de la tabla 18,3 de libro de texto Mecánica de Suelos y Cimentaciones, de Crespo Villalaz, 5ta. Edición, ya que el puente es una estructura indispensable que debe permanecer intacta a la hora de un sismo muy grande.

- Carga sísmica de superestructura

$$M_{CMSupers} = 0,10 \cdot (231\,901,93 \text{ kg} \cdot \text{m}) \cdot (10) = 231\,901,93 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento de sismo en viga de apoyo

$$M_{CMS1} = 0,10 \cdot (3 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ kg/m}^3) \cdot (10 - \frac{0,7}{2}) \text{ m} = 3\,404,52 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CMS2} = 0,10 \cdot (\frac{3 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m}}{2}) \cdot (2\,400 \text{ kg/m}^3) \cdot (10 - 0,7 - \frac{0,7}{3}) \text{ m} = 1\,599,36 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CMS3} = 0,10 \cdot (0,35 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m}) \cdot (2\,400 \text{ kg/cm}^3) \cdot (10 - \frac{0,7}{2} - 0,7) \text{ m} = 368,38 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CMSVA} = M_{CMS1} + M_{CMS2} + M_{CMS3}$$

$$M_{CMSVA} = 3\,404,52 \text{ kg} \cdot \text{m} + 1\,599,36 \text{ kg} \cdot \text{m} + 368,38 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CMSVA} = 5\,372,26 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento de sismo en columna de la pila

$$M_{CPilas} = 0,10 \cdot (36\,945,13) \cdot (4,3)$$

$$M_{CPilas} = 15\,886,41 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento total de sismo

$$M_{TtotalS} = 231\,901,93 \text{ kg} \cdot \text{m} + 5\,372,26 \text{ kg} \cdot \text{m} + 15\,886,41 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{TtotalS} = 253\,160,60 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de cortante y momento último

$$V_U = \eta \cdot \left(V_{CM} + \frac{5}{3} (V_{CV}) \right)$$

$$V_U = 1 \cdot \left(231\,901,93 \text{ kg} + \frac{5}{3} \cdot (26\,894 \text{ kg}) \right)$$

$$V_U = 359\,742,84 \text{ kg}$$

$$M_U = \eta \cdot \left(M_{CM} + \frac{5}{3} \cdot (M_{CV} + M_{Sismo} + M_{Agua}) \right)$$

$$M_U = 1 \cdot \left(0 + \frac{5}{3} \cdot (86,220 \text{ kg} \cdot \text{m} + 253\,160,60 \text{ kg} \cdot \text{m} + 12,27 \text{ kg} \cdot \text{m}) \right)$$

$$M_U = 735\,351,22 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Calculo de refuerzo

Para el diseño de acero se utilizará un método gráfico, basado en un diagrama de interacción para una columna circular. Para el uso del diagrama de interacción se necesita el valor de K, e, q y ρ para encontrar el valor de ρ_u en el diagrama.

Datos:

$$P_U = 359\,742,84 \text{ kg}$$

$$M_U = 735\,351,22 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

D = Diámetro externo (140 cm)

d = Diámetro interno (130 cm)

Rec = 5 cm

- Cálculo de K

$$K = \frac{P_U}{0,7 \cdot f'_c \cdot \text{Área}}$$
$$K = \frac{359\,742,84 \text{ kg}}{0,7 \cdot 281 \text{ kg/cm}^2 \cdot \frac{\pi}{4} (140 \text{ cm})^2}$$
$$K = 0,12$$

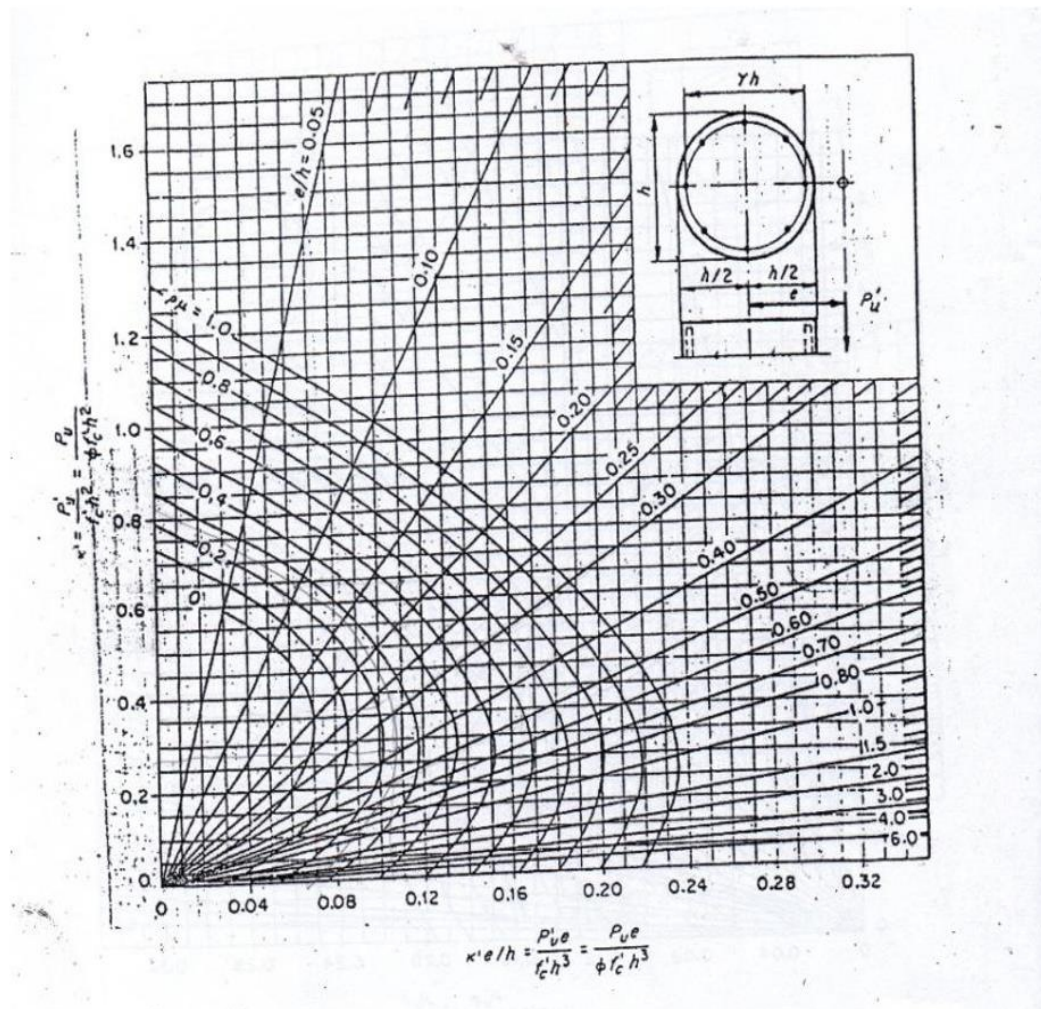
- Cálculo de factor e

$$e = \frac{M_U}{P_U}$$
$$e = \frac{735\,351,22 \text{ kg} \cdot \text{m}}{359\,742,84 \text{ kg}}$$
$$e = 2,04 \text{ m}$$

- Relación e/D

$$K \cdot \frac{e}{D} = 0,12 \cdot \frac{2,04 \text{ m}}{1,4 \text{ m}} = 0,17$$

Figura 36. Diagrama de interacción para columnas circulares



Fuente: GÓMEZ MARTÍNEZ, Ferlandy Emmanuel. *Diseño del edificio escolar de dos niveles para el caserío Sacchim y puente vehicular para la aldea Pueblo Viejo, San Sebastián Huehuetenango, Huehuetenango.* p. 300.

Con el diagrama de interacción de columnas circulares, se determinó el valor de $\rho_u = 0,60$. El área de acero se determina mediante la siguiente ecuación:

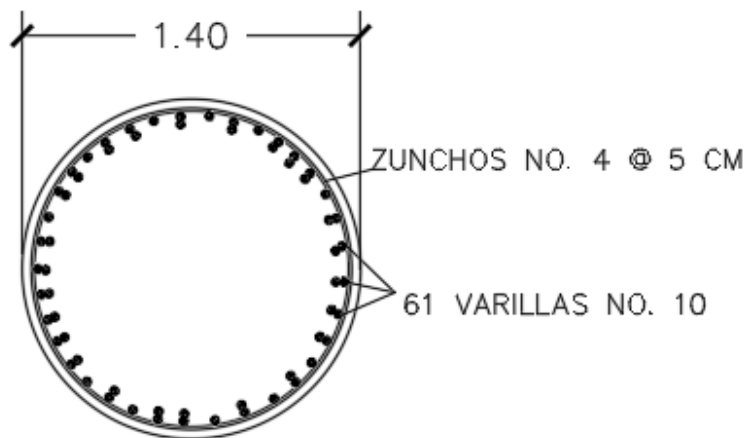
$$A_s = \rho_u \cdot \frac{0,8 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \text{Área}$$

$$A_s = 0,60 * \frac{0,8 \cdot 281 \text{ kg/cm}^2}{4 \cdot 200 \text{ kg/cm}^2} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (140 \text{ cm})^2$$

$$A_s = 494,36 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 61 varillas No. 10 + zunchos No. 4 @ 5 cm.

Figura 37. **Armado de pila central**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

- Diseño de cimentación para pila

Para el diseño de la zapata la base fue el método de la sección 12.6 diseño de zapatas cuadradas aisladas del libro de texto *Diseño de concreto reforzado*, de Jack McCormac y Rusell H, Brown, para una columna aislada circular con diámetro de 140 cm, y se tienen los siguientes datos:

Datos:

Carga muerta CM= 359 742,84 kg (Sumatoria de carga muerta en área tributaria).

Carga viva CV= 13 447 kg (Carga viva actuante).

$M_{cm} = 115\,048,41 \text{ kg} \cdot \text{m}$ (Sumatoria de momentos causados por la carga muerta en el área tributaria)

$M_{cv} = 43\,110 \text{ kg} \cdot \text{m}$ (Momento causado por la carga viva)

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Sección de columna 1,24x1,24 m

Df= 1,5 m

$t_{\text{Cimentación}} = 50 \text{ cm}$

Rec= 5 cm

$$\gamma_s = 1\,860 \text{ kg/m}^3$$

$$q_{\text{Amdz}} = 35,213 \text{ Ton/m}^3$$

- Presión neta del suelo:

$$q_n = q_{\text{Amdz}} - (\gamma_{\text{concreto}} \cdot t_{\text{Cimentación}} + \gamma_s \cdot (Df - t_{\text{Cimentación}}))$$

$$q_e = 35\,213 \text{ kg/m}^2 - (2\,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,5 \text{ m} + 1\,860 \text{ kg/m}^3 \cdot (1,5 \text{ m} - 0,5 \text{ m}))$$

$$q_e = 32\,153 \text{ kg/m}^2$$

- Área de zapata

$$A = \frac{CM + CV}{q_e}$$

$$A = \frac{359\,742,84\text{ kg} + 13\,447\text{ kg}}{32\,153\text{ kg/m}^2}$$

$$A = 11,61\text{ m}^2$$

Nota: Se incrementó el área de la sección, porque con el área calculada no cumplían los respectivos chequeos, quedando una sección de base 25 m^2 , con una base de 5 metros.

- Presión de diseño

$$P = \frac{P}{A} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{1,4(115\,048,41\text{ kg} \cdot \text{m}) + 1,7(43\,110\text{ kg} \cdot \text{m})}{1,4(359\,742,84\text{ kg}) + 1,7(13\,447\text{ kg})} = 0,45\text{ m}$$

$$P = \frac{(359\,742,84\text{ kg}) + (13\,447\text{ kg})}{25\text{ m}^2} * \left(1 \pm \frac{6(0,45\text{ m})}{5\text{ m}}\right)$$

$$P_{MAX} = 22\,988,49\text{ kg/m}^2 < 32\,153\text{ kg/m}^2 \text{ Si cumple}$$

$$P_{MIN} = 6\,866,69\text{ kg/m}^2 > 0 \text{ Si cumple}$$

$$P_X = P_{MIN} + \frac{P_{MAX} - P_{MIN}}{B} X$$

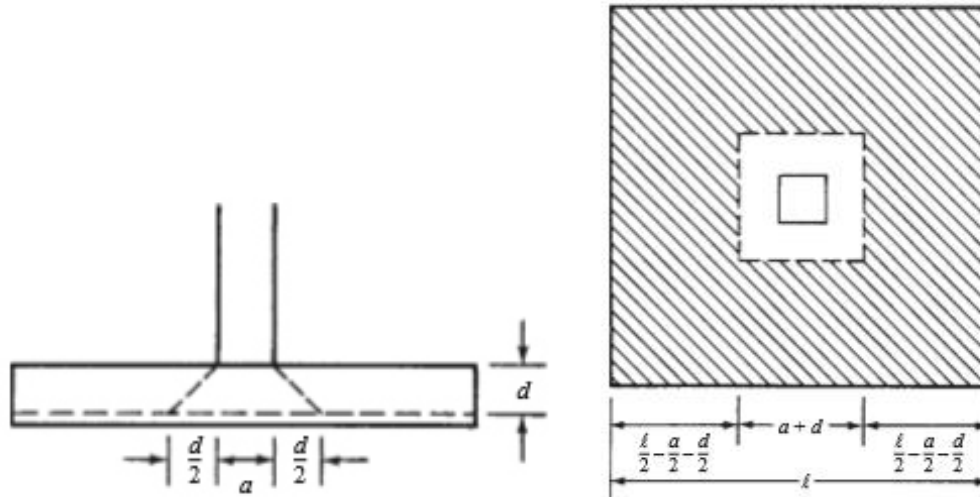
$$P_X = 6\,866,69 + \frac{22\,988,49 - 6\,866,69}{5} X$$

$$P_X = 6\,866,69 + 3\,224,36X$$

- Punzonamiento

A continuación, se presenta el diagrama por de falla por punzonamiento.

Figura 38. Falla por punzonamiento



Fuente: McCORMAC, Jack. *Diseño de concreto reforzado*. p. 356.

- Cortante

$$V_p = P_{Dis}(A - (c + d)^2)$$

$$X = \frac{B + c + d}{2} = \frac{5 \text{ m} + 1,24 \text{ m} + 0,45 \text{ m}}{2} = 3,35 \text{ m}$$

$$P_x = 6\,866,69 + 3\,224,36 \cdot (3,35) = 17\,668,30 \text{ kg/m}^2$$

$$V_p = 17\,668,30 \cdot (25 - (1,24 + 0,45)^2) = 391\,245,07 \text{ kg}$$

- Área punzonante

$$A_{pZ} = 4(c + d)d = 4(124 + 45) \cdot 45 = 30,420 \text{ cm}^2$$

- Esfuerzo real

$$v_R = \frac{V_p / \phi}{A_{pZ}} = \frac{391\,245,07 \text{ kg} / 0,85}{30,420 \text{ cm}^2} = 15,13 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo permisible

$$V = \sqrt{f'_c} = \sqrt{281} = 16,76 \text{ kg/cm}^2$$

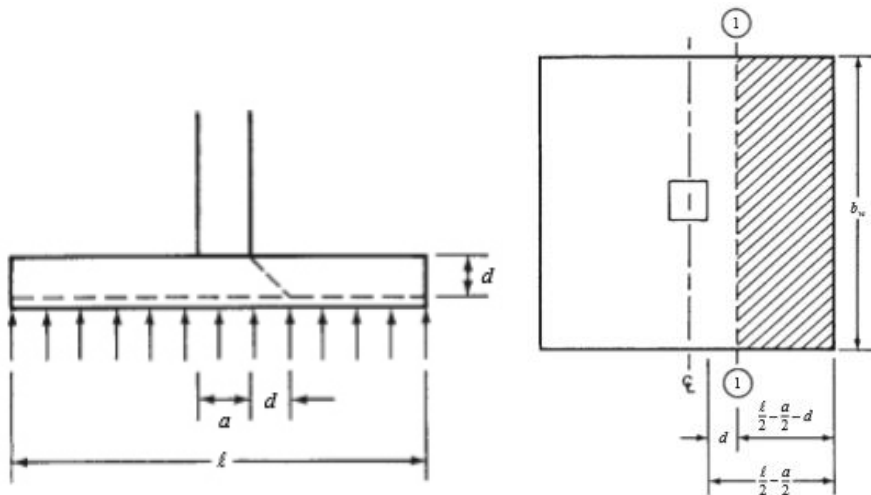
$$V > v_R$$

$$16,76 \text{ kg/cm}^2 > 15,13 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Si chequea}$$

- Corte simple

A continuación, se presenta el diagrama de falla por corte simple.

Figura 39. **Falla por corte simple**



Fuente: McCORMAC, Jack. *Diseño de concreto reforzado*. p. 356.

La sección crítica se encuentra a una distancia del rostro de la columna

$$X = \frac{B}{2} + \frac{c}{2} + d = \frac{5}{2} + \frac{1,24}{2} + 0,45 = 3,57 \text{ m}$$

$$P_x = 6\,866,69 + 3\,224,36 \cdot (3,57) = 18\,377,66 \text{ kg/m}^2$$

- Cortante

$$V_{CS} = P_{DIS} \left(\frac{B}{2} - \left(\frac{c}{2} + d \right) \right) B = 18\,377,66 \left(\frac{5}{2} - \left(\frac{1,24}{2} + 0,45 \right) \right) * 5 = 131\,400,27 \text{ kg}$$

- Esfuerzo real

$$v_{cs} = \frac{V_P / \phi}{Bd} = \frac{131\,400,27 \text{ kg} / 0,85}{500 * 45} = 6,87 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo permisible

$$V = 0,5 \sqrt{f'_c} = 0,5 \sqrt{281} = 8,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$V > v_R$$

$$8,38 \text{ kg/cm}^2 > 6,87 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Si chequea}$$

- Momento flexionante

Distancia crítica al rostro de la columna

$$X = \frac{B}{2} + \frac{c}{2} = \frac{5 + 1,24}{2} = 3,12 \text{ m}$$

$$P_x = 6\,866,69 + 3\,224,36 \cdot (3,12) = 16\,926,69 \text{ kg/m}^2$$

$$M_U = \frac{P_x * l^2}{2} = \frac{16\,926,69 \text{ kg/m}^2 * (3,12 \text{ m})^2}{2} = 82\,385,59 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_U = 82\,385,59 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 8\,238\,559 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

- Área de acero

$$A_s = \frac{\frac{Mu}{\phi}}{f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

Se asumirá un área de acero de 20 cm^2

$$a = \frac{(20 \text{ cm}^2) \cdot (4\,200 \text{ kg/cm}^2)}{0,85 \cdot (281 \text{ kg/cm}^2) \cdot 500 \text{ cm}} = 0,703$$

$$A_s = \frac{\frac{8\,238\,559 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{0,9}}{4\,200 \text{ kg/cm}^2 (45 \text{ cm} - 0,703/2)} = 48,8 \text{ cm}^2$$

Este proceso se debe repetir hasta que quede el mismo valor con dos decimales. Después de varias repeticiones se obtuvieron unos resultados de:

$$a = 1,74 \text{ cm}$$

$$A_s = 49,39 \text{ cm}^2$$

Debemos revisar el área de acero mínimo

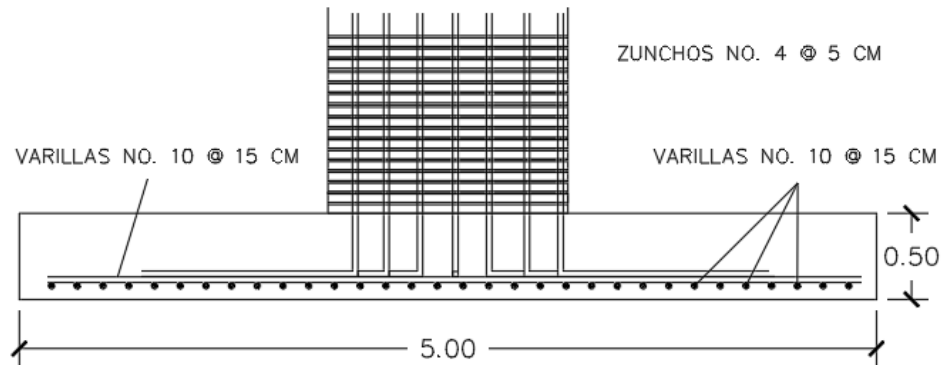
$$A_s = \frac{14,1 \cdot b \cdot d}{f_y}$$

$$A_s = \frac{14,1 \cdot 500 \text{ cm} \cdot 140 \text{ cm}}{4,200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 235 \text{ cm}^2$$

El armado de la zapata contara con 29 varillas No. 10 @ 15 cm.

Figura 40. Armado de zapata de pila



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

2.9. Presupuesto

Para este proyecto se realizará una estimación de los gastos que se llevarán a cabo para ejecutarlo, entre estos están mano de obra, materiales de construcción, prestaciones laborales, impuestos, maquinaria y transportes.

2.9.1. Integración de precios unitarios

La integración de precios unitarios es el desglose de los renglones de trabajo, donde se colocan las actividades que se deben realizar, los materiales a utilizar, mano de obra, maquinaria, equipo, herramientas, en una unidad de trabajo.

2.9.2. Resumen de presupuesto

A continuación, se presenta el resumen de los precios unitarios con que se llevaron a cabo el presupuesto del diseño del puente.

Tabla IX. **Resumen de presupuesto del diseño del puente**

No.	Descripción	Cantidad	P.U	Total
PRELIMINARES				
1	Limpieza y excavación	3 000 M3	Q 45,70	Q 137 106,30
2	Topografía trazo y replanteo	240 M2	Q 46,45	Q 11 148,46
			SUBTOTAL	Q 148 254,76
SUBESTRUCTURA				
3	Estribos cortina y viga de apoyo	2 Unidad	Q 191 373,71	Q 382 747,41
4	Pila central y cimentación	1 Unidad	Q 150 390,42	Q 150 390,42
5	Viga de apoyo de pila	1 Unidad	Q 247 578,17	Q 247 578,17
			SUBTOTAL	Q 780 715,99
SUPERESTRUCTURA				
6	Losa de 0.20 m de espesor	30 ML	Q 6 961,10	Q 208 833,11
7	Losas de aproximación	18 ML	Q 20,62	Q 72 681,64
8	Viga interna y externas	90 ML	Q 4 148,39	Q 373 355,35
9	Diafragmas intermos y externos	24 ML	Q 5 291,07	Q 126 985,57
10	Postes barandal y acera	40 Unidades	Q 2 223,89	Q 88 955,47
11	Fijación de superestructura y junta de calzada	1 Unidades	Q 38 894,65	Q 38 894,65
			SUBTOTAL	Q 909 705,80
			TOTAL	Q 1 838 676,55

Fuente: elaboración propia.

2.10. Evaluación ambiental

A continuación, se presentan las tablas de impacto ambiental, estas nos indican las consecuencias que podemos llegar a causarle a la naturaleza con el proyecto del puente.

Tabla X. **Tabla de impacto ambiental para un puente (parte 1)**

	Dimensión	Componente	Impacto	Explicaciones: Excavaciones, mejoramiento de la subrasante y rellenos	Construcción de obras hidráulicas y obras de arte	Infraestructura	Superestructura
C O M P O N E N T E S A M B I E N T A L E S	DIMENSIÓN FÍSICA	Geología	Meteorización				
			Erosión				
		Geomorfología	Modificación Paisajística				
			Procesos de Remoción en Masa				
			Socavación				
			Estabilidad Geotécnica.				
		Suelo	Cambio en las condiciones físico químicas del suelo				
			Cambio de uso				
		Hidrogeología	Contaminación de Aguas Subterráneas				
			Modificación del nivel freático				
		Aire	Deterioro de la calidad del aire				
			Aumento en decibeles de ruido				
		Recurso hídrico	Ateración de la calidad del agua				
			Disminución del recurso hídrico				
	Disminución en la capacidad de transporte						
	Alteración del cauce						
	DIMENSIÓN BIÓTICA	Ecosistemas dulceacuícolas	Afectación de la calidad del hábitat dulceacuícola				
			Cambio en la composición y estructura de las comunidades hidrobiológicas				
		Flora	Pérdida de la cobertura vegetal				
			Pérdida de biodiversidad				
Fauna		Cambio en la estructura y composición florística					
		Cambio en la riqueza y abundancia (diversidad) en las comunidades de fauna silvestre					
		Fragmentación del hábitat					
		Afectación de especies focales (IUCN, CITES, migratorias, endémicas, restringidas a un hábitat)					

Fuente: Agencia Nacional de Infraestructura. *Matriz identificación de impactos ambientales.*

Tabla 5.8, anexo 5.3.

Tabla XI. **Tabla de impacto ambiental para un puente (parte 2)**

	Dimensión	Componente	Impacto	Explanaciones: Excavaciones, mejoramiento de la subrasante y rellenos	Construcción de obras hidráulicas y obras de arte	Infraestructura	Superestructura
C A O M B I O N N E T A L E S	DIMENSIÓN SOCIOECONÓMICA Y CULTURAL	Demografía / Población	Cambio sobre el componente demográfico				
		Procesos Económicos	Cambio en la dinámica de empleo				
			Cambio en los ingresos de la población				
			Cambio en las actividades económicas				
			Cambio económico por modificación uso del suelo				
		Procesos Sociopolíticos	Generación de expectativas sociales				
			Cambio en la capacidad de gestión y participación de la comunidad				
			Cambios en la seguridad pública				
		Dimensión Espacial	Cambio en la prestación de servicios públicos y/o sociales				
			Cambio en el acceso y movilidad				
			Afectación a la salud pública				
			Desplazamiento involuntario de unidades familiares por compra de vivienda				
		Dimensión Cultural	Pérdida, daño y/o afectación al patrimonio arqueológico				

Fuente: Agencia Nacional de Infraestructura. *Matriz identificación de impactos ambientales.*

Tabla 5.8, anexo 5.3.

3. DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE DE SAN JOSÉ DEL GOLFO

A continuación, se presenta la descripción del diseño de la carretera pavimentada que conduce de la aldea Loma tendida a Copante

3.1. Descripción del proyecto a desarrollar

El siguiente proyecto es un mejoramiento con estructura de pavimento rígido del tramo carretero de la aldea Loma Tendida a Copante, ya que dicho lugar se encuentra con terracería y con pendientes que superan las máximas normadas, siendo transitada solo por vehículos de doble tracción. La clasificación que se le da a este tramo carretero según las Especificaciones Generales Para Construcción De Carreteras Y Puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala es tipo E, debido a que este tramo carretero tiene un TPD aproximado de 54 y tiene ancho de calzada de 5,5 m.

Este tramo carretero consta de una longitud de 2 512,33 metros con un ancho de calzada de 5,5 metros más cunetas en ambos lados. Este beneficiara a los habitantes de la zona, aumentando la oferta y la demanda de los productos del lugar, como también mejorar la comodidad y seguridad de los usuarios.

Para llevar a cabo el diseño del tramo carretero se realizó un levantamiento topográfico, toma de muestras de suelos para ensayos en el laboratorio, cálculos de los distintos diseños, planos y presupuesto.

3.2. Especificaciones de diseño

Para la realización del diseño del tramo carretero se utilizarán las normas y especificaciones de la Dirección General de Caminos, Manual Centroamericano para diseño de pavimentos (SEICA), Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras y AASHTO.

- La carretera según la clasificación de la Dirección General de Caminos es tipo E, esta tendrá una velocidad de diseño de 30 kilómetros por hora.
- Las dimensiones de la carretera son: 2 512,33 metros de longitud, con un ancho de calzada de 5,5 metros con dos vías.
- El radio mínimo de curva será de 22 metros, con un peralte máximo del 4 %.
- La pendiente máxima que se utilizará será del 16 % porque es un tramo rural montañoso, se puede observar en la tabla XXV del presente documento y es según el manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (SEICA).
- Se colocaran drenajes transversales a cada 200 metros, con un diámetro de 36 pulgadas.
- Para los drenajes longitudinales se colocaran tubos de concreto cortados a media caña, con un diámetro de 30 pulgadas en ambos lados de la carretera.

- Especificaciones que deben tener los materiales que se van a utilizar:
 - Cemento tipo portland: los cementos hidráulicos deben cumplir con la norma AASHTO M-85 y para concretos mezclados la norma AASHTO M.240. Además, se debe comprobar que el concreto llegue a su resistencia mínima a los 28 días.
 - Los agregados finos: estos deben consistir en arena natural o manufacturada, se debe verificar que el contenido de orgánicos sea casi nulo, la norma que los rige es la AASHTO M-6 clase B.
 - Los agregados gruesos: deben de estar constituidos por grava, piedras trituradas, o sin triturar, procesada gradualmente para que forme un agregado clasificado. Se rige por la norma AASHTO M-8.
 - El agua: para mezclado o curado del concreto, o lavado de los agregados se debe verificar que no contenga material orgánico, aceites, ácidos, o cualquier material que pueda dañar el estado del concreto.
 - Uso de aditivos: se debe tener un control de la cantidad que se coloca al concreto, también se debe homogenizar bien con la mezcla porque puede ser que no se le coloque una parte del concreto, arruinando la mezcla por completo.

3.3. Topografía

Es la ciencia y el arte de realizar mediciones necesarias para determinar la posición relativa de puntos sobre, en, o debajo de la superficie terrestre, así como también situar puntos en una posición concreta.

Para el levantamiento topográfico de este proyecto se utilizó una estación total modelo CX-105. Este proyecto consiste en una poligonal abierta, y todos los puntos tienen de referencia el norte magnético.

3.3.1. Planimetría

Consiste en la proyección sobre un plano horizontal, los elementos de una poligonal como puntos, líneas, curvas, entre otros. Sin importar la elevación de estas.

La planimetría del proyecto se determinó mediante el método de conservación del azimut, y tomando radiaciones en las diferentes estaciones.

3.3.2. Altimetría

Se utiliza para la representación en relieve de un terreno.

Se utilizó el método taquimétrico para determinar la altimetría del proyecto, con una cota inicial de 1 080 m, que son los metros sobre el nivel del mar que se tienen en el lugar.

3.4. Ensayos de suelos

La parte más importante para la elaboración del diseño de una carretera es tener el conocimiento acerca del tipo de suelo en donde se va a trabajar, esto se hace por medio de una serie de ensayos para determinar las características físicas y mecánicas del suelo.

Los ensayos para determinar las principales características son:

- Límites de Atterberg
- Granulometría
- Proctor modificado
- CBR

3.4.1. Límites de Atterberg

Estos ensayos se utilizan para determinar la consistencia y la plasticidad del suelo, al incrementar el contenido de agua sobre un suelo sólido podemos observar las cuatro etapas de consistencia definidas por Atterberg que son: estado sólido, estado semisólido, estado plástico y estado líquido. Los cambios se producen gradualmente conforme se incrementa el contenido de agua, los límites fijados son: límite líquido (L.L.), límite plástico (L.P.) y el límite de contracción (L.C.).

3.4.1.1. Límite líquido

Es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico. Con este contenido de humedad el suelo está por convertirse en un fluido viscoso.

El límite líquido esta normado por la norma ASTM 423-66, el procedimiento del ensayo fue creado por A. Casagrande el cual consiste en pasar una muestra por el tamiz No. 40, esta muestra se debe curar antes de realizar el ensayo. Se hace una pasta con un 25 % de humedad y se coloca en la copa de Casagrande, se divide en dos con una ranura, se le debe dar vueltas a la manecilla provocando un impacto mecánico, hasta que se cierre la abertura (contar el número de golpes con que se cerró). Esto se debe repetir 5 veces variando el porcentaje de humedad de la pasta de suelo. Ya obtenidos estos resultados se tiende a graficar. En el eje de las ordenadas se coloca el porcentaje de humedad a una escala aritmética, y en el eje de las abscisas el número de golpes a una escala logarítmica, la gráfica tiende hacer una recta, la intersección entre los 25 golpes con el porcentaje de humedad corresponde al límite líquido.

3.4.1.2. Límite plástico

Es el contenido de humedad con el cual el suelo cambia de un estado plástico a semisólido.

La norma del límite plástico es la ASTM D424-59. El método para encontrar el límite plástico consiste en hallar el contenido de agua expresado en porcentaje del peso seco, para la determinación del límite plástico se toman muestras del ensayo del límite líquido y se empiezan a moldear y a formar cilindros de diámetro de 3 mm (1/8"). El límite será definido con el contenido de humedad del suelo justo cuando se estén formando los cilindros y estos se rompan o se rajen. Este sirve para marcar la diferencia entre los distintos tipos de suelos.

3.4.1.3. Índice plástico

Esté se define por la diferencia algebraica entre el límite líquido y el límite plástico, representa la variación de humedad que puede tener un suelo que se conserva en un estado plástico.

$$IP = LL - LP$$

Tabla XII. Clasificación de índice de plasticidad

Índice de plasticidad (IP)	Plasticidad del suelo
IP=0	No plástico
0<IP<7	Baja plasticidad
7<IP<17	Mediana plasticidad
17<IP	Alta plasticidad

Fuente: Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO. *Clasificación de índice de plasticidad*. p. 39.

3.4.2. Granulometría

Este ensayo esta normado por la norma ASTM C117. El ensayo de la granulometría consiste en pesar una muestra alterada, y ponerla a curar durante 24 horas, esto se hace para conocer el contenido de humedad que tiene el suelo y también a que se suelten las partículas, luego de esto procedemos a preparar los tamices, que van desde el tamiz No. 3/4" hasta el No. 200, y se colocan en la tamizadora empezando por el tamiz de la abertura más pequeña hasta el de las aberturas más grande, luego colocamos la muestra en la parte superior, y procedemos a encender la tamizadora y dejar el material al menos 2 minutos, después de esto se procede a pesar el material

que quedo en cada tamiz y así se obtiene la distribución de tamaños de partículas del material suelo.

Con este ensayo se puede determinar las características físicas del suelo que interesan. De acuerdo al tamaño de las partículas los suelos se pueden clasificar de la siguiente manera:

Tabla XIII. **Clasificación del suelo según sus partículas**

Tipo de material	Tamaño de partículas
Grava	75 mm – 2 mm
Arena	Arena gruesa = 2 mm – 0,2 mm Arena fina = 0,2 mm – 0,05 mm
Limo	0,05 mm – 0,005 mm
Arcillas	Menor a 0,005 mm

Fuente: Ministerio de Transporte y Comunicaciones. *Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito*. p. 113.

3.4.3. Ensayo de compactación o proctor modificado

Esta prueba de laboratorio es usada generalmente para obtener la densidad máxima seca de compactación, y el contenido de humedad óptimo del suelo. Está normado por la ASTM D-1557.

Anteriormente se realizaba el ensayo de proctor normal, pero con este no se lograba una buena compactación para todo el material, y se decidió realizar una modificación aumentando 4,5 veces la energía de compactación.

Para este ensayo se emplea un cilindro de 2,320 cm² y un martillo circular de 4,535 kg que se deja caer desde una altura de 457 mm. Se toma una muestra aproximadamente de 36 kg previamente tamizada por el tamiz No. 4, y se hace un cuarteo, se toma una muestra y se procede a humectar, luego se introduce la muestra en el cilindro 5 capas dándole 25 golpes por capa.

Esto se debe realizar 4 veces variando el contenido de humedad, construyéndose así la curva de Humedad – Densidad Seca.

Según el ensayo de laboratorio del proctor modificado se tiene una densidad máxima seca de 1 954,44 kg/m³ o 122,00 lb/pe³ y un contenido de humedad óptima

3.4.4. Ensayo de valor soporte (CBR)

La prueba de Valor Soporte de California (CBR), esta normado por la norma ASTM D1883-73 y la AASHTO T193-63, es una prueba de carga aplicada a la muestra del suelo, se utiliza para la ayuda del diseño de los pavimentos. La prueba del laboratorio utiliza un martillo circular para penetrar el material compactado a una velocidad constante.

Para la realización de este ensayo se necesita haber hecho el ensayo de proctor, porque el CBR se debe trabajar con la humedad óptima del suelo. Para el suelo se necesita 18 kg de material ya pasado por el tamiz No. 4, luego se procede a humectar toda la muestra. Para el ensayo se necesitan 3 probetas cilíndricas, en cada una se deben llenar con 5 capas, solo que debemos variar el número de golpes que se le debe dar, en uno se le deben de dar 10, en otro 25 y en el último 65 golpes. Luego de esto se deja la muestra sumergida por 72 horas, y se debe medir la expansión del suelo cada 24 horas en este lapso de tiempo. Se saca y se le aplica el ensayo de penetración con una máquina de compresión utilizando una tasa de deformación unitaria de 1,27 mm/min. Se toman lecturas de carga contra penetración a cada 0,5 mm de penetración hasta llegar a un valor de 5 mm a partir del cual se toman lecturas con incrementos de 2,5 mm hasta obtener un valor de penetración de 12,7 mm.

El valor de CBR se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos principalmente con fines de utilización de base y sub-rasante pavimentos de carreteras.

Tabla XIV. Sistema de clasificación

No. CBR	Clasificación General	Usos	Unificado	AASHTO
0-3	Muy pobre	Subrasante	OH, CH, MH, OL	A5, A6, A7
3-7	Pobre a regular	Subrasante	OH, CH, MH, OL	A4, A5, A6, A7
7-20	Regular	Sub-base	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20-50	Bueno	Base, sub-base	GM, GC, SW, SM, SP, GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
Mayor de 50	Excelente	Base	GW, GM	A1a, A2-4, A3

Fuente: BOWLES, Joseph E. Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil. *Sistema de clasificación*. p. 191.

El valor de CBR del suelo es de 2,5 % con un grado de compactación de 95 %. Según la tabla XIV, se tiene un suelo muy pobre, y se utiliza como subrasante.

3.4.5. Análisis de resultados

Los resultados obtenidos en el laboratorio de suelos junto con las gráficas se colocaron en la sección de anexos, a continuación, se presentan un resumen de los resultados:

- Límite líquido (LL) = 38,08 %
- Índice plástico (IP) = 17,17 %
- Clasificación según índice plástico = Suelo de alta plasticidad
- Descripción del suelo = Grava y arena arcillosa color gris oscuro
- Clasificación según S.C.V. = Grava arcillosa (GC)
- Clasificación según P.R.A. = A-2-6
- Porcentaje de grava = 41,21
- Porcentaje de arena = 35,00
- Porcentaje de finos = 23,80
- Densidad máxima seca = 1 954,44 kg/m³ o 122,00 lb/pie³
- Humedad óptima = 9,50 %
- CBR al 95 % = 2,5 %

3.5. Transito promedio diario anual

La unidad de medida del tráfico de una carretera es el volumen de tráfico promedio diario anual (TPDA), es el conteo de los vehículos en todas direcciones del lugar, también como aforos vehiculares. Este valor lo aplicamos para diseñar pavimentos considerando el periodo de diseño de la carretera.

Para el diseño de los espesores de las carreteras debemos tomar en cuenta:

- Tasa de crecimiento
- Distribución de pesos por eje por cada 1,000 vehículos
- Factores de distribución del tránsito

Tabla XV. **Tabla de crecimiento anual y periodo de 20 años**

Crecimiento anual (%)	Periodo de diseño de 20 años
1,0	1,1
1,5	1,2
2,0	1,2
2,5	1,3
3,0	1,3
3,5	1,4
4,0	1,5
4,5	1,6
5,0	1,6
5,5	1,7
6,0	1,8

Fuente: Ing. SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 98.

En la tabla XV se muestran los factores de crecimiento por los cuales se deben multiplicar los datos de TPDA actuales para un periodo de diseño de 20 años. Se debe tener en cuenta que los factores de crecimiento se ven afectados por:

- Impacto de nueva obra: el tránsito se desviará al nuevo tramo carretero, sabiendo que existe un camino más cómodo y seguro.
- Crecimiento normal de usuario: éste se debe a que el número de población y vehículos aumentan.
- Tránsito nuevo generado: es aquel tránsito que nace debido al incremento de comercio de la zona.

Nota: de preferencia se debe realizar un estudio de impacto vial, para obtener un factor de crecimiento más realista.

3.6. Diseño geométrico de carretera

El diseño geométrico de una carretera es complejo por la cantidad de elementos que contiene, así como también todos los parámetros que debe cumplir por cuestiones de seguridad y comodidad para el usuario. Entre los elementos que hay que tomar en cuenta están las curvas horizontales con sus componentes que son: radios, grado de curvatura, principio de curva, principio de intersección, principio de tangencia, subtangentes, cuerda máxima, longitud de curva, longitud de curva espiral, peraltes, sobreelevaciones y bombeos. Y para las curvas verticales debemos tomar en cuenta: seguridad, apariencia, drenaje y comodidad, a estas también les debemos hacer correcciones a las curvas.

Uno de los factores más importantes para el diseño geométrico de la carretera es el TPDA, este da la mayoría de las especificaciones geométricas, en Guatemala existen 6 clasificaciones oficiales para el TPDA, encontrada en la Dirección general de caminos (Libro Azul), en las tablas de características geométricas.

Figura 41. Características geométricas de las carreteras en estado final

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS CARRETERAS EN ESTADO FINAL														
T.P.D.	CARRETERA	VELOCIDAD DE DISEÑO (K.P.H.)	ANCHO DE CALZADA (m)	ANCHO DE TERRACERÍA		DERECHO DE VIA (m)	RADIO		PENDIENTE		DISTANCIA VISIB PARADA *		DISTANCIA VISIB PASO	
				CORTE (m)	RELLENO (m)		MÍNIMO (m)	MÁXIMA (m)	MÍNIMA (m)	RECOMEN (m)	MÍNIMA (m)	RECOMEN (m)		
3000 A 5000	TIPO "A"		2 * 7.20	25.00	24.00	50.00								
	REGIONES:													
	LLANAS	100					375	3	160	200	700	750		
	ONDULADAS	80					225	4	110	150	520	550		
	MONTAÑOSAS	60					110	5	70	100	350	400		
1500 A 3000	TIPO "B"		7.20	13.00	12.00	25.00								
	REGIONES:													
	LLANAS	80					225	6	110	150	520	550		
	ONDULADAS	60					110	7	70	100	350	400		
	MONTAÑOSAS	40					47	8	40	50	180	200		
900 A 1500	TIPO "C"		8.50	12.00	11.00	25.00								
	REGIONES:													
	LLANAS	80					225	6	110	150	520	550		
	ONDULADAS	60					110	7	70	100	350	400		
	MONTAÑOSAS	40					47	8	40	50	180	200		
500 A 900	TIPO "D"		8.00	11.00	10.00	25.00								
	REGIONES:													
	LLANAS	80					225	6	110	150	520	550		
	ONDULADAS	60					110	7	70	100	350	400		
	MONTAÑOSAS	40					47	8	40	50	180	200		
100 A 500	TIPO "E"		5.50	9.50	8.50	25.00								
	REGIONES:													
	LLANAS	50					75	8	55	70	260	300		
	ONDULADAS	40					47	9	40	50	180	200		
	MONTAÑOSAS	30					30	10	30	35	110	150		
10 A 100	TIPO "F"		5.50	9.50	8.50	15.00								
	REGIONES:													
	LLANAS	40					47	10	40	50	180	200		
	ONDULADAS	30					30	12	30	35	110	150		
	MONTAÑOSAS	20					18	14	20	25	50	100		

Fuente: Dirección General de Caminos.

Para este diseño se clasifica como una carretera tipo E por la funcionalidad que tiene, también por el tipo de terreno se clasifica como montañosa, y cuenta con pendientes grandes que implican grandes movimientos de tierra para su construcción, lo que presenta grandes dificultades de trazo y en la explanación.

La velocidad de diseño se define por la funcionalidad de la carretera, así como también del tipo de terreno. Y se verifica en la siguiente tabla.

Tabla XVI. **Valores de velocidad de diseño**

Categoría de la carretera	Tipo de terreno	Velocidad de diseño de un tramo homogéneo V_{TR} (Km/h)									
		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Primaria de dos calzadas	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										
Primaria de una calzada	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										
Secundaria	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										
Terciaria	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										

Fuente: SEICA. Manual *Centroamericano de normas para el diseño geométrico de carreteras*. p. 60.

De acuerdo al análisis realizado llegamos a la conclusión que la carretera que conduce de la aldea Loma Tendida a copante es un terreno montañoso y se clasifica como tipo E, y tiene una velocidad de diseño de 30 Km/h.

3.6.1. Alineamiento horizontal

Es la proyección del eje de la subcorona del camino sobre un plano horizontal.

3.6.1.1. Elementos de curvas horizontales

En elementos de curvas horizontales se debe tener en cuenta el parámetro de radio mínimo, porque con este se procede hacer varios de los cálculos de los elementos de curva.

Tabla XVII. **Parámetros de curvas horizontales**

VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	FACTOR DE FRICCIÓN MÁXIMA	Peralte Máximo = 4%		GRADO DE CURVATURA (Degree)	Peralte Máximo = 6%		GRADO DE CURVATURA (Degree)
		RADIO (m)			RADIO (m)		
		CALCULADO	RECOMENDADO		CALCULADO	RECOMENDADO	
20	0.35	8.1	8	143°14'	7.7	8	143°14'
30	0.28	22.1	22	52°05'	20.8	21	54°34'
40	0.23	46.7	47	24°23'	43.4	43	26°39'
50	0.19	85.6	86	13°19'	78.7	79	14°30'
60	0.17	135.0	135	08°29'	123.2	123	09°19'
70	0.15	203.1	203	05°39'	183.7	184	06°14'
80	0.14	280.0	280	04°06'	252.0	252	04°33'
90	0.13	375.2	375	03°03'	335.7	336	03°25'
100	0.12	492.1	492	02°20'	437.4	437	02°37'
110	0.11				560.4	560	02°03'
120	0.09				755.9	756	01°31'

Fuente: SEICA. *Manual centroamericano de normas para el diseño geométrico de carreteras.*

p. 89.

Para el diseño del tramo carretero el radio mínimo es de 22 m, con un peralte máximo del 4 % y un grado de curvatura de 52°05", debido a la topografía del lugar en varios tramos se colocó un radio menor porque era

obligatorio pasar por él caminamiento y en los extremos había terrenos privados.

A continuación, se presentan todos los elementos de las curvas horizontales:

- Radio: es la distancia perpendicular hacia dentro, desde el principio de la curva (PC), o al principio de tangencia (PT). Para esta carretera el radio mínimo es de 8 m.
- Deflexión: entre dos azimuts existe una diferencia angular, su función es determinar el grado de curvatura, mientras más grande sea el radio mayor va a ser el grado de curvatura.

$$\Delta = |Azimut_2 - Azimut_1|$$

- Grado de curvatura: se define como el ángulo central dentro que dentro de una circunferencia define un arco de 20 metros de longitud.

$$G = \frac{1\ 141.9\ 156}{R}$$

- Longitud de curva: es la distancia entre el principio de curva (PC) hasta el principio de tangencia (PT), siguiendo el caminamiento de la carretera.

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

- Subtangente: es la distancia entre el principio de curva (PC), hasta el principio de intersección (PI), ya que la curva es simétrica la distancia entre el principio de intersección (PI), y el principio de tangente (PT), es igual.

$$St = R \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

- Cuerda máxima: es la distancia en línea recta desde el principio de curva (PC) hasta el principio de tangencia (PT).

$$Cm = 2R \sin\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

- Ordenada media: es la distancia dentro del punto medio de la curva y el punto medio de la cuerda máxima.

$$Om = R \left[1 - \cos\frac{\Delta}{2}\right]$$

- External: es la distancia del principio de intersección (PI) hasta el punto medio de la curva.

$$E = R \sec\left(\frac{\Delta}{2}\right) - R$$

A continuación, se presenta el ejemplo del cálculo de la curva horizontal número 10.

- Deflexión

$$\Delta = |65^{\circ}53'30,26'' - 58^{\circ}59'14,16''| = 6^{\circ}54'16,5''$$

- Grado de curvatura

$$G = \frac{1141,9156}{R}$$

$$G = \frac{1141,9156}{200} = 5,71$$

- Longitud de curva

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

$$LC = \frac{20(6^{\circ}54'16,5'')}{5,71} = 24,186 \text{ m}$$

- Subtangente

$$St = R \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

$$St = (200) \cdot \tan\left(\frac{6^{\circ}54'16,5''}{2}\right) = 12,065 \text{ m}$$

- Cuerda máxima

$$Cm = 2R \sin\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

$$Cm = 2(200) \sin\left(\frac{6^{\circ}54'16,5''}{2}\right) = 24,087$$

- Ordenada media

$$Om = R \left[1 - \cos\frac{\Delta}{2}\right]$$

$$Om = 200 \cdot \left[1 - \cos\frac{6^{\circ}54'16,5''}{2}\right] = 0,363$$

- External

$$E = R \sec\left(\frac{\Delta}{2}\right) - R$$

$$E = (200) \cdot \sec\left(\frac{6^{\circ}54'16,5''}{2}\right) - 200 = 0,364$$

3.6.1.2. Curva de transición

El alineamiento horizontal está compuesto por curvas circulares tramos rectos enlazadas con arcos circulares, esto presenta que cuando un conductor entra en una curva o sale de la misma, sienta un cambio brusco y puntual de curvatura, esto se debe al cambio de la fuerza centrífuga que experimenta. Por esta razón es necesario implementar una curva de transición, que permita un cambio gradual de curvatura entre una recta y un arco circular mejorando así la comodidad, seguridad y estética de la vía.

Está se calcula de la siguiente manera:

$$L_s = \frac{w n_1 e_b}{\Delta} * (b_w)$$

Donde:

L_s = Longitud de transición del peralte (m).

Δ = Máxima pendiente relativa (%). (Ver tabla XV)

n_1 = Número de carriles a rotar.

b_w = Factor de ajuste por número de carriles rotados

w = Ancho de carriles de tráfico (3 m para el caso).

e_b = Tasa de peralte de diseño (%).

Tabla XVIII. **Factor máxima pendiente relativa**

Velocidad de Diseño KPH	Máxima Pendiente Relativa (%)	Talud Máximo Relativo Equivalente
20	0.80	1:125
30	0.75	1:133
40	0.70	1:143
50	0.65	1:154
60	0.60	1:167
70	0.55	1:182
80	0.47	1:200
90	0.44	1:213
100	0.41	1:227
110	0.38	1:244
120	0.35	1:263

Fuente: SEICA. *Manual centroamericano de normas para el diseño geométrico de carreteras.*
p. 94.

3.6.1.3. **Sobrecancho**

Se vio en la necesidad de colocar un ancho adicional en las curvas horizontales para que el conductor pueda mantener su vehículo dentro de su carril. Este sobrecancho en curvas debe ser proporcional en relación al ancho que se trae en la tangente. Las necesidades de colocar los sobrecanchos son:

- Cuando las ruedas traseras de un vehículo que recorre una curva, describen una trayectoria de un radio más corto que las delanteras, por lo tanto, existe la necesidad de colocar más espacio lateralmente.
- Los conductores tienen dificultades de maniobrar su vehículo en el centro del carril.

- Los conductores tienen miedo de colisionar debido al poco espacio que tienen para girar.

Tabla XIX. Sobranchos recomendados

ANCHO CALZADA	TÍPICA "E" 5.50					TÍPICA "D" 6.00					TÍPICA "C" 6.50									
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	40	50	60	70	80	90	100	110	120	
1°	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN	AN	AN	AN	AN	0.60
2°	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN	AN	AN	AN	AN	0.60
3°	0.60	0.60	0.70	0.70	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN	AN	AN	AN	AN	0.60
4°	0.60	0.70	0.70	0.70	0.60	0.60	0.70	0.70	0.80	0.80	AN	AN	AN	AN	AN	AN	AN	AN	AN	0.60
5°	0.70	0.70	0.80	0.80	0.60	0.60	0.70	0.80	0.90	0.90	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
6°	0.80	0.80	0.90	0.90	0.60	0.60	0.70	0.80	0.90	0.90	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
7°	0.80	0.90	1.00	1.00	0.70	0.70	0.80	0.80	0.90	0.90	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
8°	0.90	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.90	0.90	0.90	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
9°	0.90	1.00	1.00	1.10	0.80	0.80	0.90	0.90	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
10°	1.00	1.10	1.20	1.20	0.90	0.90	1.00	1.10	1.10	1.10	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
11°	1.00	1.10	1.20	1.20	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
12°	1.10	1.20	1.30	1.30	1.00	1.00	1.10	1.10	1.10	1.10	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
13°	1.10	1.20	1.30	1.30	1.00	1.00	1.10	1.10	1.10	1.10	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
14°	1.20	1.30	1.40	1.40	1.10	1.10	1.20	1.20	1.20	1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
15°	1.20	1.40	1.50	1.50	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
16°	1.30	1.40	1.50	1.50	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
17°	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
18°	1.40	1.50	1.50	1.50	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
19°	1.40	1.60	1.60	1.60	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
20°	1.50	1.60	1.60	1.60	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
21°	1.50	1.70	1.70	1.70	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
22°	1.60	1.70	1.70	1.70	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
23°	1.60	1.80	1.80	1.80	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
24°	1.70	1.80	1.80	1.80	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
25°	1.70	1.80	1.80	1.80	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
26°	1.80	1.80	1.80	1.80	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
27°	1.80	1.80	1.80	1.80	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
28°	1.90	1.90	1.90	1.90	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
29°	1.90	1.90	1.90	1.90	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
30°	2.00	2.00	2.00	2.00	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
31°	2.00	2.00	2.00	2.00	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
32°	2.10	2.10	2.10	2.10	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
33°	2.10	2.10	2.10	2.10	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
34°	2.20	2.20	2.20	2.20	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
35°	2.20	2.20	2.20	2.20	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
36°	2.30	2.30	2.30	2.30	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
37°	2.30	2.30	2.30	2.30	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
38°	2.40	2.40	2.40	2.40	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60

1.- LOS SOBRENCHOS FUERON CALCULADOS DE ACUERDO A ESPECIFICACIONES DE LA AASHO
 2.- EL SOBRENCHO SE REPARTIRÁ PROPORCIONALMENTE A LA LONGITUD DE LA ESPIRAL USADA. DEBIENDO SER EL PC O PT EL PUNTO MEDIO DE DICHA ESPIRAL.
 3.- SOBRE LAS LINEAS HORIZONTALES LOS VALORES CALCULADOS FUERON MENORES DE 0.60 m. PERO MAYORES QUE 0.30m. EN CASO DE SER MENORES DE 0.30 m. NO SE USARÁ.
 SOBRENCHO -
 4.- PARA ANCHO DE CALZADA DE 7.20m. Y VELOCIDADES MAYORES DE 70 MPH LAS CURVAS NO SERAN SOBRENCHADAS
 5.- ANCHOS DE CALZADA Y SOBRENCHOS EN METROS. VELOCIDADES EN MPH- KILOMETROS POR HORA.
 6.- AN- ANCHO NORMAL

Fuente: Dirección General de Caminos.

3.6.1.4. Peralte

El peralte en carreteras se construye para compensar la fuerza centrífuga, que hace que los vehículos salgan de la carretera. Los siguientes parámetros se toman en cuenta para determinar el tamaño del peralte:

- Radio de curva
- Velocidad del proyecto
- Grado de curvatura
- Longitud de curva espiral

Tabla XX. Peraltes y longitud de espiral

VELOCIDAD	30		40		50		60		70		80		90		100		110		120															
	G°	RADIO	Db=27	L:25	Δ	Db=30	L:40	Δ	Db=33	L:55	Δ	Db=37	L:70	Δ	Db=40	L:85	Δ	Db=43	L:100	Δ	Db=46	L:115	Δ	Db=50	L:130	Δ	Db=53	L:145	Δ	Db=56	L:160	Δ		
1°	1145.32	BN	17	0°51'	BN	23	1°09'	BN	28	1°24'	1.4	34	1°42'	1.9	39	1°57'	2.5	45	2°15'	3.1	50	2°30'	3.8	56	2°48'	4.7	62	3°06'	5.5	67	3°21'			
2°	572.96	BN	17	1°42'	BN	23	2°18'	1.9	28	2°48'	2.8	34	3°24'	3.8	39	3°54'	4.9	45	4°30'	6.2	51	5°06'	7.7	64	6°24'	9.0	79	7°54'	9.9	94	9°24'			
3°	381.97	BN	17	2°33'	BN	23	3°27'	2.9	28	4°12'	4.1	34	5°06'	5.6	40	6°00'	7.3	53	7°57'	8.9	69	10°21'	9.9	83	12°27'									
4°	286.48	1.4	17	3°24'	2.5	23	4°36'	3.8	28	5°36'	5.5	35	7°00'	7.47	49	9°48'	9.1	65	13°00'	10.00	77	15°24'												
5°	229.18	1.7	17	4°15'	3.1	23	5°45'	4.8	28	7°00'	6.8	42	10°30'	8.7	58	14°30'	9.9	71	17°45'															
6°	190.99	2.1	17	5°06'	3.7	23	6°54'	5.8	32	9°36'	7.9	46	14°24'	9.6	64	19°12'																		
7°	163.70	2.4	17	5°57'	4.3	24	8°24'	6.6	37	12°57'	8.8	54	18°54'	10.00	67	23°27'																		
8°	143.24	2.8	17	6°48'	4.9	25	10°00'	7.4	41	16°24'	9.4	56	23°12'																					
9°	127.32	3.1	17	7°39'	5.5	28	12°36'	8.1	45	20°15'	9.8	60	27°00'																					
10°	114.59	3.5	17	8°30'	6.1	31	15°30'	8.7	49	24°30'	10.00	61	30°30'																					
11°	104.17	3.8	17	9°21'	6.6	33	18°09'	9.1	51	28°03'																								
12°	95.49	4.2	19	11°24'	7.1	36	21°36'	9.5	53	31°48'																								
13°	88.15	4.5	20	13°00'	7.6	38	24°42'	9.8	55	35°45'																								
14°	81.85	4.8	22	15°24'	8.0	40	28°00'	9.9	56	39°12'																								
15°	76.39	5.2	23	17°15'	8.4	42	31°30'	10.00	56	42°00'																								
16°	71.82	5.5	25	20°00'	8.7	44	35°12'																											
17°	67.41	5.8	26	22°06'	9.0	45	38°15'																											
18°	63.66	6.1	27	24°18'	9.3	47	42°18'																											
19°	60.31	6.4	28	27°33'	9.5	48	45°36'																											
20°	57.30	6.7	30	30°00'	9.7	49	49°00'																											
21°	54.67	7.0	32	33°36'	9.8	49	51°27'																											
22°	52.09	7.2	32	35°12'	9.9	50	55°00'																											
23°	49.82	7.5	34	39°06'	10.0	50	57°30'																											
24°	47.75	7.8	36	42°00'	10.0	50	60°00'																											
25°	45.84	7.9	36	45°00'																														
26°	44.07	8.1	37	48°00'																														
27°	42.44	8.3	37	49°57'																														
28°	40.83	8.5	38	53°12'																														
29°	39.51	8.7	38	56°33'																														
30°	38.20	8.9	40	60°00'																														
31°	36.97	9.0	41	63°33'																														
32°	35.81	9.2	41	65°36'																														
33°	34.73	9.3	42	69°18'																														
34°	33.70	9.4	42	71°24'																														
35°	32.74	9.5	43	75°15'																														
36°	31.83	9.6	43	77°24'																														
37°	30.97	9.7	44	81°24'																														
38°	30.16	9.8	44	85°36'																														

PERALTE RECOMENDADO, MINIMAS LONGITUDES DE TRANSICION Y DELTAS MINIMOS

- 1.- EL PERALTE FUE CALCULADO SEGUN EL METODO 44 RECOMENDADO POR LA AASHO
- 2.- EL PERALTE SE REPARTIRA PROPORCIONALMENTE A LA LONGITUD DE LA ESPIRAL USADA, DEBIENDO SER EL PC O PT EL PUNTO MEDIO DE DICHA ESPIRAL
- 3.- EN LAS CURVAS CON PERALTE CALCULADO MENOR QUE LA PENDIENTE DEL BOMBEO SE RECOMIENDA USAR COMO PERALTE LA PENDIENTE DEL BOMBEO
- 4.- EL PASO DEL BOMBEO AL 0% EN EL PRINCIPIO O FINAL DE LA ESPIRAL (TS O ST) DEBE HACERSE PROPORCIONALMENTE A LA DISTANCIA, SE CALCULA EN BASE AL BOMBEO, EL ANCHO DEL ASFALTO Y LA MITAD DE LA PENDIENTE DE DESARROLLO DEL PERALTE SIN EMBARGO SE RECOMIENDA USAR LAS QUE APARECEN EN ESTE CUADRO QUE SON ALAS CORRESPONDIENTES A UN BOMBEO DE 3%, UN ANCHO ASFALTICO DE 7.20 m. Y LA MITAD DE LAS PENDIENTES INDICADAS.
- 5.- LAS LONGITUDES DE ESPIRAL FUERON CALCULADAS SEGUN LAS PENDIENTES DE DESARROLLO DEL PERALTE INDICADAS ARRIBA Y RECOMENDADAS POR AASHO.
- 6.- LOS MINIMOS VALORES DE LONGITUD DE ESPIRAL SON LOS CORRESPONDIENTES A LAS DISTANCIAS RECORRIDAS EN 2 SEGUNDOS A LA VELOCIDAD DE DISEÑO.
- 7.- VELOCIDAD EN KILOMETROS POR HORA.

Leiscod

Fuente: Dirección General de Caminos.

Resumen de resultados del alineamiento horizontal

A continuación, se presenta la tabla de resultados obtenidos para el alineamiento horizontal.

Tabla XXI. Resumen de resultados

ALINEAMIENTO HORIZONTAL												
Nombre	Radio	LC	Δ	G	LC	ST	CM	OM	E	Lr	e%	Sa
C1	70	35,28	28°52'35.61"	16,31	35,40	18,02	34,91	2,21	2,28	25	5,5	1,9
C2	60	39,11	37°20'44.72"	19,03	39,25	20,28	38,42	3,16	3,33	29	6,4	2,4
C3	200	36,89	10°34'1.15"	5,71	37,01	18,50	36,83	0,85	0,85	17	1,7	1
C4	200	25,43	7°17'1.81"	5,71	25,51	12,73	25,41	0,40	0,40	17	1,7	0,8
C5	60	25,57	24°35'37.51"	19,03	25,84	13,08	25,56	1,38	1,41	29	6,4	1,7
C6	50	15,59	17°51'35.14"	22,84	15,64	7,86	15,52	0,61	0,61	32	7,2	1,3
C7	45	26,11	33°14'43.01"	25,38	26,20	13,43	25,75	1,88	1,96	36	7,6	2,1
C8	55	14,74	15°21'25.86"	20,76	14,79	7,42	14,70	0,49	0,50	32	6,7	1,2
C9	35	28,33	46°22'11.7"	32,63	28,42	14,99	27,56	2,83	3,07	44	9,2	2,4
C10	200	24,1	6°54'16.5"	5,71	24,19	12,07	24,09	0,36	0,36	17	1,7	0,8
C11	200	21,49	6°9'23.36"	5,71	21,57	10,76	21,48	0,29	0,29	17	1,7	0,8
C12	200	75,92	21°45'1.2"	5,71	76,19	38,42	75,47	3,59	3,66	17	1,7	1,5
C13	50	14,04	16°5'10.88"	22,84	14,09	7,07	13,99	0,49	0,50	32	7,2	1,3
C14	50	38,99	44°40'32.11"	22,84	39,12	20,55	38,01	3,75	4,06	32	7,2	2,4
C15	65	24,69	21°45'44.36"	17,57	24,78	12,49	24,54	1,17	1,19	26	5,8	1,5
C16	200	65,85	18°51'51.77"	5,71	66,08	33,23	65,55	2,70	2,74	17	1,7	1,4
C17	65	27,75	24°27'38.34"	17,57	27,85	14,09	27,54	1,48	1,51	26	6,7	1,7
C18	200	44,71	12°48'33.43"	5,71	44,87	22,45	44,62	1,25	1,26	17	1,7	1,1
C19	65	27,45	24°11'55.25"	17,57	27,55	13,93	27,25	1,44	1,48	26	5,8	1,7
C20	30	17,98	34°19'47.07"	38,06	18,04	9,27	17,71	1,34	1,40	44	9,8	2,2
C21	25	10,02	22°58'17.88"	45,68	10,06	5,08	9,96	0,50	0,51	44	9,8	1,6
C22	35	25,46	41°40'33.86"	32,63	25,55	13,32	24,90	2,29	2,45	44	9,8	2,4
C23	20	13,58	36°53'9.36"	57,10	12,92	6,67	12,65	1,03	1,08	44	9,8	2,4
C24	25	16,29	37°20'39.38"	45,68	16,35	8,45	16,01	1,32	1,39	44	9,8	2,4
C25	20	11,76	33°42'12.59"	57,10	11,81	6,06	11,60	0,86	0,90	44	9,8	2,1
C26	10	13,01	8°32'46.91"	114,19	1,50	0,75	1,49	0,03	0,03	44	9,8	0,9
C27	10	18,46	39°47'54.11"	114,19	6,97	3,62	6,81	0,60	0,63	44	9,8	2,4
C28	25	12,67	5°23'19.42"	45,68	2,36	1,18	2,35	0,03	0,03	44	9,8	0,7
C29	25	18,73	19°16'27.52"	45,68	8,44	4,25	8,37	0,35	0,36	44	9,8	1,4
C30	45	26,26	28°45'50.52"	25,38	22,67	11,54	22,35	1,41	1,46	36	7,9	1,9
C31	30	16,08	30°42'51.23"	38,06	16,14	8,24	15,89	1,07	1,11	44	9,8	2
C32	70	22,52	18°26'2.79"	16,31	22,60	11,36	22,42	0,90	0,92	25	5,5	1,4
C33	200	21,68	6°12'35.37"	5,71	21,75	10,85	21,67	0,29	0,29	17	1,7	0,8
C34	25	23,56	36°33'22.83"	45,68	16,01	8,26	15,68	1,26	1,33	44	9,8	2,3
C35	75	15,74	12°1'40.49"	15,23	15,80	7,90	15,72	0,41	0,42	23	5,2	1,1
C36	15	14,01	12°0'25.16"	76,13	3,15	1,58	3,14	0,08	0,08	44	9,8	1,1
C37	25	9,61	22°1'43.5"	45,68	9,65	4,87	9,55	0,46	0,47	44	9,8	1,6
C38	200	76,52	21°55'11.86"	5,71	76,78	38,73	76,05	3,65	3,72	17	1,7	1,5
C39	200	31,26	8°57'15.44"	5,71	31,37	15,66	31,22	0,61	0,61	17	1,7	0,9
C40	30	32,72	21°8'24.32"	38,06	11,11	5,60	11,01	0,51	0,52	44	9,8	1,5
C41	70	42,72	34°58'3.26"	16,31	42,87	22,05	42,06	3,23	3,29	25	7,5	2,2
C42	35	30,84	50°29'9.1"	32,63	30,95	16,50	29,85	3,34	3,70	44	9,8	2,4
C43	25	17,27	39°34'34.39"	45,68	17,33	8,99	16,93	1,48	1,57	44	9,8	2,4
C44	35	24,33	39°49'54.52"	32,63	24,42	12,68	23,84	2,09	2,23	44	9,8	2,4

Fuente: elaboración propia.

3.6.2. Alineamiento vertical

Es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo de la subcorona en alineamiento vertical.

3.6.2.1. Elemento de curvas verticales

El objetivo de calcular curvas verticales es darle suavidad al cambio de pendiente que se da en un tramo carretero, estas pueden ser circulares o parabólicas, en Guatemala las más utilizadas son las que tienen de parábola simple, por su facilidad de cálculo e implementación en el terreno. Las curvas verticales pueden ser cóncavas y convexas, pero en algunos casos se puede dar curvas en ascenso con ambas pendientes positivas (convexas) y en descenso con ambas pendientes negativas (cóncavas). A continuación, se muestra una tabla con los distintos valores de K para la visibilidad de parada:

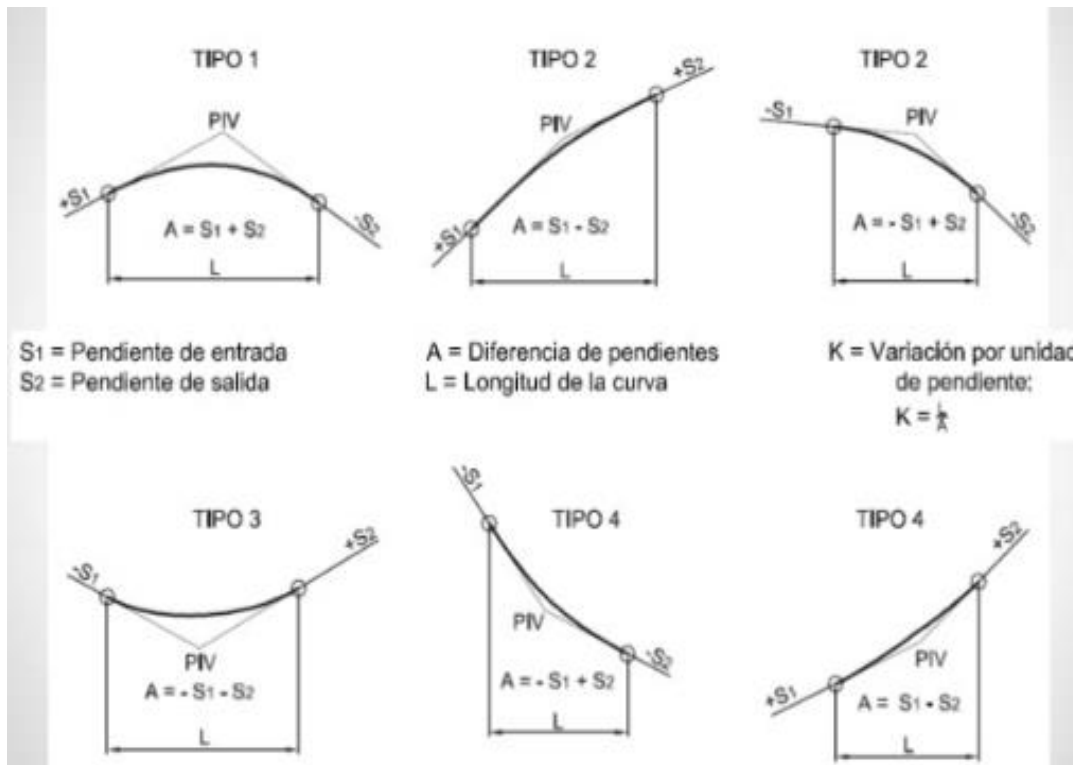
Tabla XXII. **Valores de K para curvas cóncavas y convexas**

Velocidad de diseño (KPH)	Valores de K según el tipo de curva	
	Cóncava	Convexa
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	5	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	23	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: Material proporcionado en el curso de Vías Terrestres 1.

Para el diseño de las curvas verticales se deben tener en cuenta las longitudes de curvas para que no presenten traslapes mejorando la comodidad y seguridad del conductor.

Figura 42. **Elementos de curvas verticales**



Fuente: Ing. MARTÍNEZ, Henry. *El diseño geométrico de la vía*. p. 12.

Los 4 criterios que deben cumplir la longitud de las curvas verticales son:

- Seguridad: es la longitud de curva que debe permitir a lo largo de ella, que la distancia de visibilidad sea mayor o igual a la de parada. Es aplicable para curvas cóncavas y convexas.

$$LCV = KA$$

Donde:

LCV = Longitud de curva vertical

K = Constante que depende de la velocidad de diseño

A = Diferencia algebraica de pendientes (%)

- Apariencia: sirve para evitar que el usuario sienta un cambio súbito de pendientes. Esto es para curvas verticales con visibilidad completa (cóncavas).

$$K = \frac{LCV}{\Delta} \geq 30 ; \Delta = P_s - P_e$$

Donde:

P_s = Pendiente de salida.

P_e = Pendiente de entrada.

- Comodidad: para curvas verticales cóncavas en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo, al cambiar de dirección se suma al peso propio del vehículo.

$$K = \frac{LCV}{\Delta} \geq \frac{V^2}{395}$$

- Drenaje: se utiliza para que la pendiente en cualquier punto de la curva sea adecuada para que el agua pueda escurrir fácilmente. Para curvas verticales cóncavas y convexas.

$$K = \frac{LCV}{\Delta} \leq 43$$

A continuación, se presenta el ejemplo del cálculo de la curva vertical número 9.

- Seguridad

$$LCV = KA$$

El valor de K es una constante que depende de la velocidad de diseño y clasificación de la curva vertical, la cual la podemos ver en la tabla XXII.

$$LCV = (4) * (|(-8,01) - (-15,46)|) = 29,8$$

- Apariencia

$$K = \frac{LCV}{\Delta} \geq 30$$

$$K = \frac{54,12}{7,45} \geq 30$$

$$K = 7,26 \geq 30 \text{ No cumple}$$

- Comodidad

$$K = \frac{LCV}{\Delta} \geq \frac{V^2}{395}$$

$$K = \frac{54,12}{7,45} \geq \frac{(30)^2}{395}$$

$$K = 7,26 \geq 2,28 \text{ Si cumple}$$

- Drenaje

$$K = \frac{LCV}{\Delta} \leq 43$$

$$K = \frac{54,12}{7,45} \leq 43$$

$$K = 7,26 \leq 43 \text{ Si cumple}$$

3.6.2.2. Correcciones

Para toda curva vertical se deben realizar correcciones para suavizar el trazo de la subrasante, porque con el cambio de pendientes estas pueden causar una impresión de inseguridad al usuario. Las correcciones se pueden calcular en cualquier punto de la curva, por medio de las siguientes ecuaciones:

$$Y = \frac{OM}{\left(\frac{LCV}{2}\right)^2} * L^2$$
$$OM = \frac{A}{800} * LCV$$

Donde:

Y = Correcciones

A = Diferencia algebraica de pendientes

OM = Correcciones máxima

LCV = Longitud de curva vertical

L = Distancia horizontal entre el PCV o PTV al punto de corrección

Después de haber realizados las correcciones se deben calcular la elevación de la rasante corregida, este cálculo depende del tipo de curva que sea.

- Para una curva cóncava

$$Y_c = Y_1 + Y$$

Donde:

Y_c = Elevación corregida

Y₁ = Elevación inicial de rasante

- Para una curva convexa

$$Y_c = Y_1 - Y$$

Ejemplo de correcciones para la curva 1:

Tabla XXIII. **Ejemplo de correcciones**

CURVA 1			Elevaciones	correcciones	UBRAS. CORR.
PC	33	-16,56	1 080,03	0	1 080,03
	40		1 078,87	-0,02	1 078,85
	60		1 075,56	-0,36	1 075,20
	80		1 072,25	-1,09	1 071,16
	100		1 068,93	-2,21	1 066,72
PI	108	----	1 067,61	-2,78	1 064,83
	120	-1,76	1 066,17	-1,28	1 064,89
	140		1 067,05	-1,14	1 065,91
	160		1 066,69	-0,39	1 066,31
	180		1 066,34	-0,03	1 066,31
PT	188		1 066,20	0,00	1 066,20

Fuente: elaboración propia.

Resumen de resultados del alineamiento vertical

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del alineamiento vertical.

Tabla XXIV. Resumen de resultados

Nombre	Estacion			Elevaciones					Criterios de seguridad que debe cumplir la LCV										IV CORREC
	PCV	PIV	PTV	ELEV/PCV	ELEV/PIV	ELEV/PTV	LCV	Pe%	Ps%	Δ	Tipo de curv	Seguridad	Apertura	Comodidad	Drenaje	OM	Y		
1	0+038,48	0+113,48	0+188,48	1079,1	1067,51	1066,17	150,00	-15,85	-1,76	14,09	CONEXA	28,18	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	-2,78	-2,78	1064,74	
2	0+230,24	0+255,78	0+281,33	1065,46	1065,01	1065,34	51,09	-1,76	1,32	3,08	CONEXA	6,16	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	-0,20	-0,20	1064,81	
3	0+331,84	0+390,84	0+449,84	1066,01	1066,8	1063,05	118,00	1,32	-6,35	7,67	CONCAVA	30,68	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	1,13	1,13	1067,93	
4	0+455,68	0+497,9	0+540,11	1062,68	1060,00	1054,64	84,43	-6,35	-12,69	6,34	CONCAVA	25,36	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,67	0,67	1060,67	
5	0+685,43	0+761,43	0+836,43	1036,07	1026,55	1010,47	150,00	-12,69	-13,44	0,75	CONCAVA	3,00	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	0,11	0,11	1026,65	
6	0+840,16	0+915,16	0+990,16	1015,97	1005,89	994,08	150,00	-13,44	-15,75	2,31	CONCAVA	9,24	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,92	0,92	1006,81	
7	1+036,82	1+111,82	1+186,82	986,73	974,91	962,95	150,00	-15,75	-15,95	0,20	CONCAVA	0,80	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	0,06	0,06	974,97	
8	1+188,99	1+240	1+291,01	962,61	954,47	950,38	102,02	-15,95	-8,01	7,94	CONCAVA	31,76	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	1,41	1,41	955,88	
9	1+293,69	1+320,75	1+347,81	950,17	946,00	943,82	54,12	-8,01	-15,46	7,45	CONCAVA	29,8	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,77	0,77	948,77	
10	1+350,73	1+420,91	1+491,09	943,37	932,52	922,91	140,36	-15,46	-13,68	1,78	CONCAVA	7,12	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,96	0,96	933,48	
11	1+493,51	1+526,96	1+560,41	922,58	916,01	912,7	66,89	-13,68	-15,87	2,19	CONCAVA	8,76	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,46	0,46	918,47	
12	1+650,13	1+663,29	1+676,45	898,45	896,37	896,51	26,32	-15,87	1,12	16,99	CONEXA	33,98	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	-0,63	-0,63	895,74	
13	1+691,79	1+698,54	1+705,29	896,68	896,76	897,37	13,49	1,12	9,11	7,99	CONEXA	15,98	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	-0,12	-0,12	896,64	
14	1+712,94	1+772,7	1+832,46	898,07	903,51	899,2	119,52	9,11	-7,22	16,33	CONCAVA	65,32	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	2,37	2,37	905,50	
15	1+852,05	1+911,71	1+971,38	897,78	893,48	884,18	119,33	-7,22	-15,57	8,35	CONCAVA	33,4	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	1,49	1,49	894,97	
16	1+972,66	2+020	2+067,34	883,98	876,61	871,27	94,68	-15,57	-11,29	4,28	CONCAVA	17,12	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,89	0,89	877,50	
17	2+124,12	2+199,12	2+274,12	864,86	856,39	844,53	150,00	-11,29	-15,61	4,52	CONCAVA	18,08	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	1,46	1,46	857,85	
18	2+328,07	2+403,07	2+478,07	837,00	824,14	812,22	150,00	-15,61	-15,9	0,09	CONCAVA	0,36	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	0,02	0,02	824,16	
19	2+489,29	2+490,24	2+492,13	810,29	810,28	810,00	1,89	-15,9	0,00	15,9	CONCAVA	63,6	NO CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	0,04	0,04	810,32	

Fuente: elaboración propia.

3.6.2.3. Pendiente máxima

Las pendientes en una carretera tienen una gran influencia en los vehículos que las transitan. Los automóviles en ascenso no tienen un cambio de velocidad significativo para pendientes del 5 %, pero para pendientes de mayor inclinación, cuando el vehículo está ascendiendo presenta una reducción de velocidad considerable, y cuando está en descenso adquiere mayor velocidad. Por estas condiciones se deben cumplir las normativas ya estipuladas, también se deben tener en cuenta la forma del terreno.

Tabla XXV. Pendiente máxima para carreteras rurales

TIPO DE TERRENO	Máxima Pendiente (%) para la Velocidad de Diseño Especificada, KPH								
	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Plano	9	8	7	7	7	7	6	6	5
Lomerío	12	11	11	10	10	9	8	7	6
Montañoso	17	16	15	14	13	12	10	10	---

Fuente: SEICA. *Manual Centroamericano de normas para el diseño geométrico de carreteras.*
p. 120.

Para el diseño del tramo carretero según la tabla XXII se debe utilizar una pendiente máxima del 16 %, porque es un terreno montañoso y se tiene una velocidad de diseño de 30 KPH.

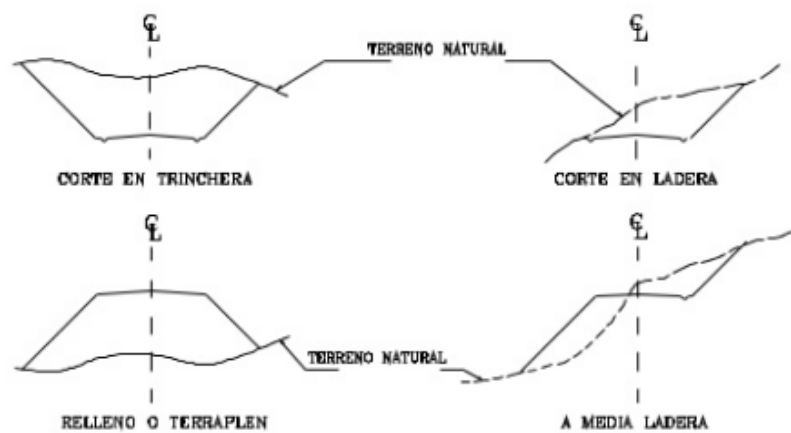
3.7. Movimiento de tierras

Se denomina movimiento de tierras al conjunto de operaciones que se realizan a los terrenos naturales. Estas operaciones pueden ser: excavaciones, cargas, acarreo, descarga, extendidos y compactación, esto se hace con el fin de crear un paso más accesible entre dos puntos. Este paso es el más crítico para la construcción de una carretera y puede afectar considerablemente el presupuesto, pero siempre se deben tener en cuenta los parámetros mínimos y máximos para su construcción.

3.7.1. Secciones transversales y típicas

Las secciones transversales son elementos medidos perpendicularmente de la línea central de la carretera a cada 20 m de longitud, su función es estimar un cálculo de movimiento de tierras, porque en algunos lugares se tiene que realizar cortes, relleno o ambas, dependiendo de cómo se encuentre el terreno natural.

Figura 43. Diferentes formas de secciones transversales



Fuente: CASANOVA, Leonardo. *Elementos de geometría*. p. 24.

3.7.2. Cálculo de áreas

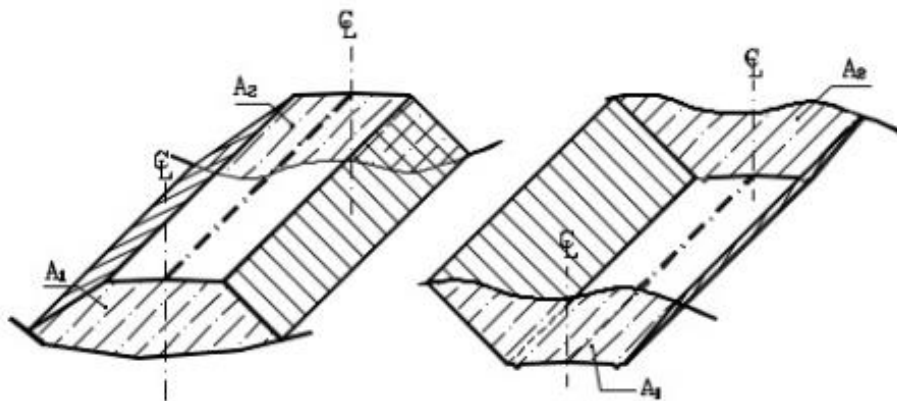
Para el cálculo del área de cada sección transversal se puede hacer por medio de un planímetro graduado, pero las secciones deben de estar dibujadas en papel milimetrado. También se puede utilizar el método de dobles distancias al meridiano y el método matricial. Para el cálculo de movimiento de tierras, se utilizó software Civil 3D 2018, que emplea el método matricial.

3.7.3. Cálculo de volúmenes

El cálculo de volúmenes se hace a partir de la determinación de las áreas de las secciones transversales. Existen 2 variaciones para el cálculo de volúmenes:

- La primera variación es cuando se encuentran dos secciones del mismo tipo, relleno-relleno y corte-corte.

Figura 44. Volúmenes de secciones del mismo tipo



Fuente: CASANOVA, Leonardo. *Elementos de geometría*. p. 25.

El cálculo de volumen para esta variación se determina con la siguiente expresión:

$$Vol. = \frac{A_1 + A_2}{2} * d$$

Donde:

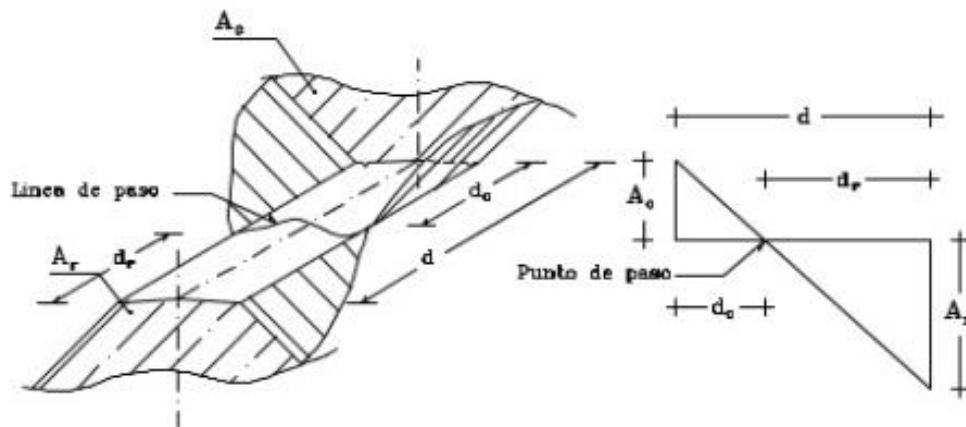
Vol. = Volumen entre ambas secciones (m^3).

A_1, A_2 = Área de secciones consecutivas (m^2).

d = Distancia entre ambas secciones.

- La segunda variación es cuando dos secciones consecutivas son de diferente tipo, corte-relleno, esto sucede cuando la cota del terreno coincide con la cota de la subrasante, generando un corte y un relleno en ese tramo.

Figura 45. **Volúmenes de secciones de diferente tipo**



Fuente: CASANOVA, Leonardo. *Elementos de geometría*. p. 26.

Para el cálculo de estos volúmenes se asume que la línea de paso es cero, haciendo que el valor de área en esta parte valga cero. Y hacemos una relación de triángulos para determinar la distancia de corte o relleno, como se muestra en la figura 45.

Distancia de paso para corte:

$$\frac{d_c}{A_c} = \frac{d}{A_c + A_r} \rightarrow d_c = \frac{d \cdot A_c}{A_c + A_r}$$

Donde

d = Distancia total del tramo.

A_c = Área de corte.

A_r = Área de relleno

d_c = Distancia de paso de corte.

Distancia de paso para relleno:

$$\frac{d_r}{A_r} = \frac{d}{A_c + A_r} \rightarrow d_r = \frac{d \cdot A_r}{A_c + A_r}$$

Donde

d_r = Distancia de paso de relleno.

Cálculo de volúmenes de tierra:

$$Vol_c = \frac{A_c + A_r}{2} * d_c \rightarrow A_r = 0$$

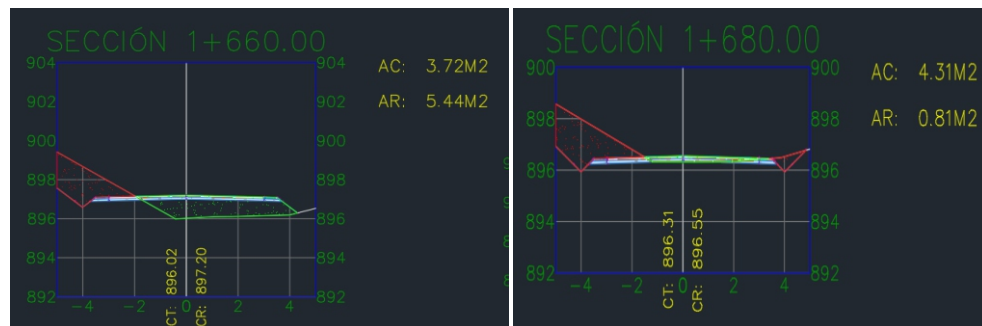
$$Vol_r = \frac{A_c + A_r}{2} * d_r \rightarrow A_c = 0$$

Donde:

Vol_c y Vol_r = Volumen de corte y relleno respectivamente (m^3).

A continuación, se presenta el cálculo de volumen para una sección de corte y relleno, utilizando las secciones 1+660 y 1+680.

Figura 46. **Secciones transversales**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 2018.

$$d_c = \frac{20 \text{ m} \cdot 8,02 \text{ m}^2}{8,02 \text{ m}^2 + 6,25 \text{ m}^2} = 11,24 \text{ m} ; \quad d_r = \frac{20 \text{ m} \cdot 6,25 \text{ m}^2}{8,02 \text{ m}^2 + 6,25 \text{ m}^2} = 8,76 \text{ m}$$

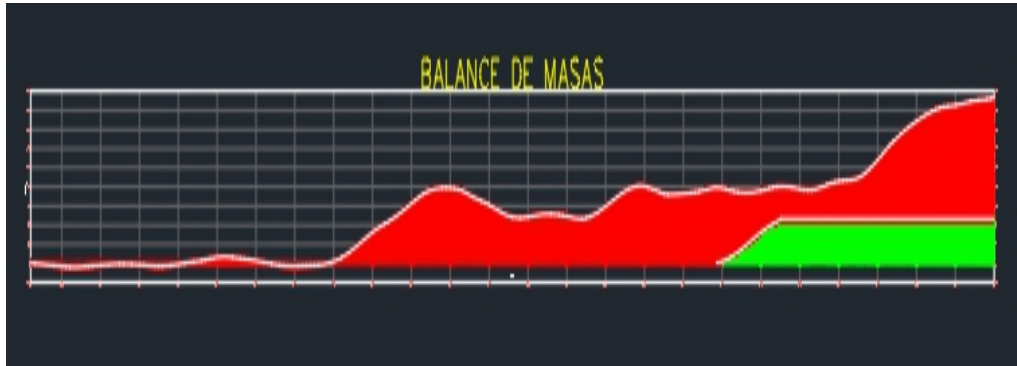
$$Vol_c \frac{8,02 \text{ m}^2 + 6,26 \text{ m}^2}{2} * 11,24 \text{ m} ; \quad Vol_r \frac{8,02 \text{ m}^2 + 6,25 \text{ m}^2}{2} * 8,76 \text{ m}$$

$$Vol_c = 80,25 \text{ m}^3; \quad Vol_r = 62,55 \text{ m}^3$$

3.7.4. **Balance de volúmenes**

La curva de balance de masas es utilizada para el cálculo del volumen de acarreo de materiales, de esta grafica se puede conocer en qué zonas hace falta material y en cuales hay material sobrante. Esta grafica debe iniciar con un volumen de 10 000 m³, para que no existan números negativos en la gráfica.

Figura 47. **Diagrama de balance de masas**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 2018.

En el diagrama anterior se puede observar que hay un balance en puntos intermedios para el movimiento de tierras, sobrando una cantidad de $17\,314,14\ m^3$, esto se debe a que en el lugar existen pendientes muy pronunciadas y se deben realizar cortes grandes, para cumplir con la pendiente máxima.

3.8. Diseño de pavimento rígido

Los pavimentos rígidos son aquellos cuya capa de rodadura es de concreto hidráulico, por lo general están asentadas sobre una subrasante ya nivelada y compactada, y una sub-base con un valor de CBR mayor del 40 %.

Existen varios tipos de pavimentos rígidos, que pueden dividirse en pavimentos de concreto simple y pavimentos de concreto continuamente reforzados con barras de acero. Los pavimentos de concreto simple se pueden dividir en:

- Pavimento de concreto simple con juntas sin barras de transferencia.
- Pavimento de concreto simple con juntas con barras de transferencia, ambos con losas de 3 a 6 metros.

3.8.1. Subrasante

Es la capa del terreno de una carretera, que soporta la estructura del pavimento, se extiende hasta una profundidad tal que no le afecta la carga de diseño del tráfico que se tiene previsto.

Esta capa puede estar conformada por corte y relleno. Cuando se compacta esta se debe tener las pendientes y secciones transversales que va tener el pavimento final especificado en planos. Tener una buena subrasante es muy importante y esta influye mucho en el espesor del pavimento, es por esto que debe cumplir con los requisitos de resistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y contracción por efectos de humedad.

La subrasante debe estar libre de materia orgánica, si no es así se debe considerar un cambio de material con características de subrasante o una estabilización del suelo.

Para su compactación debe especificarse si espesor, homogenizar, compactarse en su totalidad hasta lograr su densidad máxima (resultado del ensayo de proctor).

Tabla XXVI. **Calidad de subrasante en función del CBR**

CBR (%)	Calidad de Subrasante
0-3	Muy mala
3-5	Mala
5-20	Buena
20-30	Excelente

Fuente: BOWLES. Joseph E. *Manual del laboratorio de Mecánica de Suelos de Ingeniería*.
p. 191.

El valor obtenido en el ensayo de CBR es de 2,5 % al 95 % de compactación, por lo tanto, la calidad de la subrasante es muy mala.

3.8.2. Subbase

Es la capa de la estructura de pavimento colocada especialmente para soportar, transmitir y distribuir uniformemente las cargas que están siendo aplicadas al pavimento, de tal manera que la capa de la subrasante pueda soportar dichas variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar a la subbase

La subbase debe controlar los cambios de volúmenes y elasticidad que puedan dañar el pavimento, otra de sus funciones es trabajar como drenaje y también controla el ascensor capilar del agua, protegiendo así el pavimento, por lo general se utilizan materiales granulares.

La subbase debe tener un espesor compactado y variable en distintos tramos, según la Dirección General de caminos de acuerdo como las características y condiciones del suelo la subbase debe tener un espesor no menor a 10 cm y no mayor a los 70 cm. Dicha entidad indica que debe cumplir con las siguientes especificaciones:

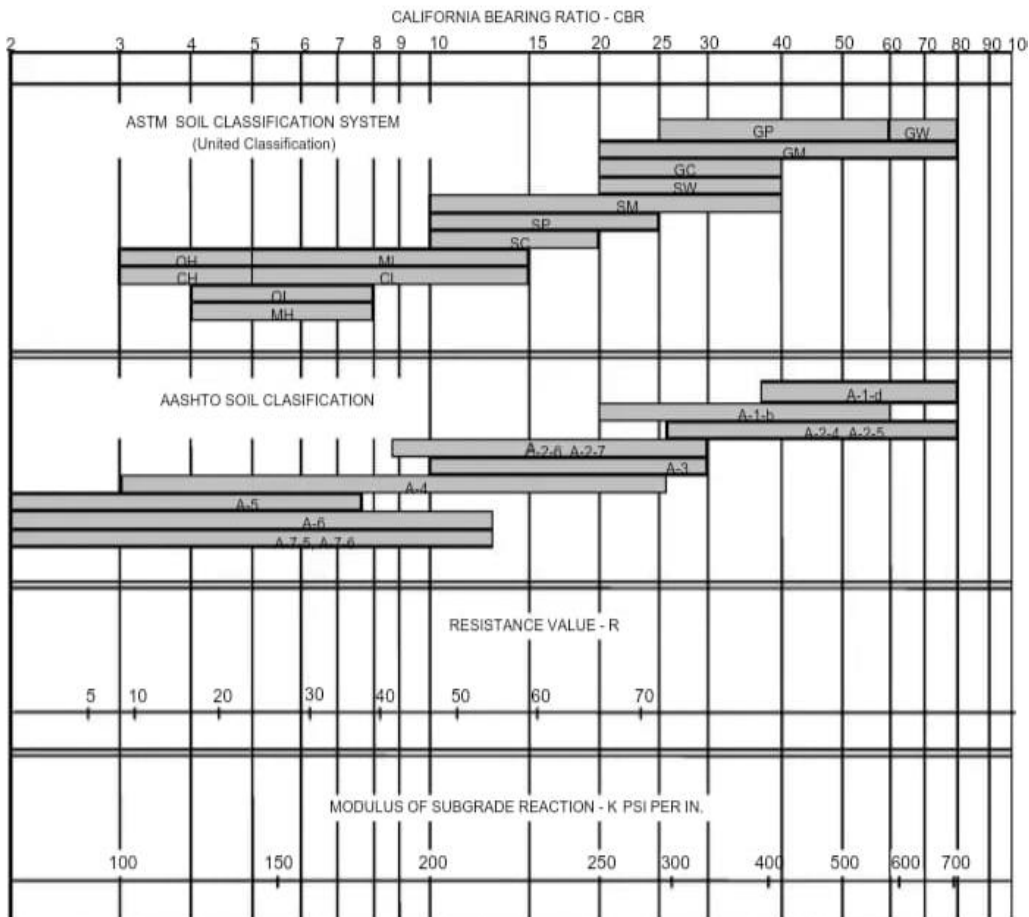
- Valor soporte: debe tener un valor mínimo de CBR del 30 % efectuado sobre muestra saturada al 95 % de compactación.
- Granulometría: El tamaño máximo que deben tener la grava debe ser de 7 cm, y no tener más del 50 % en peso de materiales que pasen el tamiz No. 200.
- Plasticidad y cohesión: El material que pase por el tamiz No. 40 no debe tener un IP mayor del 6 % AASHTO T-90, ni un límite líquido mayor que el 25 % AASHTO T-89.

3.8.3. Base

Es la capa conformada principalmente por grava de buena calidad, triturada y mezclada por material selecto, este material debe estar libre de materia orgánica y de basura, se coloca encima de la subbase. La funcionalidad de la base es permitir reducir el espesor del pavimento ya que distribuye y transmite las cargas que recibe del mismo y también drenar el agua hacia las cunetas, tendrá que ser resistente a los cambios de temperatura, humedad y desintegración por abrasión producidas por el tránsito. Deberá tener 70 % de CBR al 95 % de compactación.

Para determinar el espesor de la base, se debe estimar el valor del módulo de reacción (K) de la subrasante para esto debemos ver la figura 48.

Figura 48. **Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos**



Fuente: Método de la Portland Cement Association, PCA. *Diseño de espesores para pavimentos de hormigón en carreteras y calles.* p. 7.

El valor de K de la subrasante es 2,5 % que equivalen a 75 PCI.

3.8.4. Diseño de carpeta de rodadura

Para el diseño del espesor del pavimento rígido de la carretera no se cuenta con datos de un aforo vehicular actualizado, se realizará el diseño por medio del método Protland Cement Association (PCA). El periodo de diseño que tendrá la carretera de la aldea Loma Tendida a Copante será de 20 años, ya que la vida útil de los materiales que se emplearán es de 20 años.

3.8.4.1. Censo del tránsito promedio diario anual (TPDA)

Se estimó un TPDA para efectos del desarrollo del proceso se asumió que el 50 % de los hogares cuenta con al menos un vehículo, son 108 hogares, por lo tanto se estima que transitarán 54 vehículos al menos 2 veces al día. Se utilizará un factor de crecimiento de 2,5 % con un factor de 1,3 de crecimiento para un periodo de diseño de 20 años. Ver tabla XII, el total de vehículos será de $108 \times 1,3 = 141$ vehículos.

3.8.4.2. Diseño de espesor del pavimento

Para el diseño del pavimento rígido se empleará el método de Portland Cement Association (PCA). Simplificado ya que no se cuenta con un aforo vehicular real si no uno estimado. El período de diseño será de 20 años, este método proporciona tablas de rangos de tráfico, así como también tablas de distribución de cargas para distintas categorías de calles y carreteras que son 1, 2, 3 y 4 con su factor de corrección de 1, 1.1, 1.2, 1.3 respectivamente.

- Procedimiento
 - Clasificar la vía a pavimentar según su tráfico en función de las cargas por eje y determinar su TPPD.

Tabla XXVII. Categorías de cargas por eje

Categoría de ejes cargados	Descripción	Tráfico			Carga por eje máxima por eje	
		TPDA	TPPD		Eje Sencillo	Eje doble
			%	Por día		
1	Calles residenciales, caminos rurales y secundarios (de bajo a medio)	200-800	1-3	Hasta 25	22	36
2	Calles colectoras, caminos rurales y secundarios (altos) Arterias principales	700-5,000	3-18	40-1,000	26	44
3	Caminos primarios y arterias principales (medio) viaductos, vías rápidas, periféricos, vialidades urbanas (de bajo a medio)	3,000-12,000 en 2 carriles, 3,000-50,000 en 4 carriles	8-30	500-1,000	30	52
4	Arterias principales, carreteras principales, viaductos (altos) carreteras y vías urbanas y rurales (medio a alto)	3,000-20,000 en 2 carriles, 3,000-150,000 en 4 carriles	8-30	1,500-8,000	34	60

Fuente: Ing. SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 148.

Dado que el tramo carretero se encuentra en una zona rural y es un camino de tránsito pesado bajo a medio, su categoría es la 1. Anteriormente calculamos el TPDA de la carretera que es de 141 vehículos, con esto y según la tabla XXIV se estimó el TPPD con el 3 % del TPDA.

TPPD = $141 \times 3 \% = 4,23$ que es aproximadamente 5 camiones por día.

- Determinación de módulo de reacción K de la subrasante y espesor de base.

El módulo de reacción K de la subrasante en la relación entre el esfuerzo aplicado a una placa del suelo y la deformación que surge por dicho esfuerzo aplicado. Para la carretera el valor de reacción K es aproximadamente de 75 psi.

Tabla XXVIII. **Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de K**

Tipo de suelo	Soporte	Valores de K (PCI)
Suelos de grano fino con dominios de limos y arcillas	Bajo	75-120
Arenas y mezclas de arena-grava, con moderadas cantidades de limos y arcillas	Mediano	130-170
Arenas y mezclas de arena-grava, relativamente libres de materiales finos	Alto	180-220
Sub-base tratadas con cemento	Muy alto	250-400

Fuente: Método de la Portland Cement Association, PCA. *Diseño de espesores para pavimentos de hormigón en carreteras y calles*. p. 32.

El tipo de suelo de la subrasante es de grano fino con dominios de limos y arcillas, con soporte bajo. Debido a esto se decidió darle un espesor de 30 centímetros a la capa de la sub-base, con una compactación mínima al 95 %. Este espesor se tomó debido a que es un valor intermedio entre el rango de 10 cm a 70 cm, estipulado en la sección 303.03 del Libro Azul de Caminos.

- Determinación del espesor de la losa de concreto

El tramo carretero según las tablas del método PCA simplificado pertenece a la categoría No. 1. Ver tabla XXIX, se presentan los valores de TPPD permisibles para la vía con la cual se determinará el espesor del pavimento.

Para el diseño del espesor de la losa se excluyó la cuneta, ya que estas se diseñarán y construirán separadamente de la losa, por lo tanto, se utilizarán únicamente los datos del lado izquierdo de la tabla XXIX.

Para este proyecto se utilizará el módulo de ruptura (MR), mínimo que es de 42 kg/cm^2 debido a que se utilizaran materiales de buena calidad y se tendrá control del agua que se utilizara para la fabricación del concreto. Se estima un MR que se encuentre en el rango de $42\text{-}46 \text{ kg/cm}^2$ y un $F_c=280 \text{ kg/cm}^2$.

Las condiciones de la subrasante según la tabla XXVIII se encuentra en un valor soporte bajo, y se busca en la tabla XXIX del lado izquierdo la columna bajo y luego se ubica el valor de módulo de ruptura que corresponde a 42 kg/cm^2 , ya ubicados estos dos valores se verifica el valor de TPPD.

Tabla XXIX. **TTPD permisible, categoría de carga por eje**
No. 1

Espesor de losa (cm)		Sin berna			Espesor de losa (cm)	Con Berna		
		Apoyo del terreno natural o de sub-base				Apoyo del terreno natural o de sub-base		
		Bajo	Medio	Alto	Bajo	Medio	Alto	
Mr = 46 Kg/cm ²					10,0		0,2	0,9
	11,5			0,1	11,5	2	8	25
	12,5	0,1	0,8	3	12,5	30	130	330
	14,0	3	15	45	14,5	320		
	15,0	40	160	430				
	16,5	330						
Mr = 42 Kg/cm ²	12,5		0,1	0,4	10,0			0,1
	14,0	0,5	3	9	11,5	0,2	1	5
	15,0	8	36	98	12,5	6	27	75
	16,5	76	300	760	14,5	73	290	730
	17,8	520			15,0	610		
Mr = 39 Kg/cm ²	14,0	0,1	0,3	1	11,5		0,2	0,6
	15,0	1	6	18	12,5	0,8	4	13
	16,5	13	60	160	14,0	13	57	150
	17,8	110	400		15,0	130	480	
	19,0	620						

Fuente: Ing. SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 87.

Al verificar en la tabla XXIX y al comparar con el TPPD de 5, y para este caso el valor próximo superior es de 8, por eso se determina un espesor de carpeta de rodadura en de 15 cm.

3.8.4.3. Diseño de mezclas

El diseño de mezclas determina la proporción que se debe agregar de cada material, esto se hace para hacer que el concreto tenga trabajabilidad y sea manejable. Los materiales que se utilizan deben ser de alta calidad y tienen que tener las características óptimas para ser usados por lo cual deben de pasar por los ensayos de control de calidad del laboratorio, a continuación, se presentan las pruebas que deben pasar los materiales:

- Análisis granulométrico de los agregados
- Peso unitario de compactación (agregado fino y grueso)
- Contenido de humedad y porcentaje de absorción de los agregados
- Contenido de materia orgánica del agregado fino
- Prueba de abrasión con la máquina de los ángeles agregado grueso
- Peso específico del cemento y agregados

Para el diseño de mezclas se utilizará el método del ACI 211.1.

Procedimiento y determinación del diseño de mezclas:

- Elección de resistencia de concreto:

Se utilizará un concreto de resistencia de 281 kg/cm², ya que fue lo recomendado por la municipalidad.

- Elección de asentamiento.

El asentamiento se determina dependiendo de la estructura.

Tabla XXX. **Asentamiento según las estructuras**

Tipo de estructura	Asentamiento (cm)
Cimientos, muros reforzados y vigas	12
Paredes reforzadas y columnas	10
Pavimentos y losas	8
Concreto masivo	5

Fuente: elaboración propia, con base en material de apoyo del Laboratorio de Materiales de Construcción del Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Según la tabla XXX el asentamiento será de 8 cm.

- Determinación del agregado grueso

Por el tipo de estructura se utilizará un agregado grueso de 1 pulgada.

- Encontrar el contenido de agua para la mezcla

Tabla XXXI. **Valor de la cantidad de agua**

Asentamientos (cm)	Cantidad de agua lts/m ³				
	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"
3 a 5	205	200	185	180	175
8a 10	225	215	200	195	180
15 a 18	240	230	210	205	200

Fuente: elaboración propia, con base en material de apoyo del Laboratorio de Materiales de Construcción del Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Con el valor del agregado grueso y el del asentamiento encontramos en la tabla XXXI que la cantidad de agua es de 195 lts/m³.

- Selección de la relación agua/cemento

Tabla XXXII. **Relación agua/cemento**

Resistencia (Kg/cm ²)	Relación A/C
352	0,47
316	0,50
281	0,54
246	0,57
210	0,6
176	0,64

Fuente: elaboración propia, con base en material de apoyo del Laboratorio de Materiales de Construcción del Centro de Investigaciones de Ingeniería.

La relación agua/cemento es muy importante mantenerla, porque si se varía la cantidad de agua la resistencia podría cambiar drásticamente, para el diseño de mezcla la relación A/C será de 0,54.

- Cálculo del contenido de cemento

$$\frac{\text{Agua}}{\text{Cemento}} = 0,54$$

$$\text{Cemento} = \frac{\text{Agua}}{0,54}$$

$$\text{Cemento} = \frac{195}{0,54} = 361,11 \text{ Kg/m}^3$$

- Determinación de peso de los agregados

$$\text{Peso del concreto} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso agregados} = \text{Peso del concreto} - (\text{Peso del cemento} + \text{Peso del agua})$$

$$\text{Peso de agregados} = 2\,400 - (361,11 + 195) = 1\,843,89 \text{ kg/m}^3$$

Con la tabla XXXIII determinamos el porcentaje de agregado fino conociendo ya el tamaño del agregado grueso.

Tabla XXXIII. **Porcentaje de agregado fino**

Tamaño de agregado grueso	Porcentaje de agregado fino
3/8"	48
1/2"	46
3/4"	44
1"	42
1 1/2"	40

Fuente: elaboración propia, con base en material de apoyo del Laboratorio de Materiales de Construcción del Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Para el diseño de mezcla se utilizará un porcentaje de 42 %, ya que el tamaño máximo de agregado grueso es de 1".

$$\text{Agregado fino} = 42 \% * \text{Peso de agregados}$$

$$\text{Agregado fino} = (0,42) * (1\ 843,89)$$

$$\text{Agregado fino} = 774,43\ \text{kg/m}^3$$

$$\text{Agregado grueso} = 1\ 843,89 - 774,43$$

$$\text{Agregado grueso} = 1\ 069,46\ \text{kg/m}^3$$

Resumen de datos obtenidos:

- Agua = 195 lts/cm³
- Cemento = 361,11 kg/m³
- Agregado fino = 774,43 kg/m³
- Agregado grueso = 1 069,46 kg/m³

- Calculando proporción por peso

$$\text{Cemento} = 361,11/361,11 = 1$$

$$\text{Agregado fino} = 774,43/361,11 = 2,14$$

$$\text{Agregado grueso} = 1\,069,46/361,11 = 2,96$$

$$\text{Proporción del concreto por peso} = 1:2,14:2,96$$

- Calculando proporción por 1m³

$$\text{Cemento} = 361,11 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m}^3 = 361,11 \text{ kg} / 42,5 \text{ kg} / 1 \text{ saco} = 8,5 \approx 9 \text{ sacos de } 1 \text{ pie}^3$$

$$\text{Agregado fino} = 774,43 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m}^3 = 774,43 \text{ kg} / 1\,400 \text{ kg/m}^3 = 0,55 \text{ m}^3$$

$$\text{Agregado grueso} = 1\,069,46 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m}^3 = 1\,069,46 \text{ kg} / 1\,600 \text{ kg/m}^3 = 0,67 \text{ m}^3$$

$$1 \text{ pie}^3 = 0,028 \text{ m}^3 \times 9 \text{ sacos} = 0,25 \text{ m}^3$$

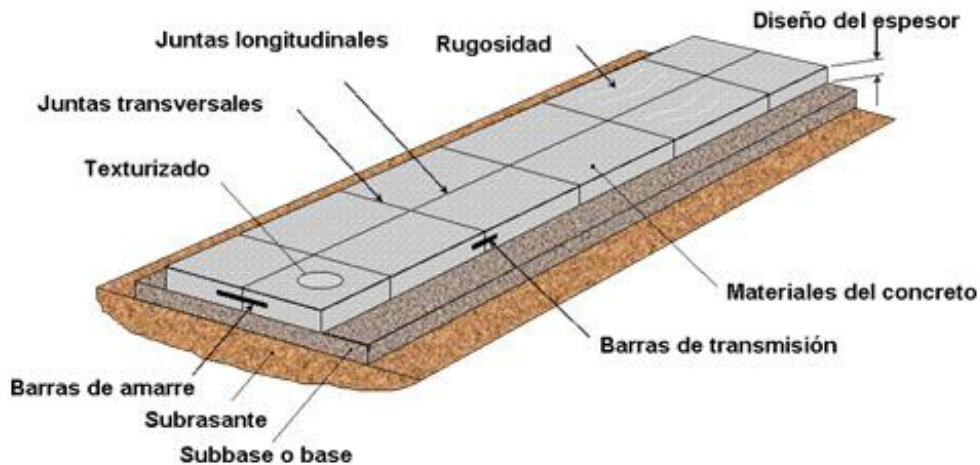
$$\text{Relación} = 0,25/0,25-0,55/0,25-0,67/0,25$$

$$\text{Proporción del concreto por volumen para } 1 \text{ m}^3 = 1:2,2:2,68$$

3.8.5. Juntas del pavimento

El pavimento recibe constantemente esfuerzos causados por el tráfico, contracciones por cambio de temperatura, y cambios de humedad dependiendo del clima, y esta es la funcionalidad de las juntas disipar la energía causada por estos cambios, evitando así la formación de grietas en la losa del concreto del pavimento.

Figura 49. Partes del pavimento



Fuente: YEPES PIQUERA, Víctor. *Juntas en pavimento de concreto*. p. 15.

Los tipos de juntas más utilizados son:

- Juntas transversales de contracción: este tipo de juntas son construidos perpendicularmente al eje central de la carretera, su función es controlar los agrietamientos por causa de las contracciones que resultan de los cambios de temperatura y de humedad en el pavimento. La separación entre las juntas transversales de contracción no debe ser mayor de los 5 metros.

Las juntas se hacen con discos de diamante, es por esto que se debe tener mano de obra calificada para estos procesos. Estas se deben hacer cuando el concreto ya tiene cierto grado de endurecimiento, este periodo está en función de las condiciones ambientales como humedad, temperatura, viento y la luz solar que recibe, es por esto que se puede considerar un periodo entre 6-8 horas para llevarlas a cabo.

El corte mínimo que se debe hacer es de 1/3 del espesor de la losa con un ancho de 3 mm. Para el espaciamiento de estas se determina por la siguiente ecuación:

$$S = F \cdot D$$

Donde:

S = Espaciamiento entre juntas transversales de contracción (m).

F = Factor de fricción entre la subbase y la losa de concreto. Este factor varía en un rango de 21-24. Según la guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos escrita por Aurelio Salazar.

D = Espesor de losa (m)

El factor de fricción es inversamente proporcional a la fricción que existe entre la subbase y la carpeta de rodadura.

Resultados de juntas transversales de contracción:

- Espaciamiento

$$S = F \cdot D$$

$$S = (24) \cdot (0,15)$$

$$S = 3,6 \text{ m}$$

- Profundidad del corte

$$\text{Profundidad} = 15 \text{ cm} / 3$$

$$\text{Profundidad} = 5 \text{ cm}$$

- Ancho de corte = 3 mm
- Juntas longitudinales de contracción: este tipo de juntas son construidas paralelamente al eje central de la carretera y se determinan por el ancho de la carretera, su función es evitar el agrietamiento de la carpeta de rodadura causados por las cargas del tráfico y el ladeo que sufren las carreteras por causa de cambios de temperatura y humedad.

La separación máxima entre juntas debe ser de 3,8 m. El corte de estas juntas debe ser $\frac{1}{4}$ del espesor de la losa.

El ancho de calzada para esta carretera será de 6 m las juntas longitudinales serán colocadas al centro de la carretera.

Resultados de juntas longitudinales de contracción:

- Espaciamiento

$$S = \text{Ancho de calzada} / 2$$

$$S = 6 / 2$$

$$S = 3 \text{ m}$$

- Profundidad

$$\text{Profundidad} = 15 \text{ cm} / 4$$

$$\text{Profundidad} = 4 \text{ cm}$$

- Chequeo de relación entre largo y ancho de tableros

$$0,71 < x / y < 1,40$$

$$0,71 < 3,6 / 3 < 1,40$$

$$0,71 < 1,2 < 1,40; \text{ Si chequea}$$

- Juntas transversales de construcción: este tipo de juntas son colocadas al final de cada día de trabajo de pavimentación, o si la obra es detenida por un tiempo considerable por cualquier imprevisto.
- Juntas de aislamiento y expansión: estas son utilizadas para evitar deslizamientos verticales y horizontales entre el pavimento y alguna otra estructura, evitando así que el pavimento fuera dañado o la otra estructura.
- Junta de aislamiento: su función principal es aislar el pavimento de alguna estructura o de otra área ya pavimentada o algún otro elemento inamovible, para disminuir los esfuerzos de compresión entre el pavimento y la otra estructura. Estas juntas deben tener un ancho de 12 a 25 milímetros, esta se debe rellenar con un material que no sea absorbente ni reactivo.

Resumen de estructura final del pavimento:

- Periodo de diseño: 20 años
- No se tiene un aforo vehicular actualizado del lugar por lo que se hicieron los cálculos por el método del PCA simplificado, por medio de sus tablas se estimó un TPDA del lugar.

- Según la tabla XI el suelo es = Malo.
- Resistencia del concreto: 280 kg / cm².
- Espesor de losa: 15 cm.
- Juntas transversales a cada: 3,6 m.
- Juntas longitudinales a cada: 3 m.

3.9. Drenajes en vías pavimentadas

Son un conjunto de obras que permiten un manejo de fluidos como la captación, la conducción y la evacuación de los mismos. El exceso de agua o fluidos pueden afectar los suelos, así como también la estructura de la carretera, causando un deterioro acelerado en la misma.

3.9.1. Consideraciones de drenajes en vías pavimentadas

El objetivo principal de estas estructuras es conducir el agua de la escorrentía o del flujo superficial, de una manera rápida y controlada hasta su punto de disposición, evitando así la erosión en taludes y también protegiendo la estructura del pavimento, brindando así mayor seguridad a los usuarios.

3.9.1.1. Factores hidrológicos

Los drenajes de la estructura de un pavimento son afectados principalmente por dos factores fundamentales del ciclo hidrológico estos son la escorrentía y la precipitación del área. Un estudio hidrológico es de suma importancia para tomar en cuenta el valor de la crecida máxima en un periodo de retorno de 20 años, con un tiempo de duración de precipitación de 30 minutos.

3.9.2. Drenaje transversal

El objetivo principal de los drenajes transversales es captar toda el agua de lluvia proveniente del área de desfogue que va hacia la parte baja de la cuenca, estos drenajes captan el agua en sentido perpendicular de la carretera.

El método utilizado para el diseño los drenajes transversales es el método racional en donde se calcula el caudal máximo en función de la precipitación máxima que contribuye a la escorrentía superficial del terreno. Su fórmula es la siguiente:

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

Donde:

Q = Caudal de diseño (m³/s).

C = Coeficiente de escorrentía (a dimensional).

I = Intensidad de lluvia (mm/h)

A = Área drenada de la cuenca (Hectáreas)

- Coeficiente de escorrentía: Las características del terreno donde se trabajará la carretera, es de tierras cultivadas en un terreno montañoso, en la tabla II se obtiene que el coeficiente de escorrentía es de 0,52.
- La intensidad de lluvia se proporciona por la estación meteorológica del INSIVUMEH, dada por la siguiente ecuación.

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

Las constantes A, B y n dependen de la región del punto de análisis, y se presentan a continuación:

Tabla XXXIV. **Parámetros A, B y n**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
INSIVUMEH								
A	1,970	7,997	1,345	720	820	815	900	890
B	15	30	9	2	2	2	2	2
n	0.958	1.161	0.791	0.637	0.656	0.65	0.66	0.649
R2	0.989	0.991	0.982	0.981	0.973	0.973	0.981	0.981

Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología de Guatemala, INSIVUMEH. *Parámetros*. p. 5.

Donde:

I = Intensidad de lluvia (mm/h)

A, B y n= Depende de la región, proporcionadas por el INSIVUMEH

t = Tiempo de concentración.

- Cálculos para determinar el caudal y sección de drenaje transversal.

Se utilizará para una crecida máxima en un periodo de retorno de 20 años, se calculó el área del tramo por medio de Google earth pro y dio un área de 2,77 hectáreas, a esto hay que sumarle el área de drenado de la cuneta que es de 0,061 hectáreas, con un coeficiente de escorrentía de 0,52. Ver tabla II, la longitud del cauce es de 400 metros con un desnivel de 30 metros.

Figura 50. **Área de drenado para el drenaje transversal**



Fuente: elaboración propia, empleando Google Earth Pro.

- Tiempo de concentración

$$t = \left(\frac{0,886 \cdot L}{H} \right)^{0,385} \cdot 60$$

Donde:

t = Tiempo de concentración (min)

L = Longitud del cauce (km)

H = Desnivel del cauce (m)

$$t = \left(\frac{0,886 \cdot 0,220}{50} \right)^{0,385} \cdot 60$$

$$t = 7,09 \text{ min}$$

- Intensidad de lluvia

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

$$I = \frac{720}{(7,09 + 2)^{0,637}} = 176,49 \text{ mm/h}$$

- Caudal de diseño

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

$$Q = \frac{(0,52)(176,49)(2,831)}{360}$$

$$Q = 0,72 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculos para sección de drenaje

Para el cálculo de la sección del drenaje transversal se utilizará la fórmula de Manning para una sección circular, con un factor de rugosidad de 0,013 para tuberías de concreto, con una pendiente del 3 % para todos los drenajes.

$$D = \left(\frac{Q \cdot n \cdot 4^{\frac{5}{3}}}{S^{\frac{1}{2}} \cdot \pi} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Donde:

D = Diámetro de la tubería (m)

Q = Caudal de diseño (m³/s)

n = factor de rugosidad

S = pendiente de tubería

$$D = \left(\frac{0,72 \cdot 0,013 \cdot 4^{\frac{5}{3}}}{0,03^{\frac{1}{2}} \cdot \pi} \right)^{\frac{3}{8}}$$
$$D = 0,52 \text{ m} \approx 20,5''$$

Debido a los factores de mantenimiento se utiliza una tubería de 36" de diámetro.

3.9.3. Drenaje longitudinal

Estos drenajes son zanjas abiertas que se encuentran paralelas en la carretera, también llamados cunetas. El objetivo principal de estos drenajes es conducir por toda la carretera el agua de lluvia, proveniente del área que genera el caudal de desfogue, evitando así que el agua pase por la estructura, asegurándose que no exista un deterioro acelerado de la misma, así como mayor seguridad y comodidad a los usuarios.

Para el diseño de los drenajes longitudinales se utilizará el tramo con la menor pendiente siendo este el más crítico para cunetas, este tramo se ubica en la estación 0+190 con una longitud de 250 metros y una pendiente de 1,32 %. Para los drenajes longitudinales se tendrá en cuenta un área de 4,23 hectáreas calculado con google earth pro.

Figura 51. Área de drenado de drenaje longitudinal



Fuente: elaboración propia, empleando Google Earth Pro.

A continuación, se presenta el cálculo del caudal.

- Tiempo de concentración

$$t = \left(\frac{0,886 \cdot 0,270}{20} \right)^{0,385} \cdot 60$$
$$t = 10,92 \text{ min}$$

- Intensidad de lluvia

$$I = \frac{A}{(t + B)^n}$$
$$I = \frac{720}{(10,92 + 2)^{0,637}} = 141,08 \text{ mm/h}$$

- Caudal de diseño

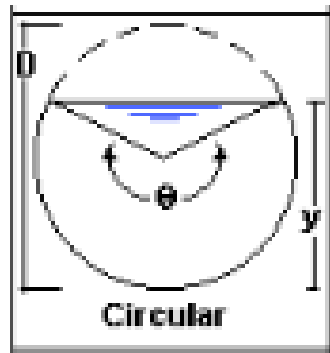
$$Q = \frac{CIA}{360}$$

$$Q = \frac{(0,52)(141,08)(2,831)}{360}$$

$$Q = 0,58 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las cunetas serán de forma circular.

Figura 52. **Sección de cuneta**



Fuente: CHOW, Ven Te. *Hidráulica de canales abiertos*. p. 21.

- Cálculos para determinar la sección de las cunetas

Datos:

$Q = 0,58$

$S = 1,32 \%$

$n = 0,016$ concreto revestido

$\theta = \pi$ (esto se debe a que se utilizara una media caña para su construcción)

Área hidráulica para sección circular

$$A = \frac{(\theta - \sin \theta)D^2}{8}$$

Perímetro mojado para sección circular

$$PM = \frac{\theta D}{2}$$

Radio hidráulico para una sección circular

$$RH = \frac{A}{PM} = \frac{\frac{(\theta - \sin \theta)D^2}{8}}{\frac{\theta D}{2}}$$

$$RH = \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right) * \frac{D}{4}$$

$$RH = \left(1 - \frac{\sin \pi}{\pi}\right) * \frac{D}{4}$$

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

Se utiliza la ecuación de Manning y se sustituye el valor de b por el valor anteriormente encontrado

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot RH^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$0.58 = \frac{1}{0,016} \cdot \left(\frac{(\pi - \sin \pi)D^2}{8}\right) \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{1,32}{100}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$0,08077 = \frac{\pi D^2}{8} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$0,5183 = D^{\frac{8}{3}}$$

$$D = 0,78 \approx 0,80 \text{ m}$$

Espejo de agua para sección triangular

$$T = D \sin \frac{\theta}{2}$$

$$T = 0,8 \sin \frac{\pi}{2}$$

$$T = 0,8m$$

Para las cunetas longitudinales se colocarán tubos de concreto a media caña, de 30 pulgadas de diámetro.

3.10. Consideraciones de operaciones y mantenimiento del pavimento rígido

El mantenimiento que se realizan a un proyecto es para que este pueda cumplir con el período de diseño estipulado, para garantizar que esto se pueda cumplir los encargados del mantenimiento y operación deben disponer de:

- Capacidad técnica y gestión necesaria para cumplir con las actividades.
- Bienes generados por el proyecto.
- Recursos suficientes para financiar los gastos de operación (salarios del personal y mantenimiento), a mediano y largo plazo.

Al asegurarse que todo esto se cumpla, incrementarán las posibilidades de igualar los costos del mantenimiento con los beneficios generados por el uso de la infraestructura. Las actividades a considerar por el mantenimiento de las obras de pavimento rígido se pueden dividir en tres grupos, que son:

3.10.1. Mantenimiento preventivo o rutinario

Este mantenimiento comprende a las actividades de mantener las condiciones y especificaciones iniciales de la vía, como, por ejemplo: Limpieza de drenajes (longitudinal y transversal), revisión de sello de juntas, entre otros. Este mantenimiento se debe realizar al menos 2 veces al año.

3.10.2. Mantenimiento periódico

Corresponde a todas las actividades necesarias para solucionar los problemas de fallas superficiales y algunas veces incrementar la vida útil de los elementos del pavimento, este se debe realizar una vez al año.

3.10.3. Mantenimiento correctivo (atención de emergencias)

Las actividades generales de atención por emergencia pueden ser ocasionadas por sismos, fallas, lluvias, inundaciones, avalanchas, y derrumbes. Ya que esto puede ocasionar una reparación o demolición de alguna plancha de concreto y obra de drenaje, reconstrucción de capa granular entre otras. Este mantenimiento se debe realizar de forma inmediata para que no ocurra un acto lamentable y también para no perder la comunicación por mucho tiempo con las aldeas aledañas.

3.11. Presupuesto

Para este proyecto se realizará una estimación de los gastos que se llevaran a cabo para ejecutarlo, entre estos están mano de obra, materiales de construcción, prestaciones laborales, impuestos, maquinarias y transportes.

3.11.1. Integración de precios unitarios

La integración de precios unitarios es el desglose de los renglones de trabajo, donde se coloca la actividad que se realiza, los materiales a utilizar, mano de obra, maquinaria, equipo, herramienta, en una unidad de trabajo. A continuación, se presenta un ejemplo de la integración de los precios unitarios, los demás renglones se podrán visualizar en la sección de anexos.

Tabla XXXV. Ejemplo de integración de precios unitarios

INTEGRACION DE PRECIOS UNITARIOS					
CONSTRUCCION DE CARRETERA DE PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO			UBICACIÓN: DE ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE		
Descripción de renglón		Topografía, trazo y replanteo		Fecha:	
No. Renglón		2		Cantidad 2.5 km	
Descripción de materiales		Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo Directo
Estacas		400,00	Unidad	Q 6,50	Q 2 600,00
Clavos		30,00	Libra	Q 6,00	Q 180,00
Pintura		1,00	Galón	Q 150,00	Q 150,00
Crayon		2,00	Cajas	Q 60,00	Q 120,00
				SUBTOTAL	Q 3 050,00
Descripción de H, E y M		Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo Directo
Estación total		15,00	Unidad	Q 800,00	Q 12 000,00
				SUBTOTAL	Q 12 000,00
Descripción de mano de obra		Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo Directo
Ayudantes		15,00	Días	Q 130,00	Q 1 950,00
Cadenero		15,00	Días	Q 200,00	Q 3 000,00
Topografo		15,00	Días	Q 250,00	Q 3 750,00
				SUBTOTAL	Q 8 700,00
COSTO DIRECTO		Q 23 750,00			
Administración		5%		Q 1 187,50	
Supervisión		5%		Q 1 187,50	
Utilidades e Impuestos		28%		Q 6 650,00	
Imprevistos		4%		Q 950,00	
PRECIO TOTAL				Q 33 725,00	
PRECIO UNITARIO				Q 13 490,00	

Fuente: elaboración propia.

3.11.2. Resumen de presupuesto

A continuación, se presenta la tabla resumen para llevar a cabo el tramo carretero de la aldea Loma Tendida a Copante

Tabla XXXVI. Resumen de presupuesto

No.	Descripción	Cantidad	P.U	Total
PRELIMINARES				
1	Limpieza Chapeo y Destronque	2,4 Ha	Q 4 200,83	Q 10 082,00
2	Topografía trazo y replanteo	2,5 km	Q 13 490,00	Q 33 725,00
			SUBTOTAL	Q 43 807,00
MOVIMIENTO DE TIERRAS				
3	Excavación no clasificada	7 452,33 M3	Q 45,16	Q 336 539,36
4	Excavación no clasificada de desperdicio	17 314,14 M3	Q 23,96	Q 414 761,15
5	Tratamiento de subrasante	4 145,45 M3	Q 24,46	Q 101 387,83
6	Colocación de base + compactado (30cm)	4 145,34 M3	Q 197,73	Q 819 652,63
			SUBTOTAL	Q 1 672 340,99
FUNDICION DE PAVIMENTO				
7	Fundición de pavimento de concreto (15 cm)	2 072,67 M3	Q 2 658,00	Q 5 509 162,07
			SUBTOTAL	Q 5 509 162,07
CONSTRUCCION DE DRENAJES TRANSVERSALES				
8	Excavación para drenaje transversal	520,22 M3	Q 37,81	Q 19 669,30
9	Tubería de concreto de 30"	78 ML	Q 306,16	Q 23 880,65
10	Cajas de concreto ciclopio	349,6 M3	Q 149,03	Q 52 100,28
			SUBTOTAL	Q 95 650,23
CONSTRUCCION DE DRENAJES LONGITUDINALES				
11	Drenaje long. ubos de concreto a media cañal	1024 ML	Q 356,28	Q 364 829,81
			SUBTOTAL	Q 364 829,81
			TOTAL	Q 7 685 790,10

Fuente: elaboración propia.

3.11.3. Cronograma físico-financiero

El cronograma físico-financiero tiene la función de poder tener control del dinero que se debe invertir en las diferentes actividades que se realizan, se encuentra en la sección de apéndices.

3.12. Evaluación de impacto ambiental

La evaluación ambiental es el estudio del estado del lugar y de sus condiciones ambientales antes de la realización del proyecto, así como de los tipos existentes de ocupación del suelo y aprovechamientos de otros recursos naturales, teniendo en cuenta las actividades preexistentes.

La evaluación realizada para el tramo carretero está colocada en la sección de anexos, utilizando la evaluación ambiental inicial dada por el Ministro de Ambiente y Recursos Naturales.

CONCLUSIONES

1. De acuerdo con diagnóstico realizado, se elaboraron dos proyectos que contribuirán con el desarrollo vial de la aldea El Caulote y la aldea Loma tendía.
2. El diseño del puente beneficiará a 2 228 pobladores, entre la aldea El Caulote y visitantes del lugar, este tendrá una longitud de 30 m, con un ancho de calzada de 6,10 m con dos carriles uno para cada sentido, contará con un espesor de losa de 20 cm, una pila central de concreto reforzado y estribos en ambos extremos del puente de concreto ciclópeo, este hará una reducción de tiempo de viaje y con la disminución de accidentes que ocurren en la zona del relleno.
3. La realización del tramo carretero mejorará la comunicación entre la aldea Loma Tendida con la aldea Copante beneficiando a sus 648 habitantes más visitantes, incrementando así la oferta y la demanda de los productos de la región. El espesor del pavimento se determinó mediante el método del PCA simplificado quedando un espesor de 15 cm, la carretera tendrá un ancho de calzada de 5,5 m más cunetas.
4. Con la elaboración de planos presupuesto y evaluación ambiental, podemos llevar a cabo el correcto desarrollo de ambos proyectos, siempre y cuando se cumplan con las especificaciones a la hora de ejecutarlos. Quedando como resultado final un costo de Q 1 621 160,01 por la realización del puente en un lapso de 6 meses y el costo del tramo carretero será de Q 7 635 518,12 en un lapso de 7 meses.

RECOMENDACIONES

1. Se deben realizar ensayos de laboratorio a los materiales de construcción, estos deben cumplir de acuerdo con las especificaciones estipuladas para cada proyecto.
2. Colocar supervisores con experiencia para llevar a cabo con la ejecución, para evitar malas prácticas durante la misma, haciendo que todo cumpla con los recubrimientos, dimensiones y espesores de cada elemento.
3. Realizar supervisiones periódicas y darles mantenimiento a los proyectos, cada seis meses.
4. Realizar actualización de datos cuando se vayan a ejecutar los proyectos de mano de obra, precios de los materiales de construcción y maquinaria, ya que estos cambian durante el tiempo.
5. Incentivar a los pobladores del lugar a colaborar con el proceso de ejecución, para reducir los costos de mano de obra.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural ACI 318SUS-14 y comentario ACI 318USR-14*. Michigan, Estados Unidos de América: ACI, 2014. 587 p.
2. BOWLES, Joseph E. *Manual del laboratorio de suelos de Ingeniería Civil*. México: 1981. 465 p.
3. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed. México:Limusa, 2004. 652 p.
4. Dirección General de Caminos. *Especificaciones técnicas para la construcción de caminos rurales de Guatemala, caminos ambientales compatibles*. BIRF, 2002. 87 p.
5. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. 2001. 807p.
6. GÓMEZ MARTÍNEZ, Ferlandy Emmanuel. *Diseño del edificio escolar de dos niveles para el caserío Sacchim y puente vehicular para la aldea Pueblo Viejo, San Sebastián Huehuetenango, Huehuetenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2018. 378 p.

7. HENÁNDEZ VENTURA, Hector Nery. *Diseño de tramo carretero comprendido de la comunidad Volcancito, hacia la comunidad Sam Greene, del municipio de Tukurú, del departemaneto de Alta Verapaz*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 70 p.
8. MCCORMAC, Jack; BROWN, Russell. *Diseño de concreto reforzado*. 8a ed. con el Código ACI 318.08. México: Alfaomega, 2011. 724 p.
9. PACKARD, Robert G. *Diseño de espesores para pavimentos de hormigón en carreteras y calles, métodoPortland Cement Association*. 2a ed. 1995. 60 p.
10. REYES REYES, Elvin Daniel Antonio. *Diseño del sistema de agua potable en el caserío Vega de Chuapec, aldea San José el Rodeo y puente vehicular en el caserío Piedras Blancas Alibalabaj, Cubulco, Baja Verapaz*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2018. 302 p.
11. RODRÍGUEZ SEQUÉN, Arturo. *AASHTO-LRFD Bridge Desing Specifications*. 8a ed. 2017. 1781 p.
12. SEICA. *Manual Centroamericano de normas para el diseño geométrico de carreteras, con en foque en gestión de riesgos en seguridad vial*. 3a ed. Guatemala: USAID, 2011. 424 p.

APÉNDICES

Apéndice 1. Cronograma fisco-financiero del diseño del puente en aldea El Caulote

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA EL CAULOTE												
CRONOGRAMA FISCO-FINANCIERO												
No.	Descripción	Cantidad	P.U.	Total	Mes.1	Mes.2	Mes.3	Mes.4	Mes.5	Mes.6		
PRELIMINARES												
1	Limpieza y excavación	3,000MB	0.4570	0.137106,30	50%	50%						
2	Topografía trazo y replanteo	240M2	0.4645	0.11148,46	100%							
			SUBTOTAL	0.48254,76								
SUPERESTRUCTURA												
3	Estribos cortina y viga de apoyo	2Unidad	0.191373,71	0.382747,41	50%	50%						
4	Pila central y cimentación	1Unidad	0.159390,42	0.159390,42	25%	25%	25%	25%				
5	Viga de apoyo de pila	1Unidad	0.247578,17	0.247578,17	50%	50%						
			SUBTOTAL	0.789715,99								
SUPERESTRUCTURA												
6	Lusas de 0.20m de espesor	30ML	0.696,10	0.208833,11					25%	25%	25%	25%
7	Lusas de aproximación	18 ML	0.2062	0.37116,64					50%	50%		
8	Viga interna y externas	90ML	0.4148,39	0.373355,35			10%	10%	15%	15%	10%	10%
9	Darrajinas internos y externos	24 ML	0.5291,07	0.126985,57					35%	35%	30%	
10	Postes barandá y aera	40Unidades	0.2223,89	0.88955,47							100%	
11	Pijación de superestructura y junta de calzada	1Unidades	0.38894,65	0.38894,65								50%
			SUBTOTAL	0.997705,80								
			TOTAL	0.1888616,55								

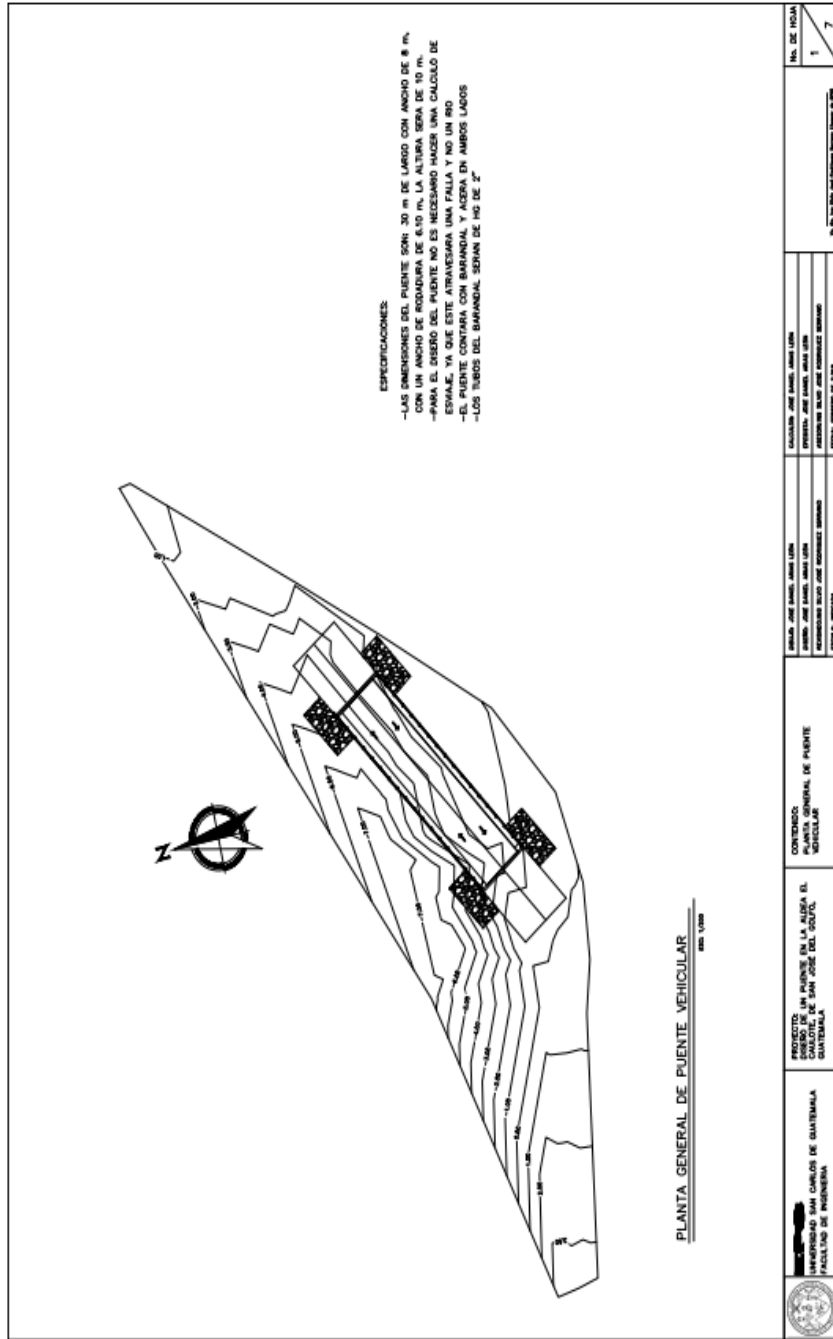
Fuente: elaboración propia.

Apéndice 2. Cronograma fisco-financiero del diseño del tramo carretero de la aldea Loma Tendida a Copante

DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL TRAMO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE													
CRONOGRAMA FISCO-FINANCIERO													
No.	Descripción	Cantidad	P.U.	Total	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6	Mes 7		
PRELIMINARES													
1	Limpieza Chapo y Destronque	2.4 Ha	Q.4.200.83	Q.10.082.00	7	15	22	30	37	45	52	60	
					35%	35%	30%						
2	Topografía trazo y replanteo	2.5 km	Q.13.490.00	Q.33.725.00									
					50%	50%							
					SUBTOTAL								
				Q.4.4807.00									
MOVIMIENTO DE TIERRAS													
3	Excavación no clasificada	7.452.33M3	Q.45.16	Q.336.539.36									
4	Excavación no clasificada de desperdicio	17.314.14M3	Q.23.96	Q.414.761.15									
5	Tratamiento de subrasante	4.145.45M3	Q.24.46	Q.101.387.83									
6	Colocación de base + compactado (30cm)	4.145.34M3	Q.197.73	Q.819.652.63									
					50%	50%							
					10%	10%	15%	15%	20%	10%	10%	5%	
								25%	25%	25%	25%	50%	
					SUBTOTAL								
				Q.1.677.340.99									
FUNDICION DE PAVIMENTO													
7	Fundición de pavimento de concreto (15 cm)	2.072,67 M3	Q.2.638.00	Q.5.509.162,07									
					10%	10%	10%	15%	15%	15%	15%	10%	
					SUBTOTAL								
				Q.5.509.162,07									
CONSTRUCCION DE DRENAJES TRANSVERSALES													
8	Excavación para drenaje transversal	520,22 M3	Q.37.81	Q.19.669.30									
9	Tubería de concreto de 30"	78 ML	Q.306.16	Q.23.880.65									
10	Cajas de concreto ciclopió	349,6 M3	Q.149,03	Q.52.100,28									
					50%	50%							
								25%	25%	25%	25%		
					SUBTOTAL								
				Q.95.650,23									
CONSTRUCCION DE DRENAJES LONGITUDINALES													
11	Drenaje longitudinal de concreto a media caña	1.024 ML	Q.356,28	Q.364.829,81									
					25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	
					SUBTOTAL								
				Q.364.829,81									
					TOTAL								
				Q.7.865.790,10									

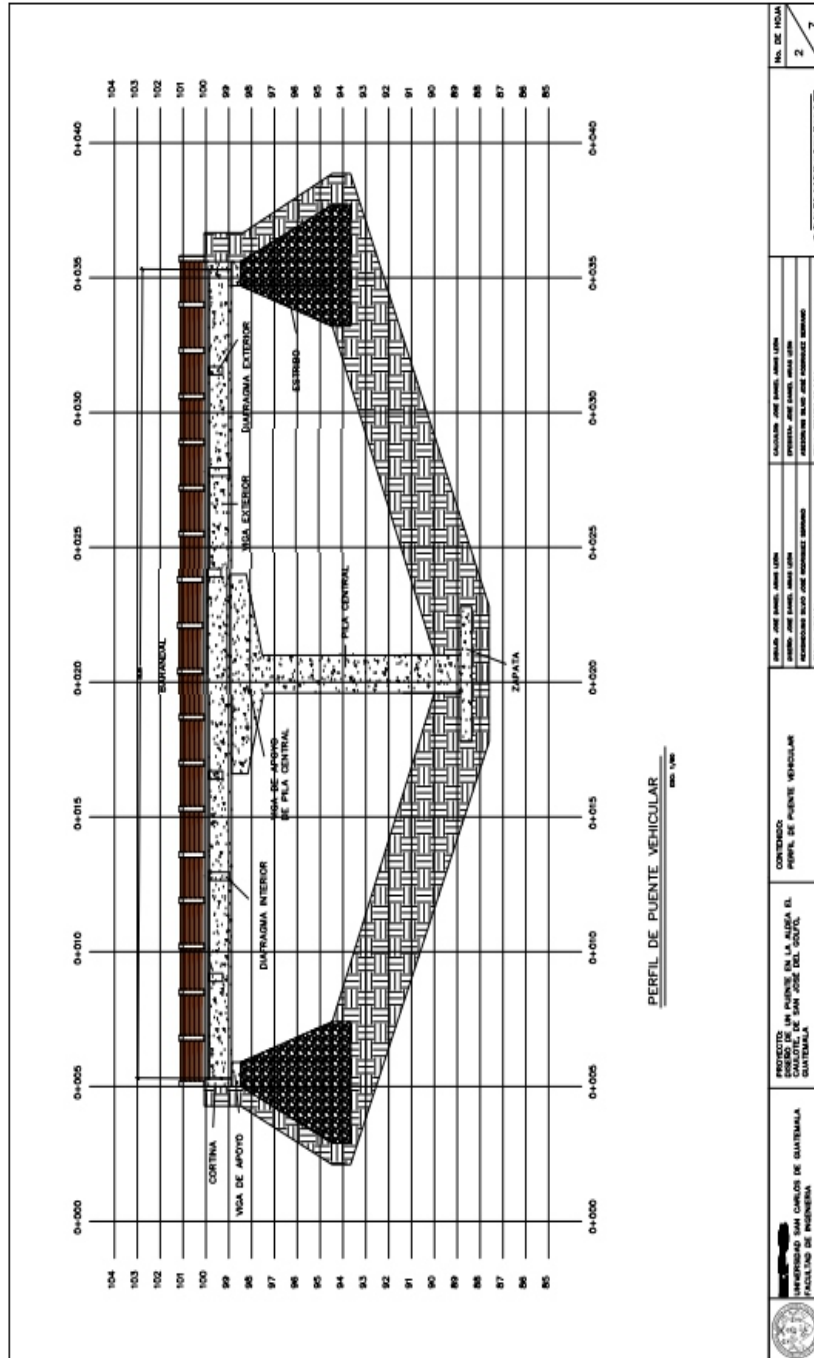
Fuente: elaboración propia.

Apéndice 3. Planta general de puente vehicular ubicado en aldea el Caulote



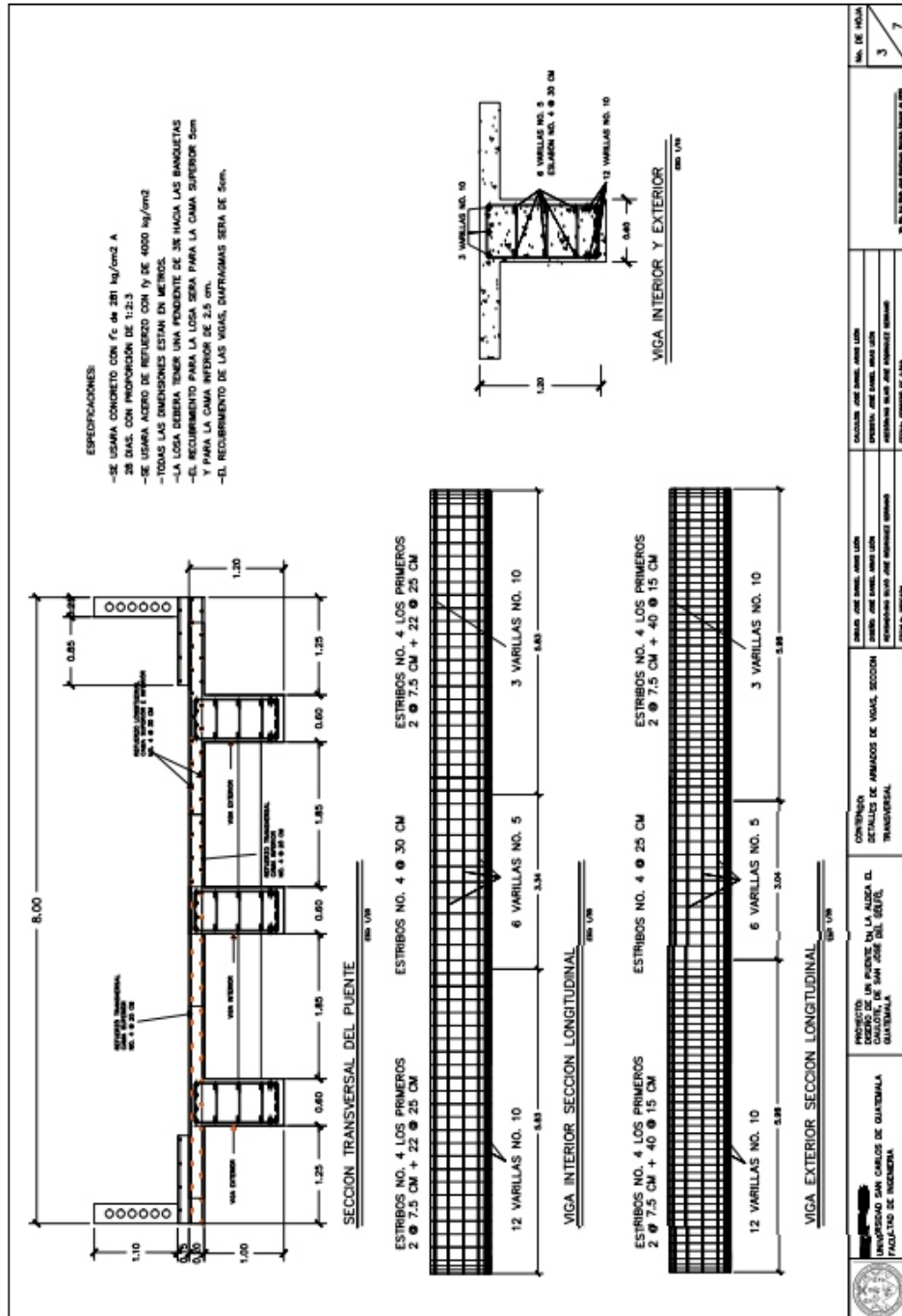
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 4. Perfil de puente vehicular



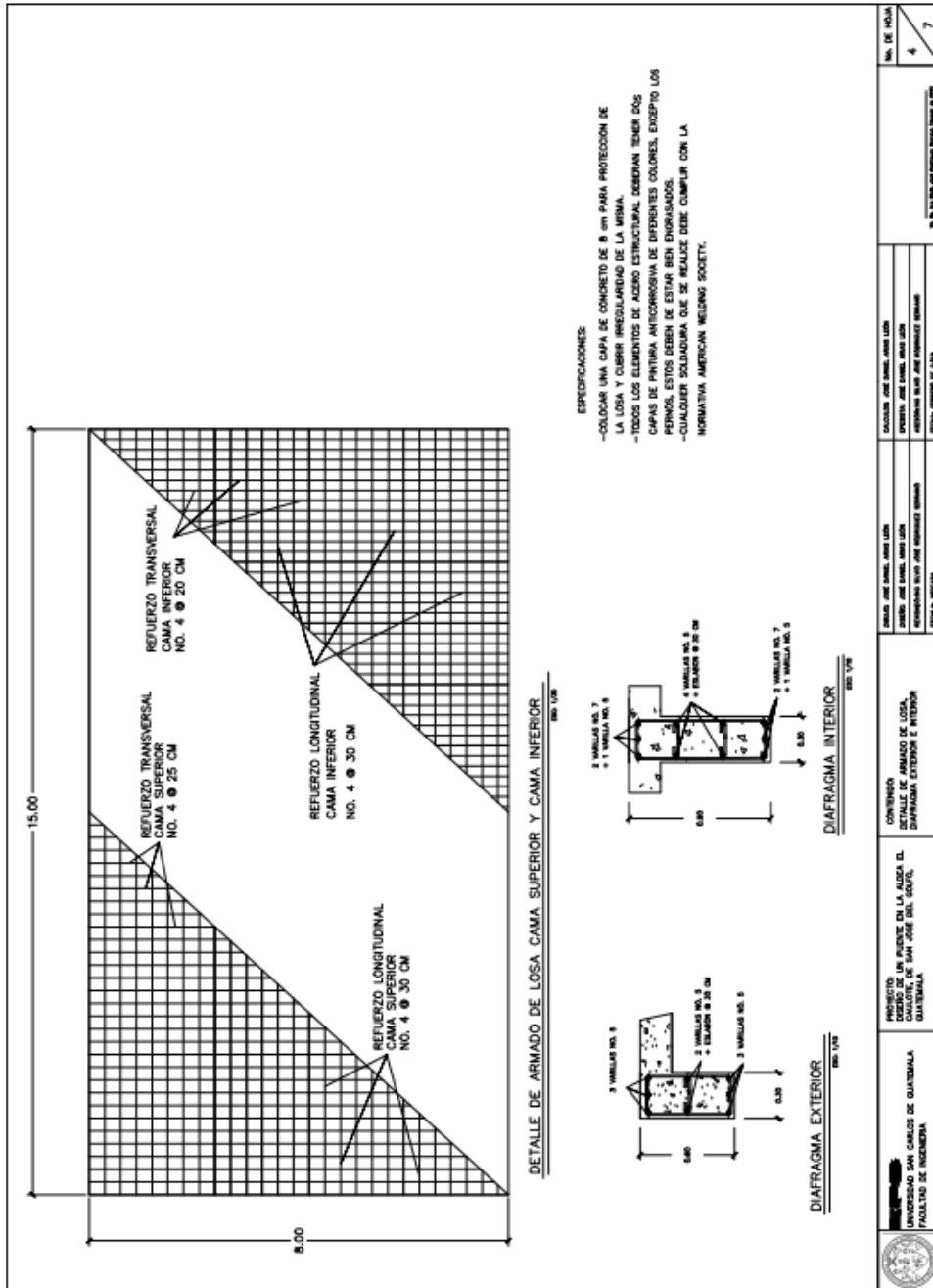
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 5. Detalles de armados de viga y secciones transversales



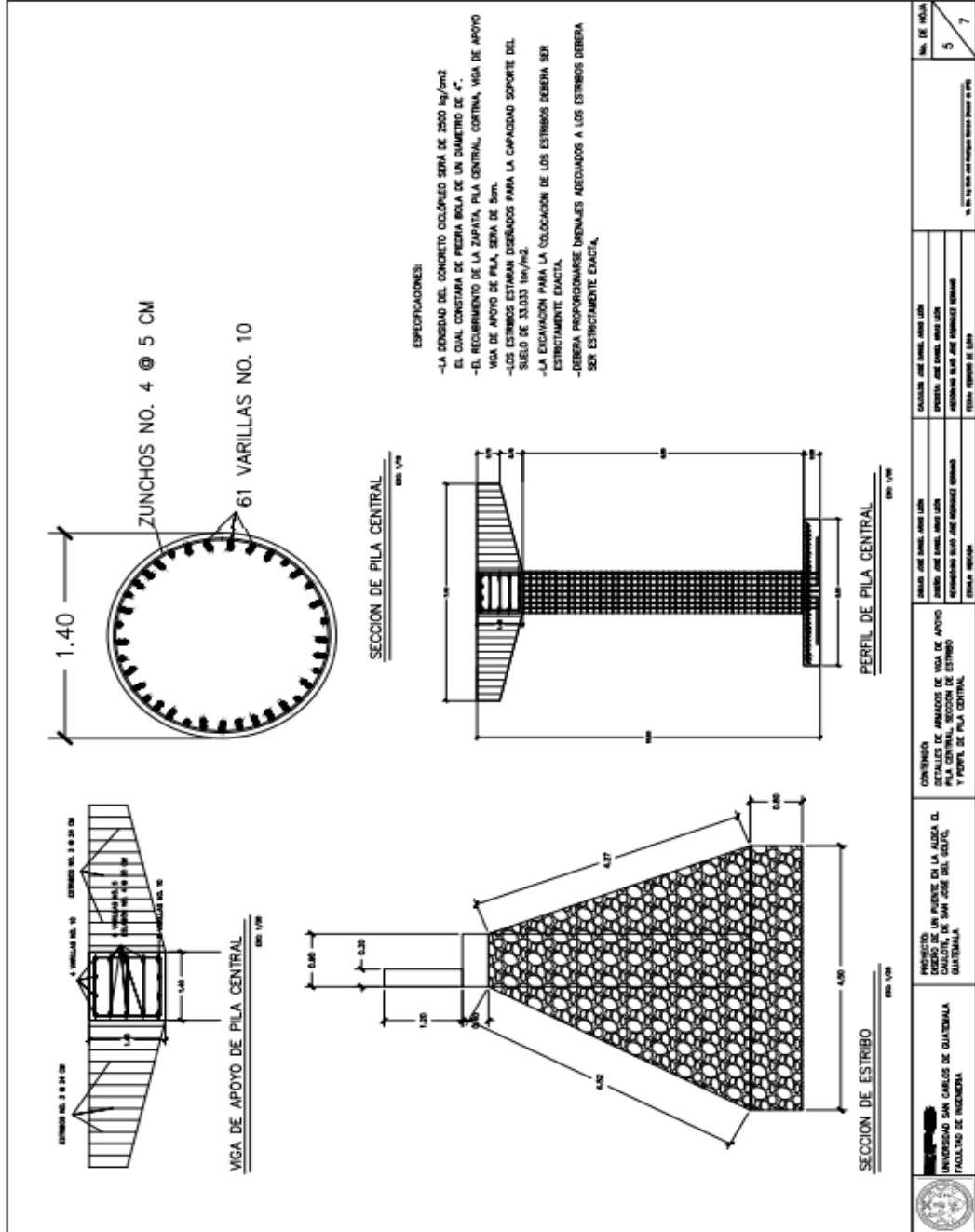
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 6. Detalles de armados de losa, y diafragmas exterior e interior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

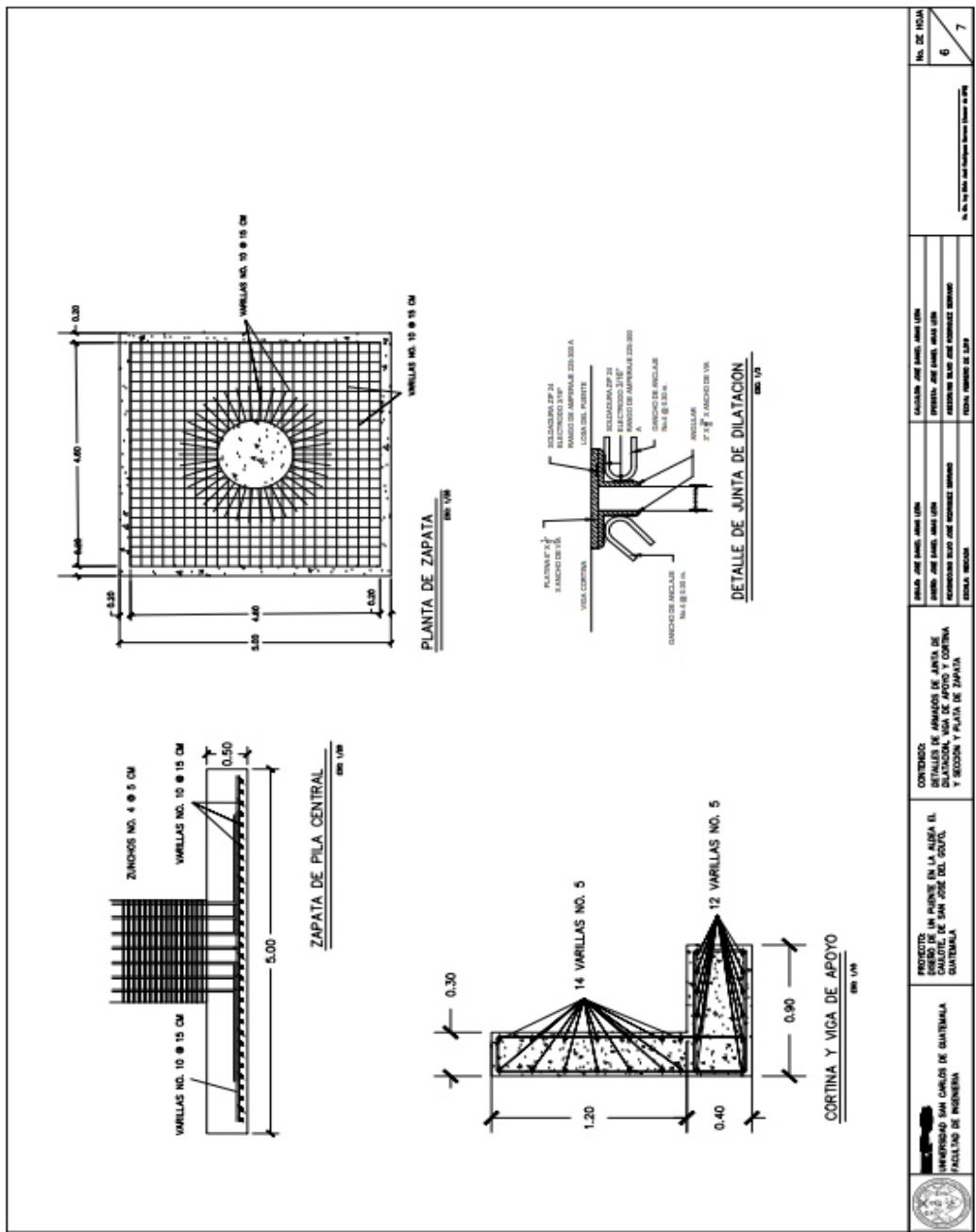
Apéndice 7. Detalles de armados de subestructura




0

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

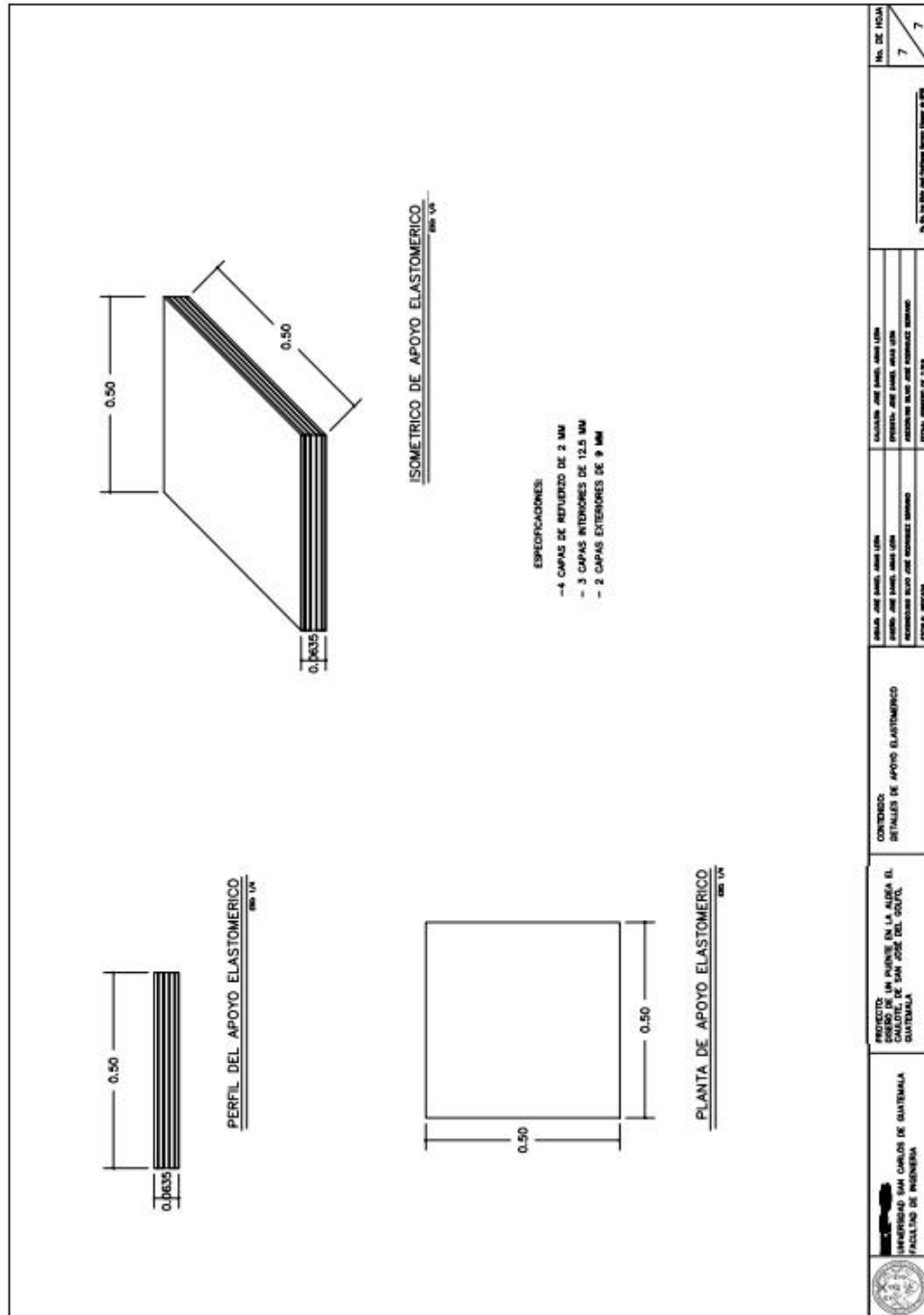
Apéndice 8. Detalles de armados zapata, junta de dilatación, viga de apoyo y cortina



	PROYECTO: PLAN AVANCE DE LA RED VIAL DEL CANTÓN DE SAN JOSÉ DEL CAYAL, GUATEMALA.	CONTENIDO: DETALLES DE ARMADOS DE JUNTA DE DILATACIÓN, VIGA DE APOYO, CORTINA Y SECCION Y PLANTA DE ZAPATA.	ELABORADO POR: JUAN LUIS PEREZ, JOSE JAVIER AMAL LORA, ROBERTO RUIZ JOSE RODRIGUEZ BARRON, EDUARDO BARRON.	No. de Hoja and Hoja Total: 6 / 7
---	---	---	--	-----------------------------------

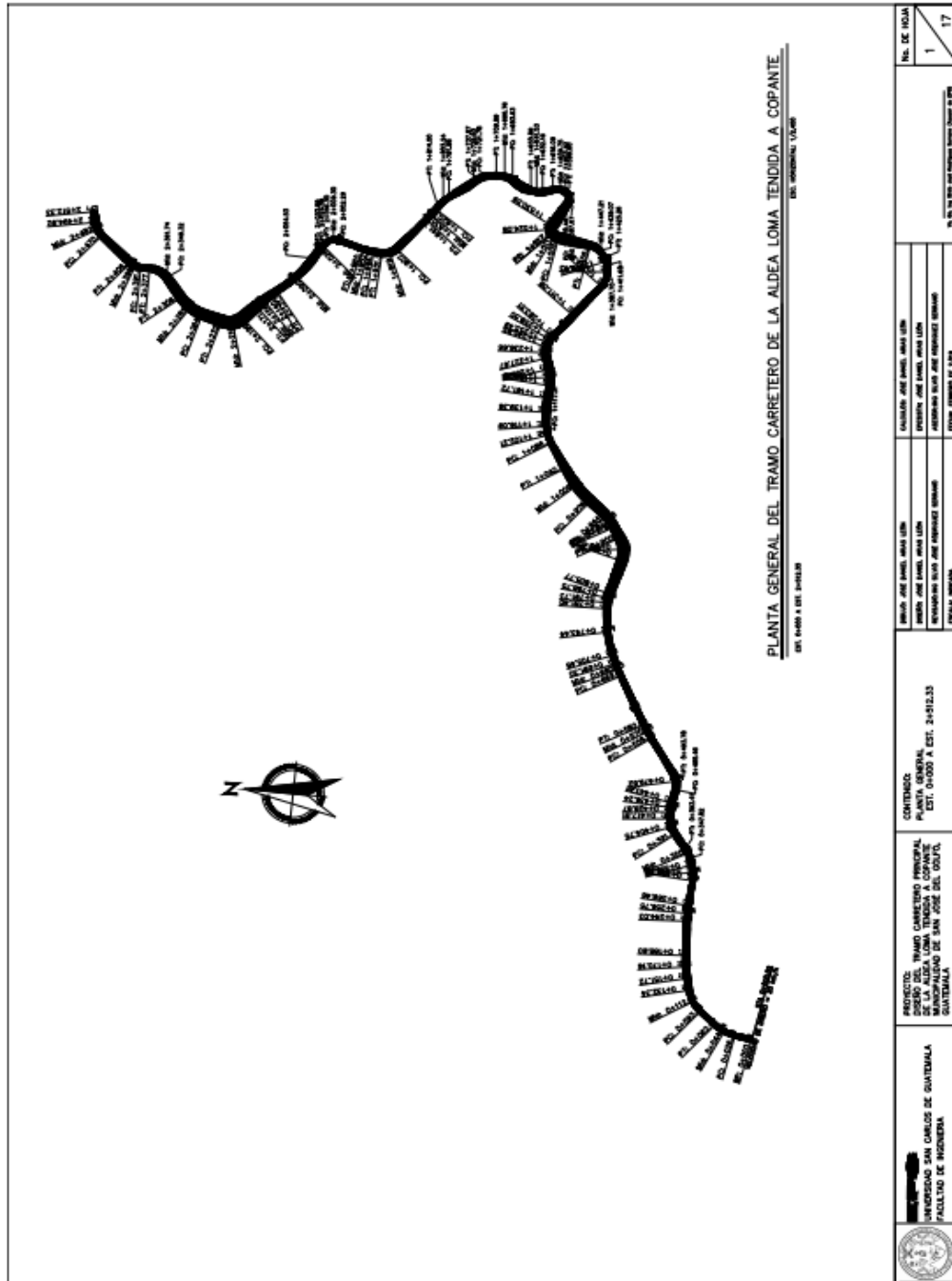
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 9. Detalles de apoyo elastómero



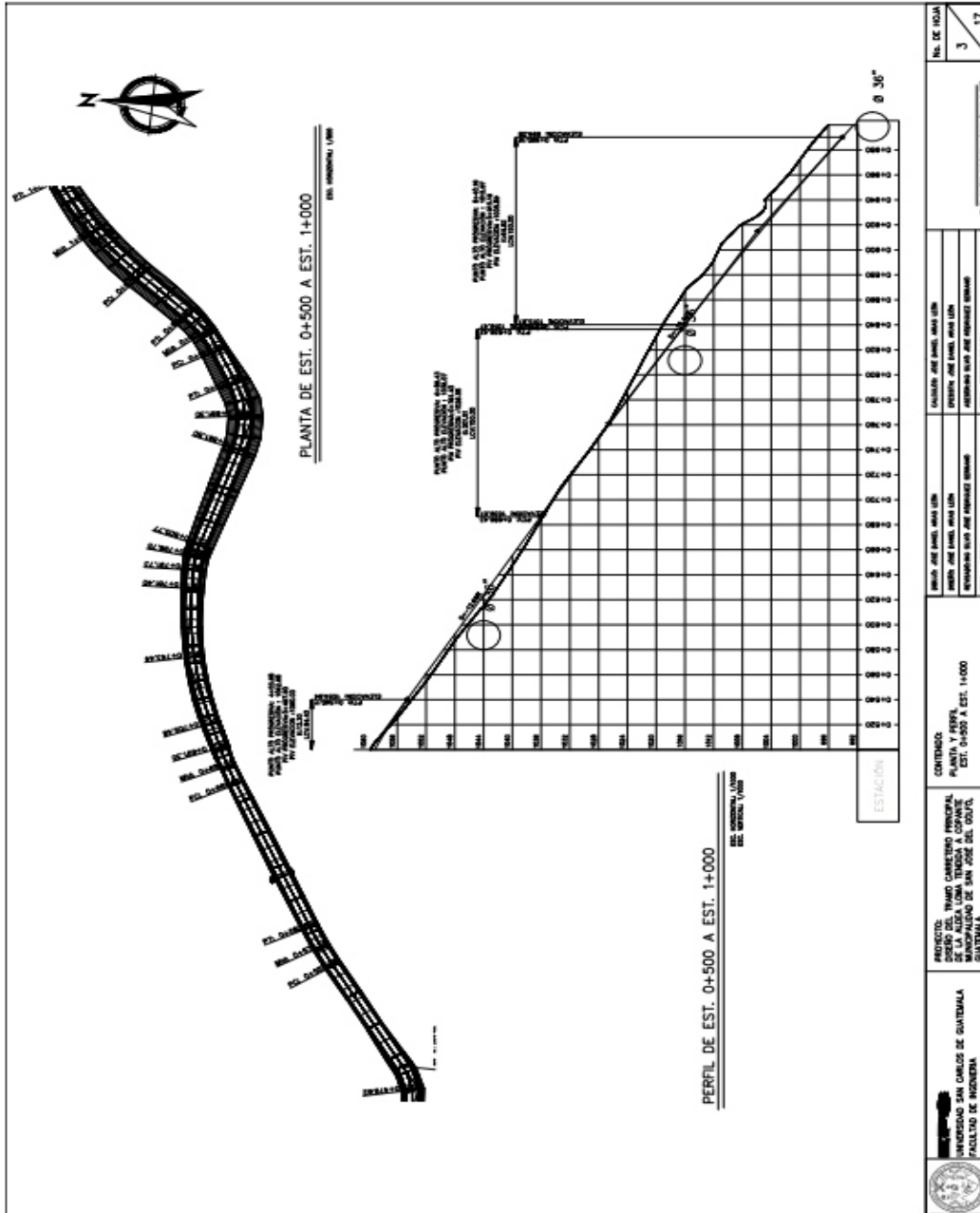
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 10. Planta general del tramo carretero de la aldea Loma Tendida a Copante



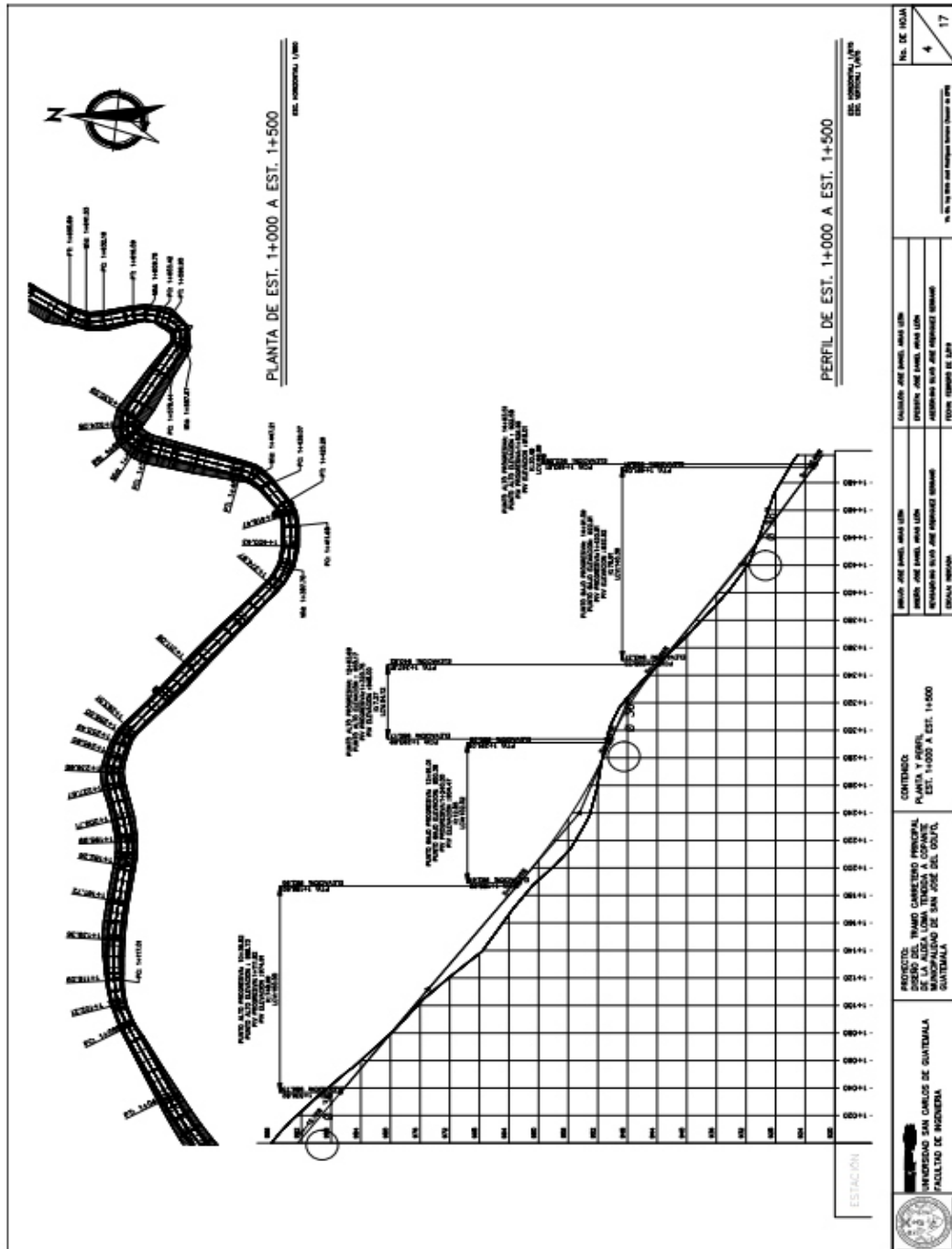
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 12. Planta y perfil del tramo 0+500 a 1+000



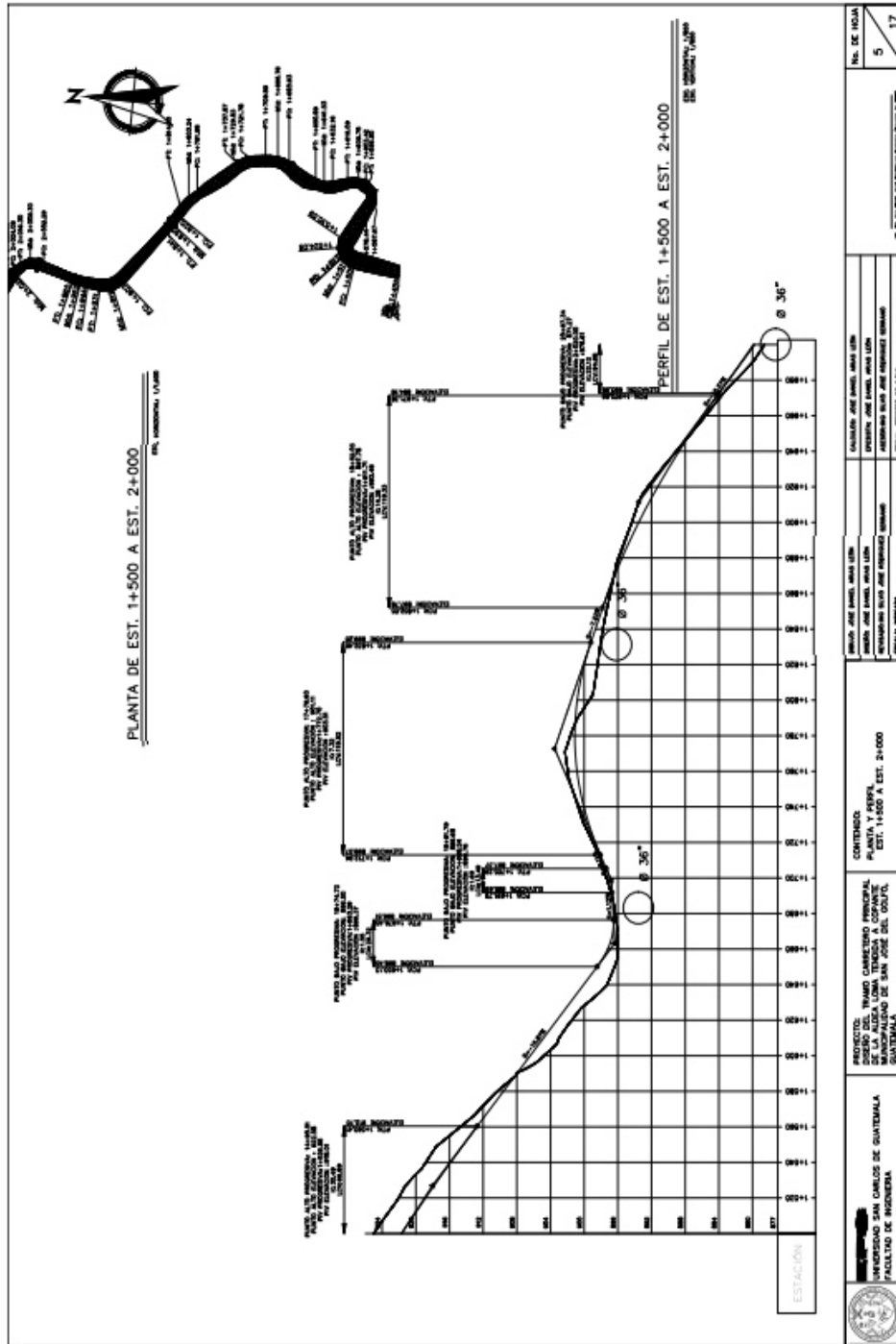
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 13. Planta y perfil del tramo 1+000 a 1+500



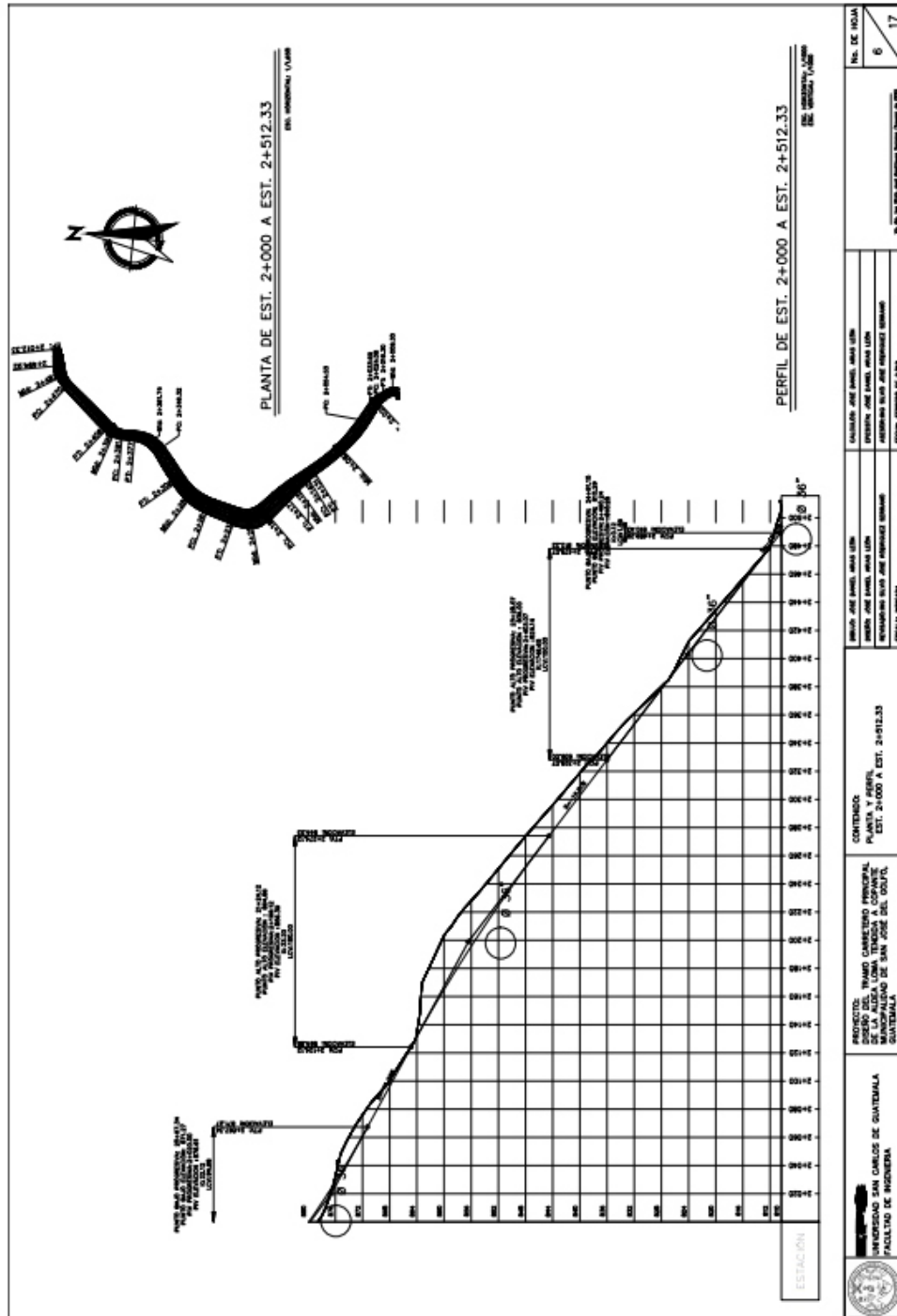
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 14. Planta y perfil del tramo 1+500 a 2+000



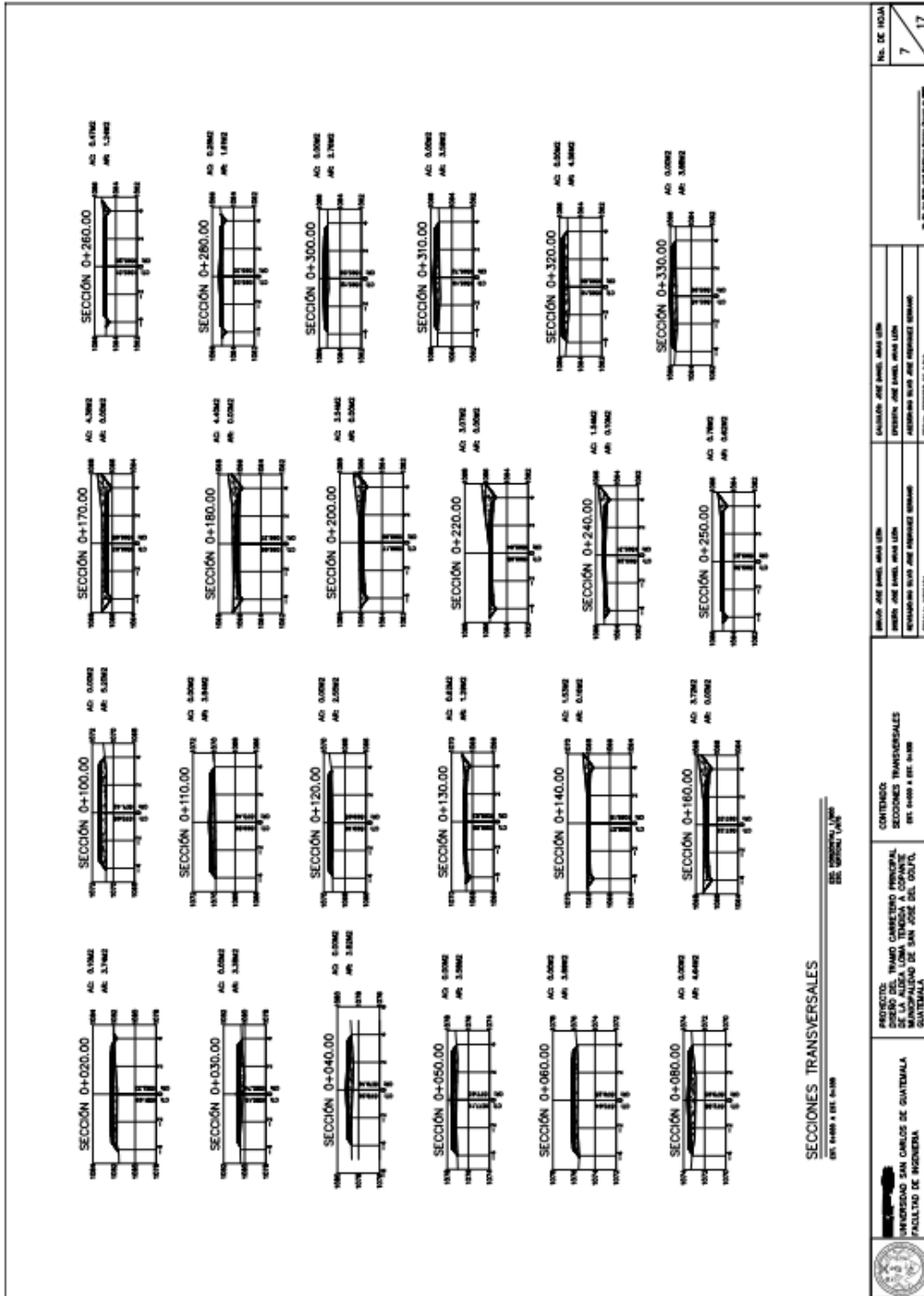
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 15. Planta y perfil del tramo 2+000 a 2+512,33



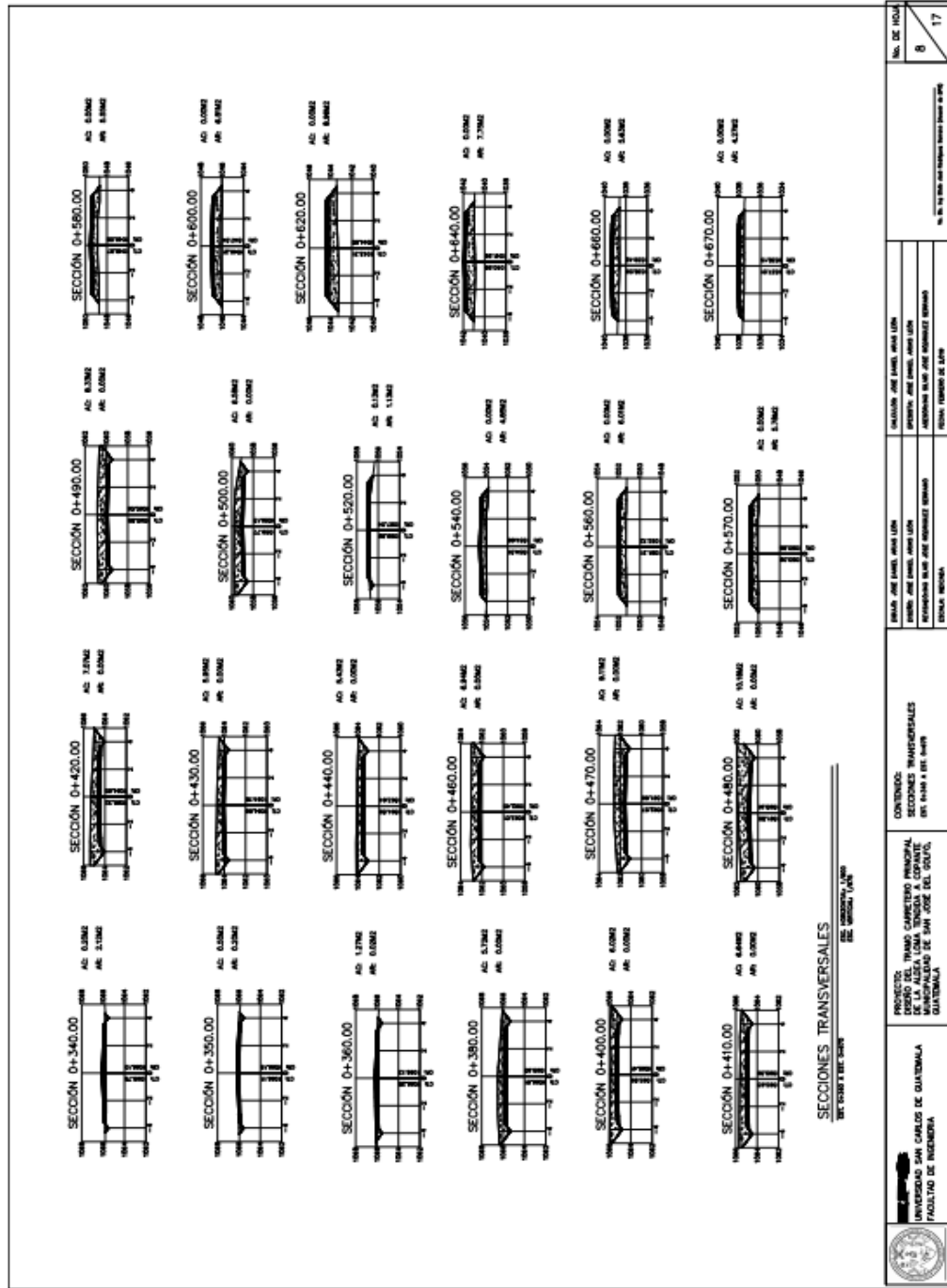
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 16. Secciones transversales de la 0+000 a la 0+330



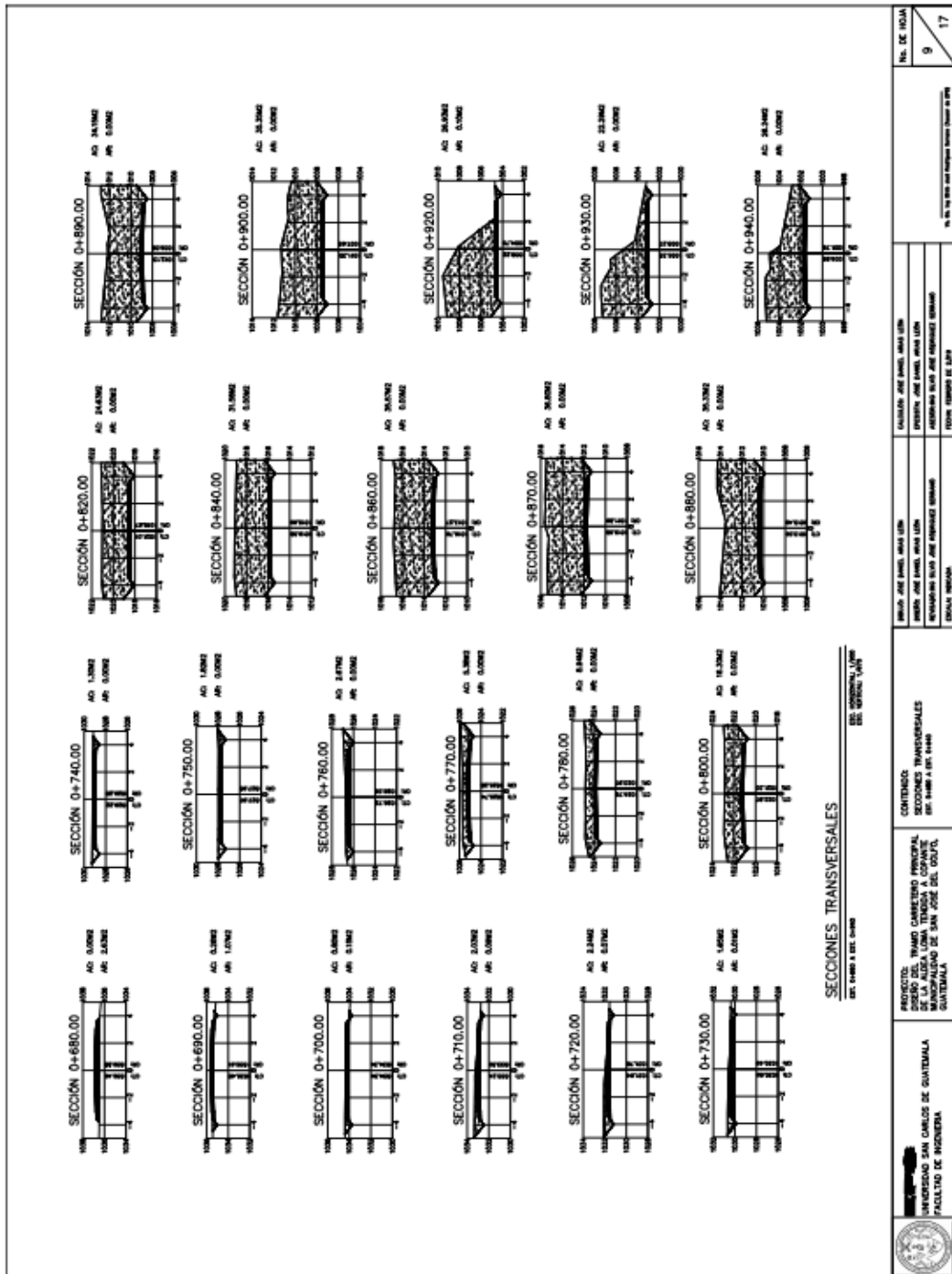
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 17. Secciones transversales de la 0+340 a la 0+670



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

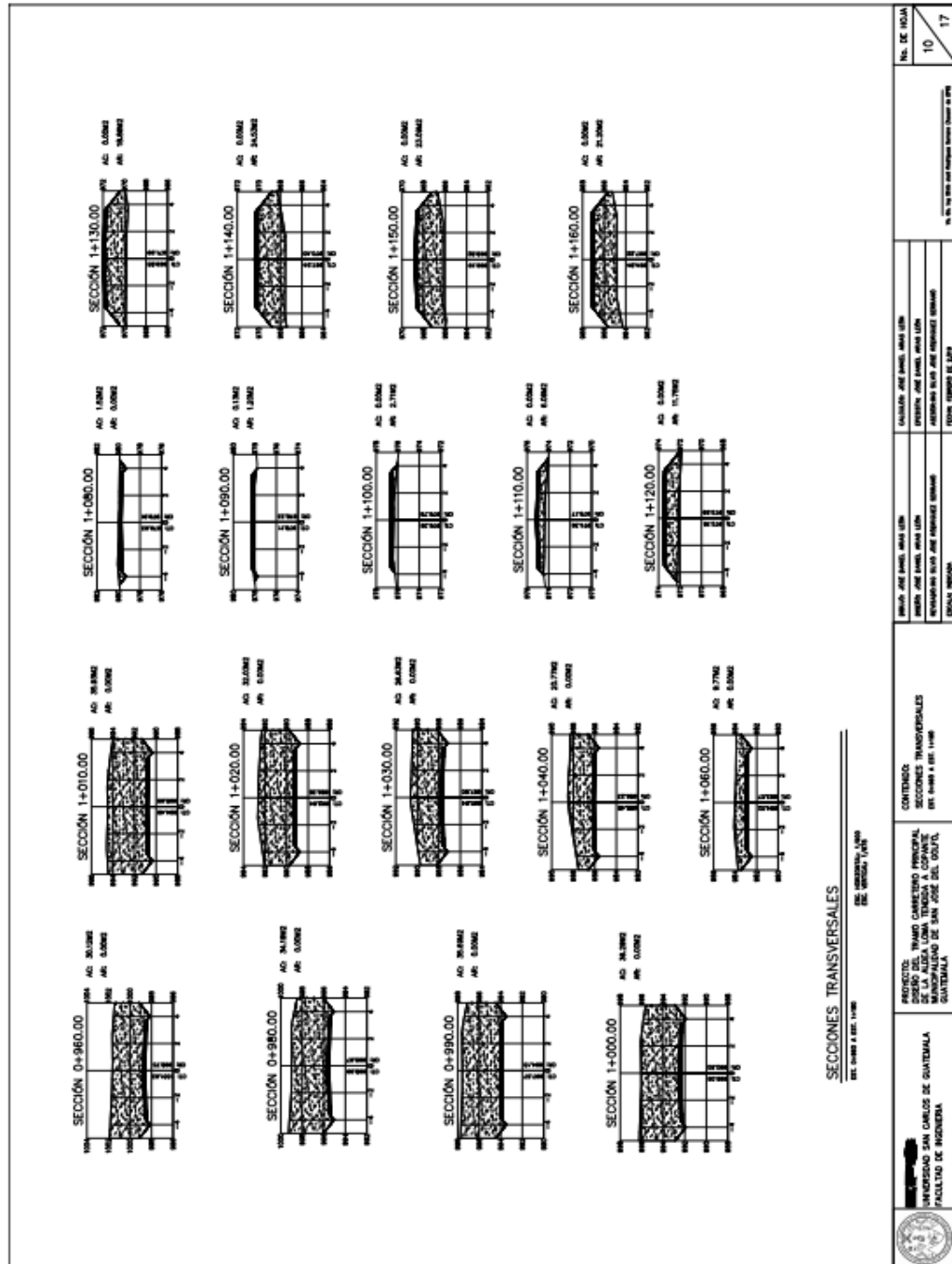
Apéndice 18. Secciones transversales de la 0+680 a la 0+940



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

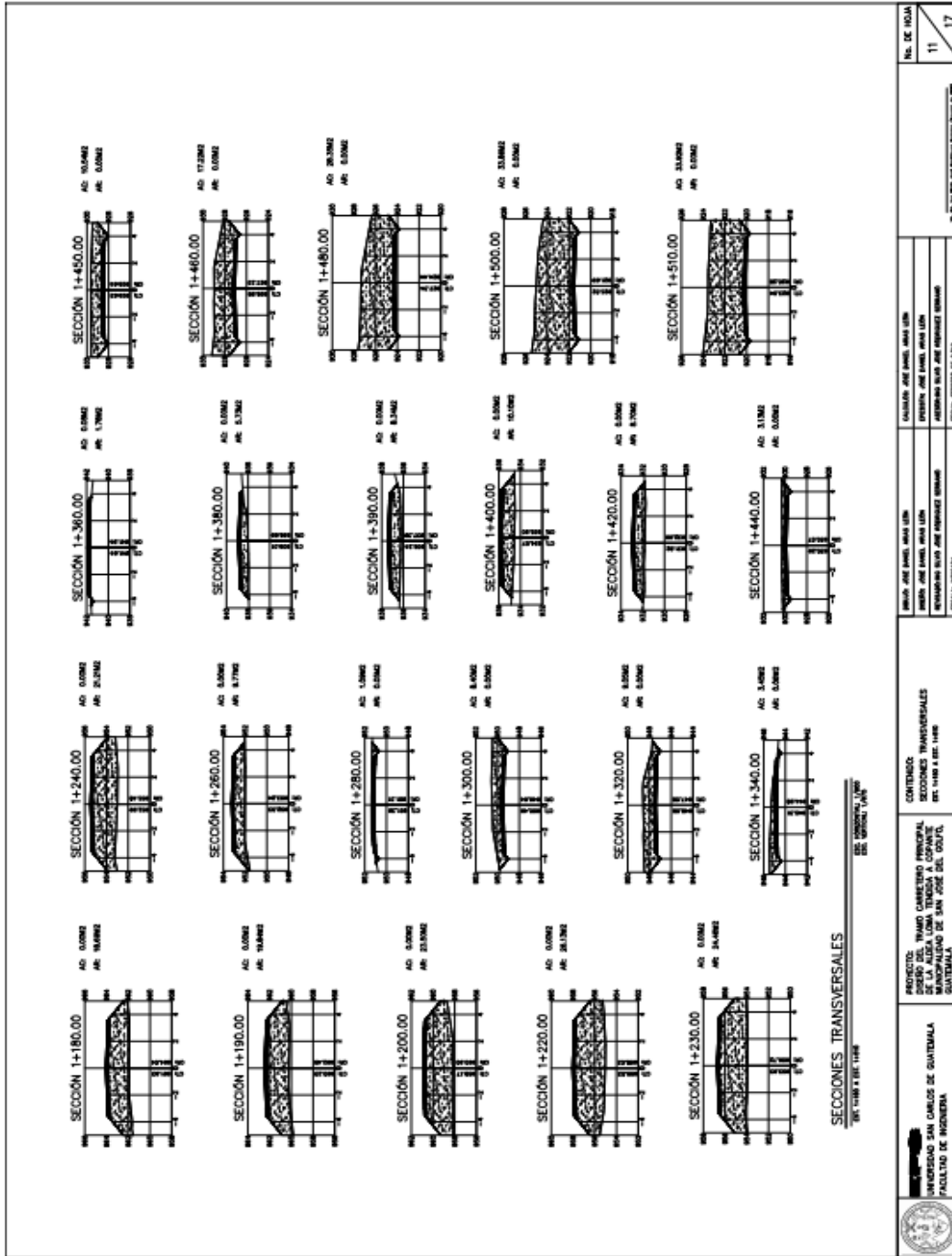
<p>UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA</p>	<p>PROYECTO: TRAMO CAMBIOS PRINCIPALES DE LA ALCA LUNA TIENDA A COPARTE, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL OJUJO, GUATEMALA</p>	<p>CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES DEL K+680 + 0.00 A K+940 + 0.00</p>	<p>ELABORADO POR: JUAN JOSÉ RAMÍREZ GONZÁLEZ</p>	<p>NO. DE HOJA: 9 / 17</p>
			<p>REVISADO POR: JUAN JOSÉ RAMÍREZ GONZÁLEZ</p>	<p>FECHA: 2018-08-08</p>

Apéndice 19. Secciones transversales de la 0+960 a la 1+160



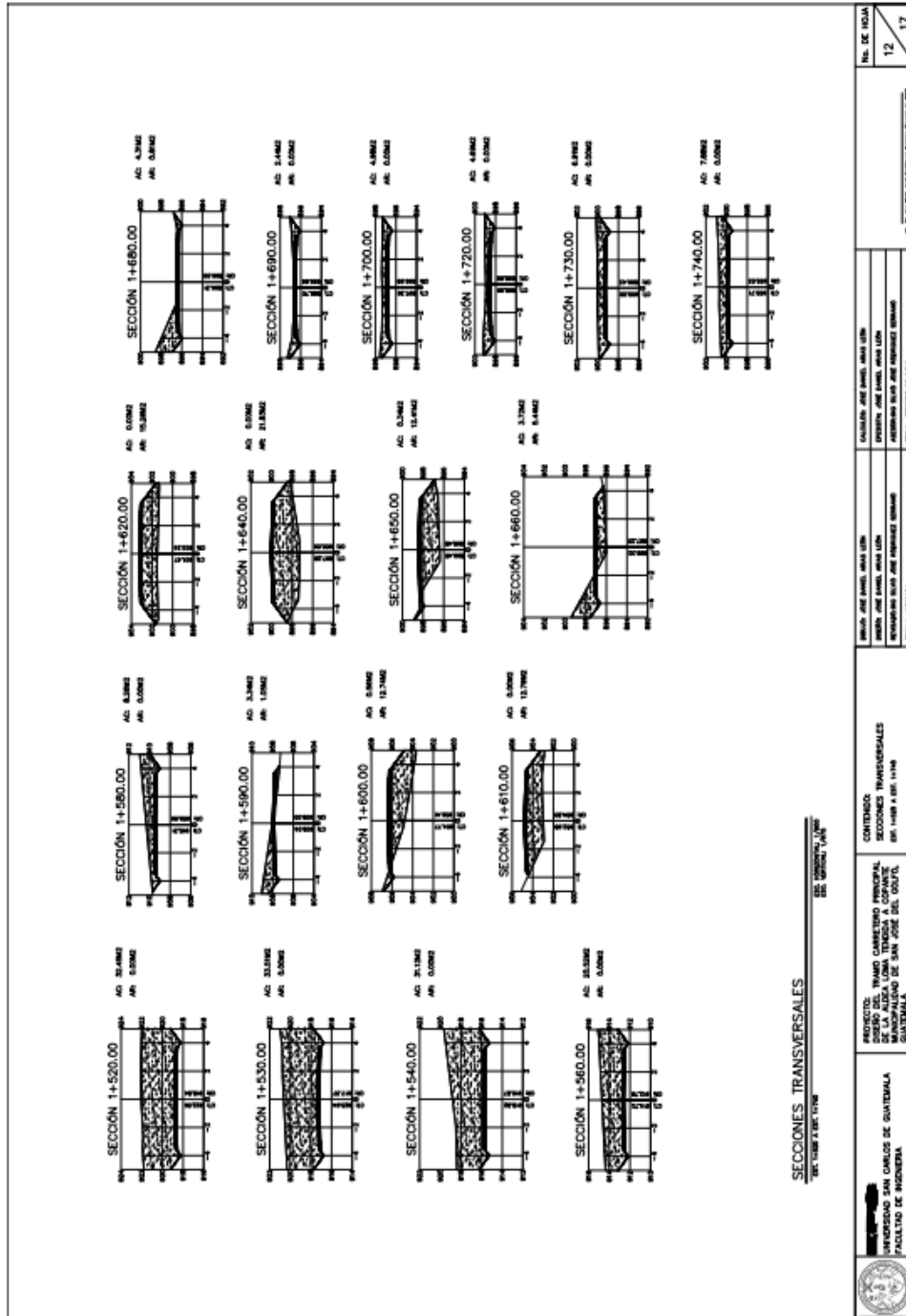
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 20. Secciones transversales de la 1+180 a la 1+510



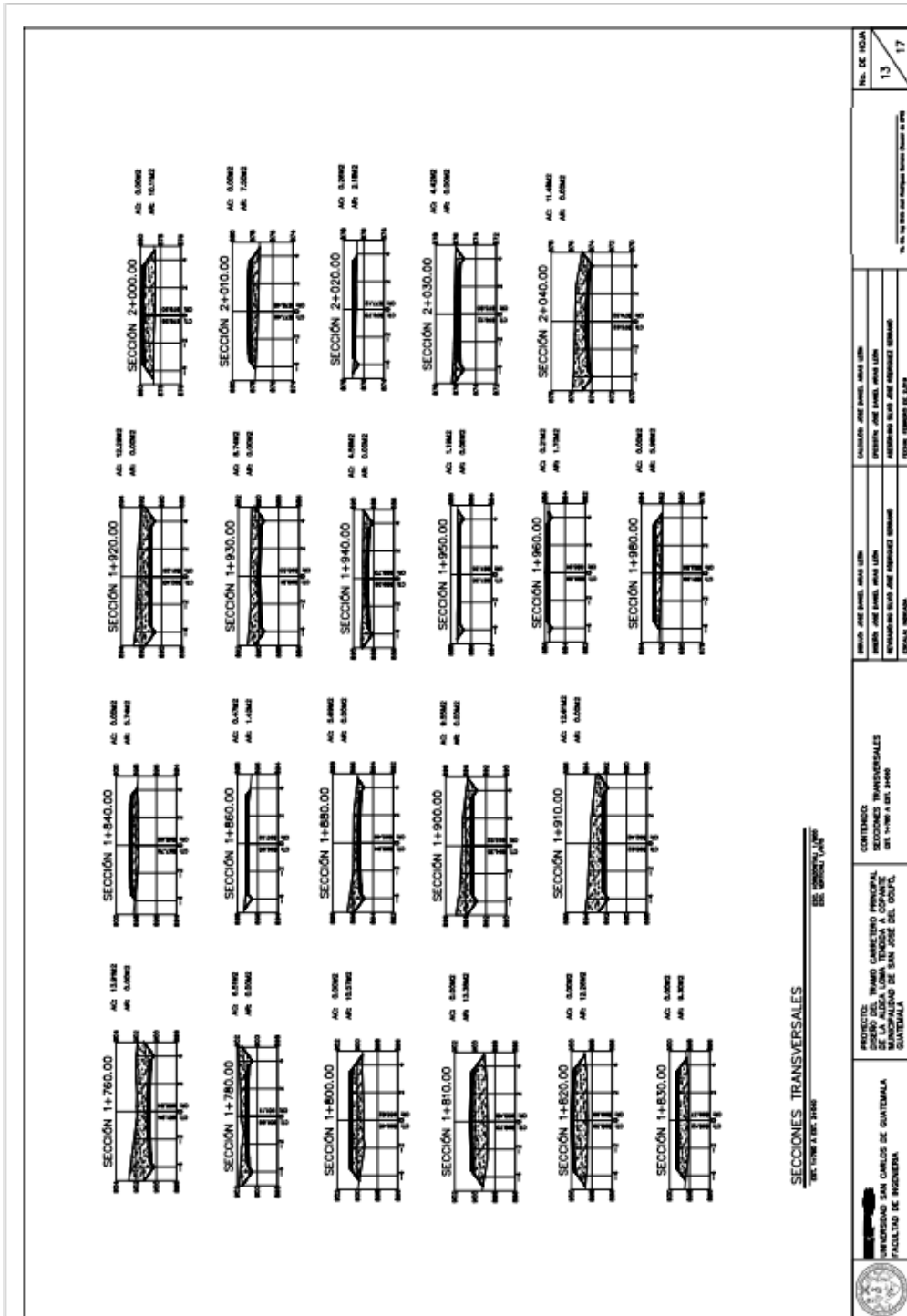
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 21. Secciones transversales de la 1+520 a la 1+740



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

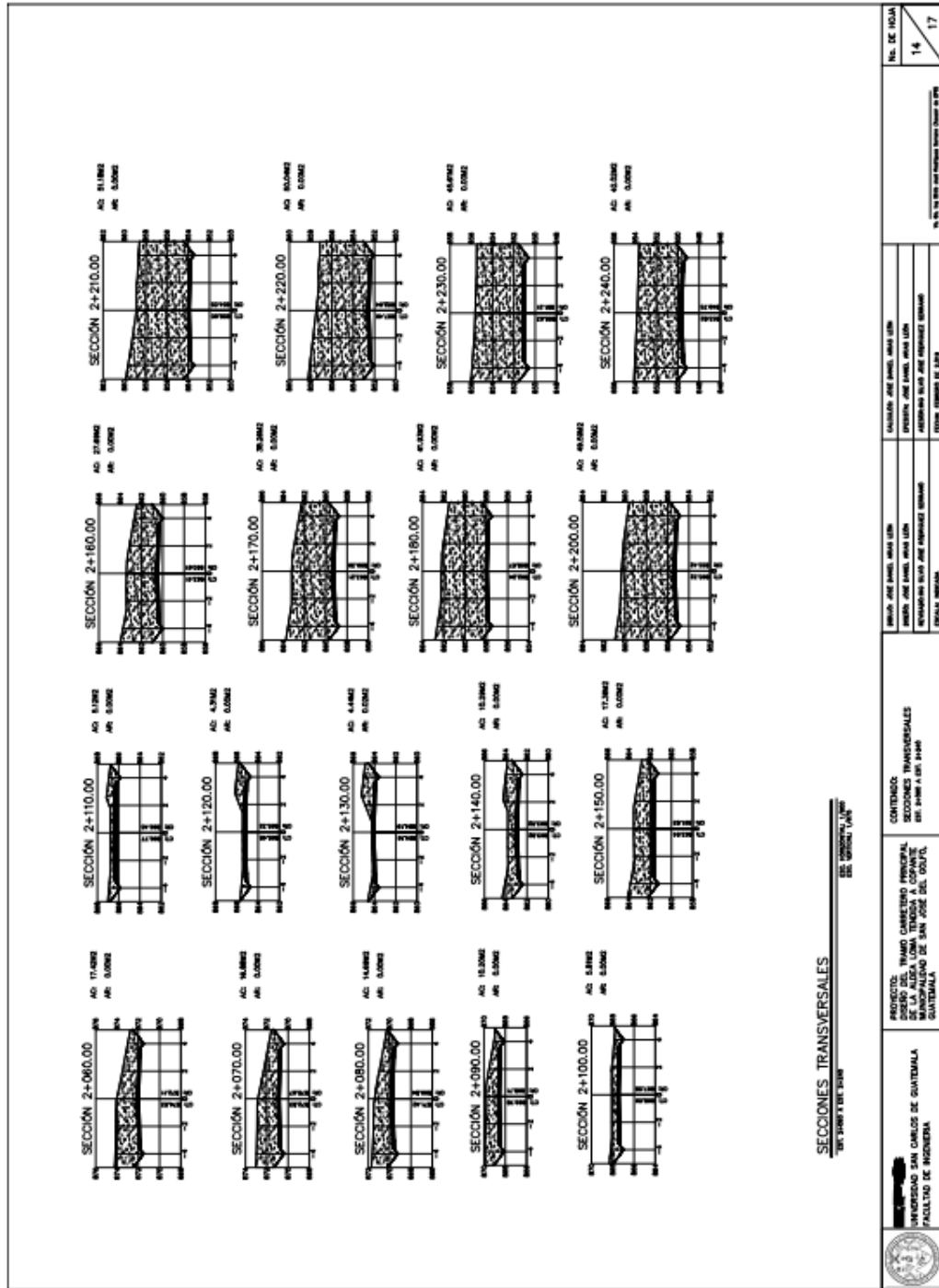
Apéndice 22. Secciones transversales de la 1+760 a la 2+040



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

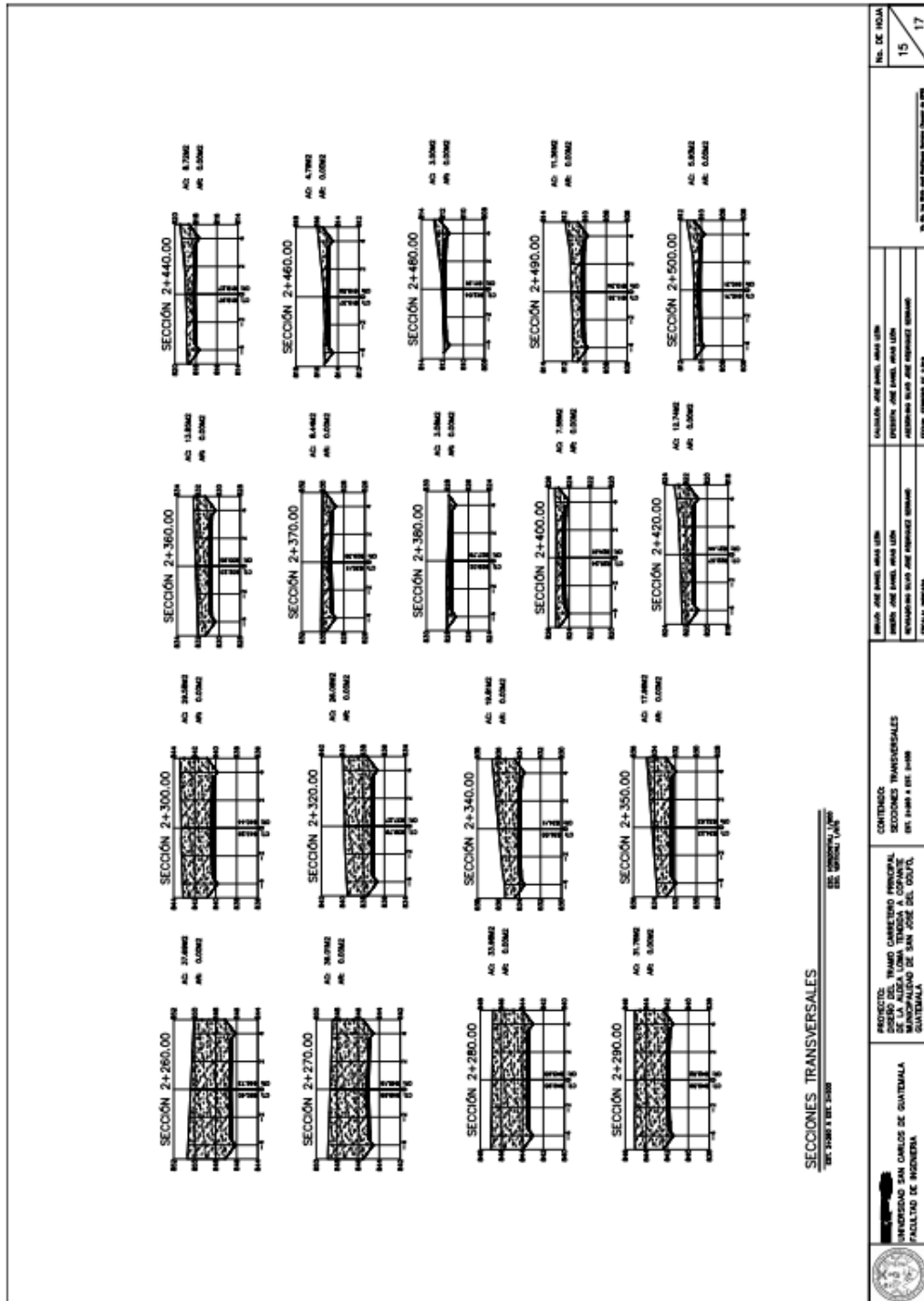
<p>UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA</p>	<p>PROYECTO: DISEÑO DEL TRAMO CAMBUCHEO PRINCIPAL DE LA ALDEA LUJA TENDON A COPANQUE CANTON DE SAN JOSE DEL CAYO, GUATEMALA</p>	<p>CONTENIDO: TRANSVERSALES DE 1760 A 2040</p>	<p>ELABORADO POR: JORGE ENRIQUE GONZALEZ REVISADO POR: JORGE ENRIQUE GONZALEZ AUTORIZADO POR: JORGE ENRIQUE GONZALEZ FECHA: 02/05/2018</p>	<p>NO. DE HOJA: 13 17</p>

Apéndice 23. Secciones transversales de la 2+060 a la 2+240



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 24. Secciones transversales de la 2+260 a la 2+500



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 25. Tablas de volúmenes de tierra

TABLA DE VOLÚMEN TOTAL					TABLA DE VOLÚMEN TOTAL					TABLA DE VOLÚMEN TOTAL				
ESTACION	ÁREA DE RESERVA	VOL. DE CORTE	VOL. DE REllENO	VOL. DE CORTE	ESTACION	ÁREA DE RESERVA	VOL. DE CORTE	VOL. DE REllENO	VOL. DE CORTE	ESTACION	ÁREA DE RESERVA	VOL. DE CORTE	VOL. DE REllENO	VOL. DE CORTE
0+000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+000.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+010.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+010.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+010.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+020.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+020.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+020.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+030.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+030.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+030.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+040.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+040.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+040.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+050.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+050.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+050.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+060.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+060.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+060.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+070.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+070.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+070.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+080.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+080.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+080.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+090.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+090.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+090.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+110.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+110.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+110.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+120.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+120.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+120.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+130.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+130.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+130.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+140.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+140.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+140.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+150.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+160.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+160.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+160.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+170.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+170.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+170.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+180.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+180.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+180.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+190.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+190.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+190.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+200.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+200.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+200.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+210.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+210.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+210.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+220.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+220.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+220.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+230.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+230.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+230.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+240.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+240.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+240.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+250.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+250.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+250.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+260.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+260.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+260.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+270.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+270.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+270.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+280.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+280.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+280.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+290.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+290.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+290.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+300.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+300.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0+300.00	0.00	0.00	0.00	0.00

TABLAS DE MOVIMIENTO DE TIERRAS

PROYECTO: VÍAS CARRETERAS RURALES
CORRECTOR DEL CARRIL CARRETERO RURAL
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DEL CAYO,
GUATEMALA

CONTENIDO:
TABLAS DE MOVIMIENTO DE TIERRAS

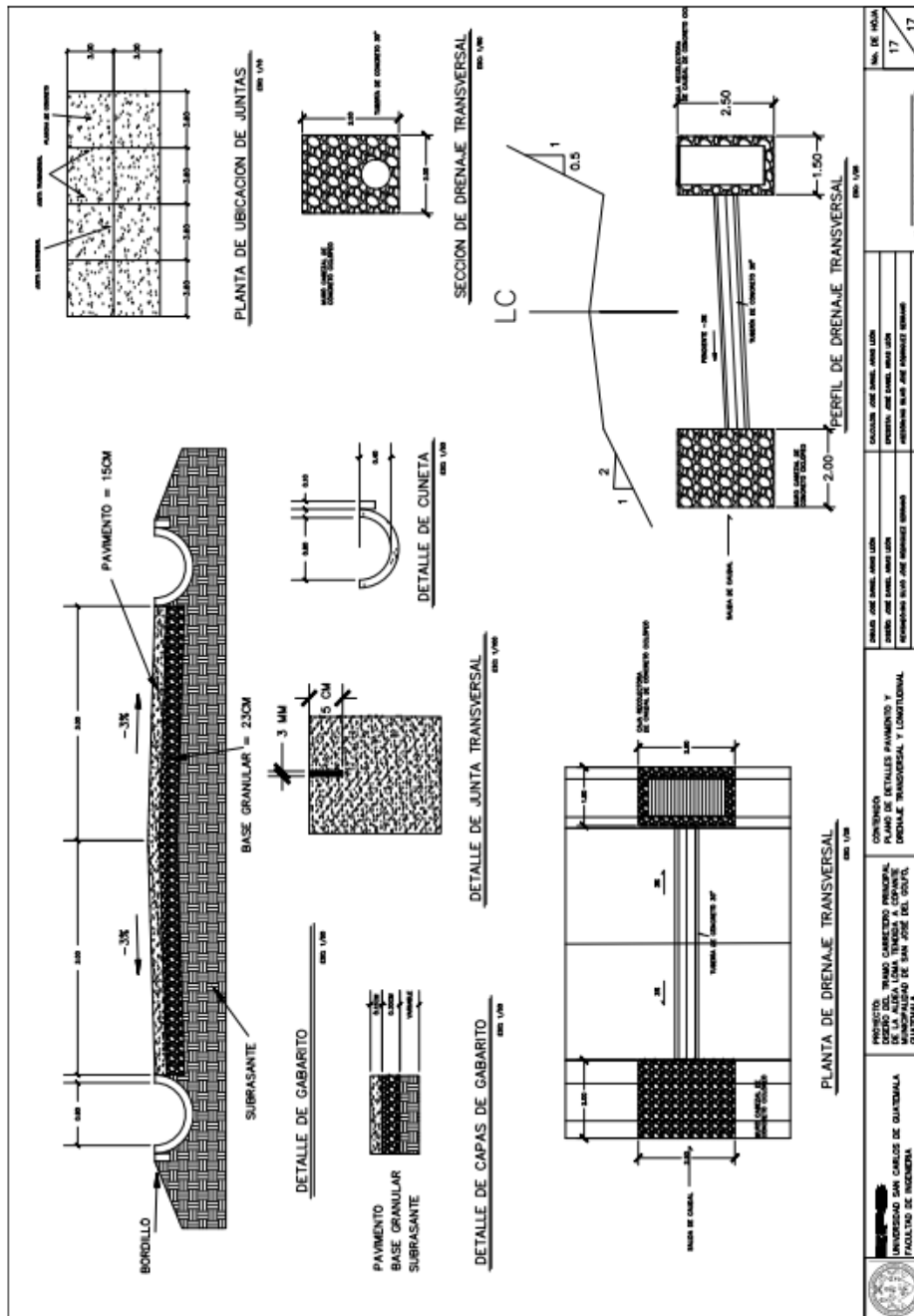
ELABORADO POR: JUAN CARLOS DE GUATEMALA
INGENIERO EN CIVIL
PROYECTO DE INGENIERIA

REVISADO POR: JAVIER MANUEL LÓPEZ
INGENIERO EN CIVIL
REVISADO POR: JAVIER MANUEL LÓPEZ
INGENIERO EN CIVIL
REVISADO POR: JAVIER MANUEL LÓPEZ
INGENIERO EN CIVIL

No. DE HOJA
16
17

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

Apéndice 26. Detalles de pavimento y drenajes

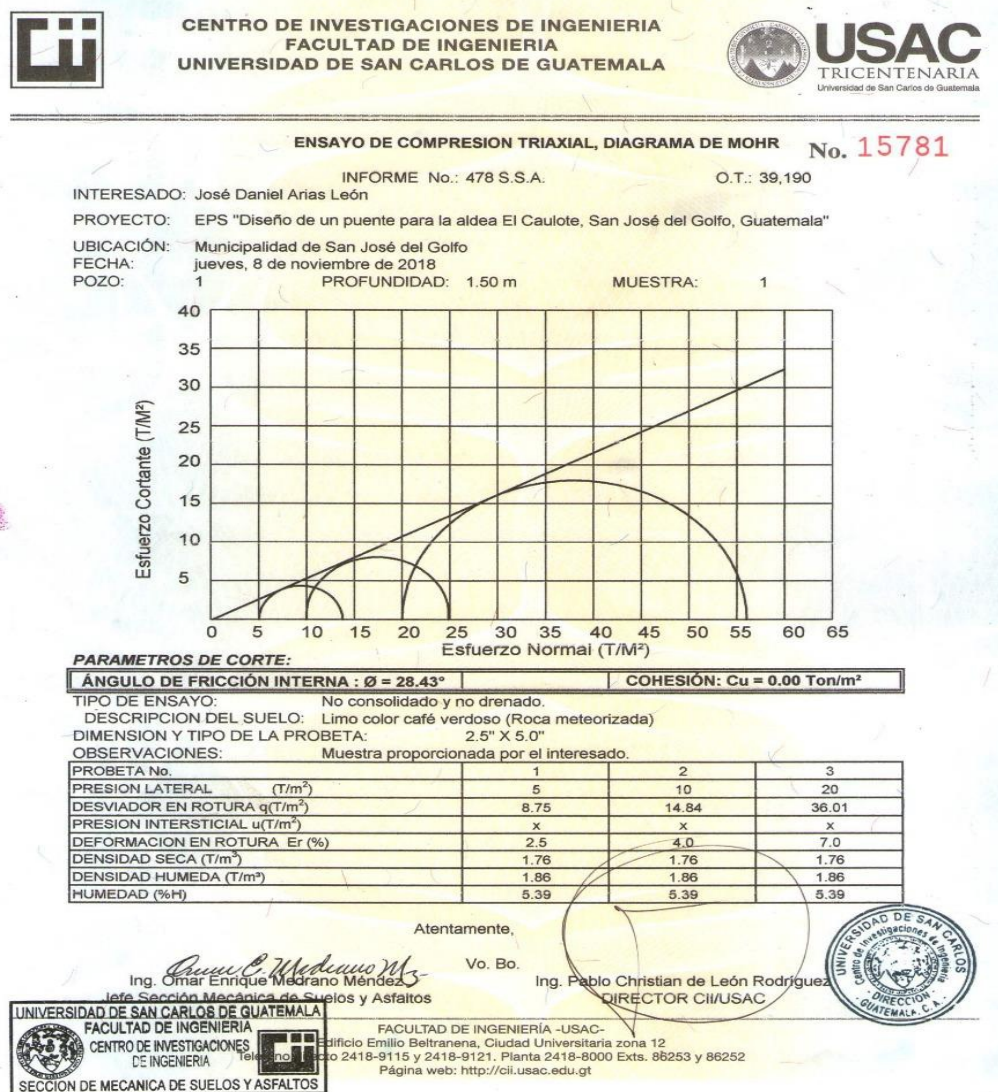


UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	TITULAR: DR. JUAN JOSÉ LÓPEZ COORDINADOR: DR. JUAN JOSÉ LÓPEZ ASISTENTE: DR. JUAN JOSÉ LÓPEZ ASISTENTE: DR. JUAN JOSÉ LÓPEZ ASISTENTE: DR. JUAN JOSÉ LÓPEZ ASISTENTE: DR. JUAN JOSÉ LÓPEZ	TÍTULO: PLAN DE DRENAJE TRANSVERSAL N.º DE HOJA: 17 TOTAL DE HOJAS: 17
	AUTORES: DR. JUAN JOSÉ LÓPEZ COORDINADOR: DR. JUAN JOSÉ LÓPEZ ASISTENTE: DR. JUAN JOSÉ LÓPEZ ASISTENTE: DR. JUAN JOSÉ LÓPEZ ASISTENTE: DR. JUAN JOSÉ LÓPEZ	TÍTULO: PLAN DE DRENAJE TRANSVERSAL N.º DE HOJA: 17 TOTAL DE HOJAS: 17

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 2018.

ANEXOS

Anexo 1. Resultado del estudio de suelos ensayo triaxial



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 2. Resultado del estudio de suelos ensayo análisis granulométrico



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

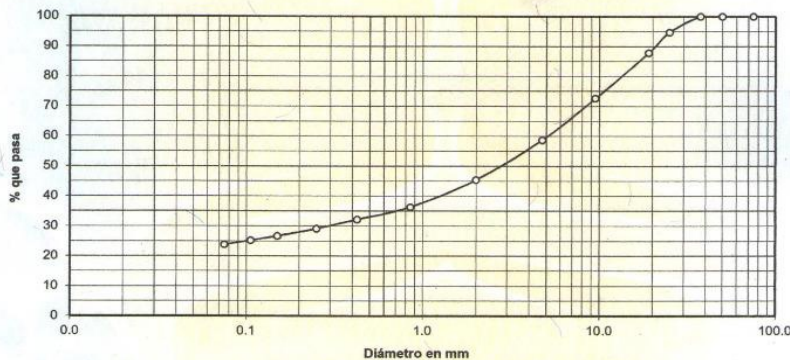


USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

Informe No.: 505 S.S.A. O.T.: 39,191 **No. 15800**
 Interesado: JOSE DANIEL ARIAS LEON
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices y lavado previo
 Norma: ASTM D6913-04
 Proyecto: EPS "DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE, MUNICIPALIDAD DE SAN JOSE EL GOLFO, GUATEMALA."

Ubicación: MUNICIPALIDAD DE SAN JOSE EL GOLFO
 Fecha: viernes, 16 de noviembre de 2018 Muestra: 1

Análisis con Tamices:					
Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100.00	10	2.00 mm	45.37
2"	50 mm	100.00	20	850 µm	36.36
1 1/2"	37.5 mm	100.00	40	425 µm	32.23
1"	25 mm	94.77	60	250 µm	29.11
3/4"	19.0 mm	87.84	100	150 µm	26.69
3/8"	9.5 mm	72.56	140	106 µm	25.24
4	4.75 mm	58.79	200	75 µm	23.80



Descripción del suelo: GRAVA Y ARENA ARCILLOSA COLOR GRIS OSCURO
 Clasificación: S.C.U.: GC % de Grava: 41.21 D10: * mm
 P.R.A.: A-2-6 % de Arena: 35.00 D30: 0.30 mm
 % de finos: 23.80 D60: 5.00 mm

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.
 * Diámetro efectivo no aplica.

Atentamente,

Vo.Bo.

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez

Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
 DIRECTOR CII/USAC



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-
 Edificio Emilio Beltranena, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono: 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 3. **Resultado del estudio de suelos ensayo Límites de Atterberg**



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

INFORME No. 504 S.S.A.

O.T.: 39,191

No. 15799

Interesado: JOSE DANIEL ARIAS LEON

Proyecto: EPS "DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE, MUNICIPALIDAD DE SAN JOSE EL GOLFO, GUATEMALA."

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: MUNICIPALIDAD DE SAN JOSE EL GOLFO

FECHA: viernes, 16 de noviembre de 2018

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	38.08	17.17	CL	GRAVA Y ARENA ARCILLOSA COLOR GRIS OSCURO

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

Atentamente,

Vo.Bo.

Ómar E. Méndez
Ing. Ómar Enrique Méndez Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos y Asfaltos

Pablo Christian de León Rodríguez
Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
DIRECTOR CII/USAC



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-
Edificio Emilio Beltranena, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 4. Resultado del estudio de suelos ensayo de compactación Proctor



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



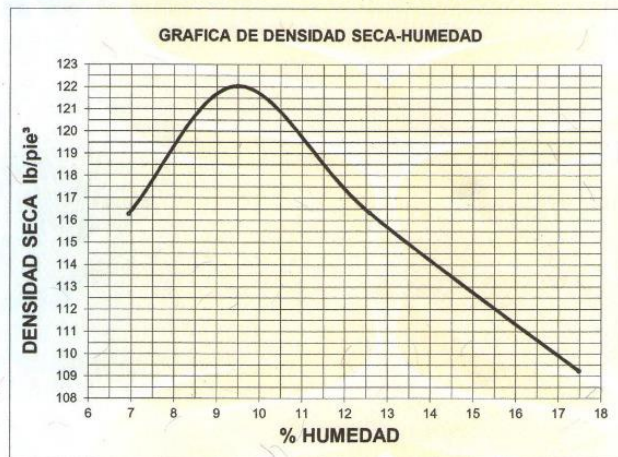
USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

INFORME No. 506 S.S.A.

O.T.: 39,191

No. 15801

Interesado: JOSE DANIEL ARIAS LEON
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN. Proctor Estándar: () Norma: A.A.S.H.T.O. T-99
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.H.T.O. T-180
Proyecto: EPS "DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE, MUNICIPALIDAD DE SAN JOSE EL GOLFO, GUATEMALA."
Ubicación: MUNICIPALIDAD DE SAN JOSE EL GOLFO
Fecha: viernes, 16 de noviembre de 2018 Muestra: 1



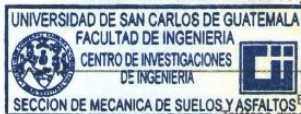
Descripción del suelo: GRAVA Y ARENA ARCILLOSA COLOR GRIS OSCURO
Densidad seca máxima γ_d : 1,954.44 Kg/m³ 122.00 lb/ft³
Humedad óptima Hop.: 9.50 %
Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

Atentamente,

Omar Enrique Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos y Asfaltos

Vo. Bo.

Pablo Christian de León Rodríguez
Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
DIRECTOR CII/USAC



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-
Edificio Emilio Beltrarena, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 5. Resultado del estudio de suelos ensayo de C.B.R



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 507 S.S.A.

O.T. No. 39,191

No. 15802

Interesado: JOSE DANIEL ARIAS LEON

Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.)

Norma: A.A.S.H.T.O.T-193

Proyecto: EPS "DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO PRINCIPAL DE LA ALDEA LOMA TENDIDA A COPANTE, MUNICIPALIDAD DE SAN JOSE EL GOLFO, GUATEMALA."

Ubicación: MUNICIPALIDAD DE SAN JOSE EL GOLFO

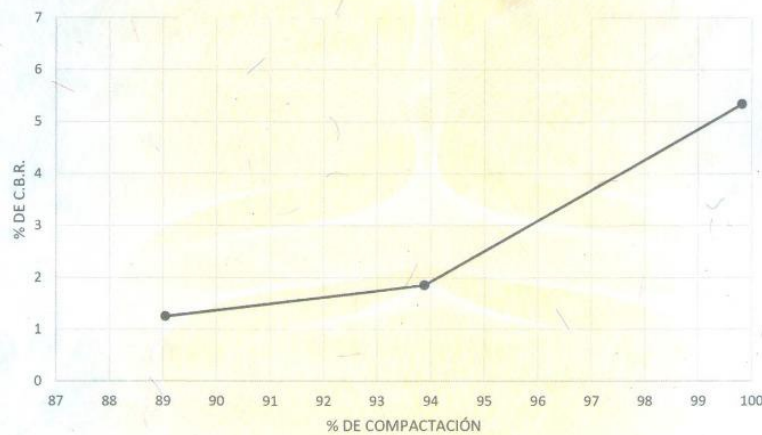
Descripción del suelo: GRAVA Y ARENA ARCILLOSA COLOR GRIS OSCURO

Fecha: viernes, 16 de noviembre de 2018

Muestra: 1

PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_d (Lb/pie ³)			
1	10	9.50	108.64	89.0	0.39	1.24
2	30	9.50	114.54	93.9	0.26	1.85
3	65	9.50	121.78	99.8	0.22	5.33

GRAFICA DE % C.B.R.- % DE COMPACTACION



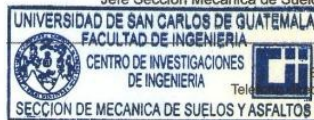
Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos y Asfaltos

Vo. Bo.

Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
DIRECTOR CII/USAC



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-
Edificio Emilio Beltranena, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 7. Formulario de evaluación ambiental según el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales



FORMATO DVGA-GA-002

EVALUACION AMBIENTAL INICIAL

ACTIVIDADES DE BAJO IMPACTO AMBIENTAL

(ACUERDO GUBERNATIVO 137-2016, REGLAMENTO DE EVALUACIÓN, CONTROL Y SEGUIMIENTO AMBIENTAL Y SU REFORMA)

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
<p>El formato debe proporcionar toda la información solicitada en los apartados, de lo contrario ventanilla única no lo aceptará.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Completar el siguiente formato de Evaluación Ambiental Inicial, colocando una X en los casillas donde corresponde y <u>debe</u> ampliar con información escrita en cada uno de los espacios del documento, en donde se requiere. • Si necesita más espacio para completar la información, puede utilizar hojas adicionales e indicar el inciso o sub-inciso a que corresponde la información. • La información <u>debe</u> ser completada, utilizando letra de molde legible o a máquina de escribir. • Este formato también puede completarlo de forma digital, el MARN puede proporcionar copia electrónica si se le facilita el disquete, CD, USB; o bien puede solicitarlo a la siguiente dirección: yunice@marn.gob.gt • Todos los espacios deben ser completados, incluso el de aquellas interrogantes en que no sean aplicables a su actividad (explicar la razón o las razones por lo que usted lo considera de esa manera). • Por ningún motivo, puede modificarse el formato y/o agregarle los datos del proponente o logo(s) que no sean del MARN. 	<p>No. Expediente:</p> <p>Clasificación del Listado Taxativo</p> <p>Firma y Sello de Recibido</p>
I. INFORMACION LEGAL	
<p>I.1. Nombre del proyecto, obra, industria o actividad (OBLIGATORIAMENTE que tenga relación con la actividad a realizar): CONSTRUCCIÓN DE CARRTERA DE LA ALDEA LONIA TENDIDA A COPANTE, SAN JOSÉ DEL GOLFO, GUATEMALA</p>	
<p>I.1.2 Descripción del proyecto, obra o actividad para lo que se solicita aprobación de este instrumento. CONSTRUCCIÓN DE CARRTERA PAVIMENTADA</p>	
<p>I.2. Información legal:</p> <p>A) Persona Individual: A.1. Representante Legal: A.2. No. de CUI del Documento Personal de Identificación (DPI): _____</p> <p>B) De la empresa: Razón social: Municipalidad de San José del Golfo, Guatemala. Nombre Comercial: No aplica. No. De Escritura Constitutiva: No aplica. Fecha de constitución: Patente de Sociedad Registro No. No aplica. Folio No. No aplica. Libro No. No aplica Patente de Comercio Registro No. No aplica. Folio No. No aplica. Libro No. No aplica.</p> <p>C) De la Propiedad: No. De Finca No aplica Folio No. No aplica Libro No. No aplica de _____ dónde se ubica el proyecto, obra, industria o actividad.</p> <p>D) De la Empresa y/o persona individual: Número de Identificación Tributaria (NIT): _____</p>	

Continuación del anexo 7.



FORMATO DVGA-GA-002

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN							
<p>I.3 Teléfono 7790-4141 Correo electrónico:</p>								
<p>I.4 Dirección de donde se ubica la actividad: (identificando calles, avenidas, número de casa, zona, aldea, cantón, barrio o similar, así como otras delimitaciones territoriales; OBLIGATORIAMENTE indicar el municipio y departamento)</p> <p>Aldea Loma Tendida a Copante, San José del Golfo, Guatemala</p> <p>Especificar Coordenadas Geográficas</p> <p style="text-align: center;">Coordenadas Geográficas Datum WGS84</p> <p style="text-align: center;">LATITUD: 14°49'38.6" N</p> <p style="text-align: center;">LONGITUD: 90°22'47.8" O</p>								
<p>I.5 Dirección para recibir notificaciones (dirección fiscal) (identificando calles, avenidas, número de casa, zona, aldea, cantón, barrio o similar, así como otras delimitaciones territoriales; OBLIGATORIAMENTE indicar el municipio y departamento)</p> <p>1ra. Avenida 2-05, zona 1, San José del Golfo, Guatemala.</p>								
<p>I.6 Si para consignar la información en este formato, fue apoyado por un profesional, por favor anote el nombre, profesión, número de teléfono y correo electrónico del mismo</p>								
<p>II. INFORMACION GENERAL</p> <p>Se debe proporcionar una descripción de las actividades que serán efectuadas en el proyecto, obra, industria o actividad según etapas siguientes:</p>								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>II.1 Etapa de Construcción</th> <th>Operación</th> <th>Abandono</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> • Apertura de carretera • Conformación de la subbase • Conformación de la base • Colocación de la carpeta de rodadura. • Construcción de drenajes </td> <td> <ul style="list-style-type: none"> • Actividades o procesos • Maquinaria y camiones de volteo. • Tránsito de vehículos </td> <td> <ul style="list-style-type: none"> • Desalojo de maquinaria • Limpieza del área de trabajo </td> </tr> </tbody> </table>	II.1 Etapa de Construcción	Operación	Abandono	<ul style="list-style-type: none"> • Apertura de carretera • Conformación de la subbase • Conformación de la base • Colocación de la carpeta de rodadura. • Construcción de drenajes 	<ul style="list-style-type: none"> • Actividades o procesos • Maquinaria y camiones de volteo. • Tránsito de vehículos 	<ul style="list-style-type: none"> • Desalojo de maquinaria • Limpieza del área de trabajo 		
II.1 Etapa de Construcción	Operación	Abandono						
<ul style="list-style-type: none"> • Apertura de carretera • Conformación de la subbase • Conformación de la base • Colocación de la carpeta de rodadura. • Construcción de drenajes 	<ul style="list-style-type: none"> • Actividades o procesos • Maquinaria y camiones de volteo. • Tránsito de vehículos 	<ul style="list-style-type: none"> • Desalojo de maquinaria • Limpieza del área de trabajo 						
<p>II.3 Área</p> <p>a) Área total de terreno en metros cuadrados: 26,000.00</p> <p>b) Área de ocupación del proyecto en metros cuadrados: 20,000.00</p> <p>Área total de construcción en metros cuadrados: 20,000.00</p>								

Continuación del anexo 7.

INSTRUCCIONES		PARA USO INTERNO DEL MARN																								
<p>II.4 Actividades colindantes al proyecto:</p> <p>NORTE Concepción Grande SUR Aldea San Antonio El Angel ESTE Aldea Joya de los Temeros OESTE Aldea El Jaballal</p> <p>Describir detalladamente las características del entorno (viviendas, barrancos, ríos, basureros, iglesias, centros educativos, centros culturales, etc.):</p>																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th>DESCRIPCION</th> <th>DIRECCION (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)</th> <th>DISTANCIA AL PROYECTO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Concepción Grande</td> <td>NORTE</td> <td>1.2 km</td> </tr> <tr> <td>Aldea San Antonio El Angel</td> <td>SUR</td> <td>2 km</td> </tr> <tr> <td>Aldea Joya de los Temeros</td> <td>ESTE</td> <td>1.4 km</td> </tr> <tr> <td>Aldea El Jaballal</td> <td>OESTE</td> <td>2.8 km</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>			DESCRIPCION	DIRECCION (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL PROYECTO	Concepción Grande	NORTE	1.2 km	Aldea San Antonio El Angel	SUR	2 km	Aldea Joya de los Temeros	ESTE	1.4 km	Aldea El Jaballal	OESTE	2.8 km									
DESCRIPCION	DIRECCION (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL PROYECTO																								
Concepción Grande	NORTE	1.2 km																								
Aldea San Antonio El Angel	SUR	2 km																								
Aldea Joya de los Temeros	ESTE	1.4 km																								
Aldea El Jaballal	OESTE	2.8 km																								
<p>II.5 Dirección del viento:</p> <p style="text-align: center;">Noreste</p>																										
<p>II.6 En el área donde se ubica la actividad, ¿a qué tipo de riesgo ha estado o está expuesto?</p> <p>a) inundación (<input checked="" type="checkbox"/>) b) explosión (<input type="checkbox"/>) c) deslizamientos (X)</p> <p>d) derrame de combustible (<input checked="" type="checkbox"/>) e) fuga de combustible (<input type="checkbox"/>) d) incendio (<input type="checkbox"/>) e) Otro (<input type="checkbox"/>)</p> <p>Detalle la información _____ _____ _____</p>																										
<p>II.7 Datos laborales</p> <p>a) Jornada de trabajo: Diurna (<input checked="" type="checkbox"/>) Nocturna (<input type="checkbox"/>) Mixta (X) Horas Extras _____</p> <p>b) Número de empleados por jornada 12 Total empleados 24</p>																										
<p>II.8 USO Y CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES, REFRIGERANTES, OTRO...</p> 																										

|

Continuación del anexo 7.

INSTRUCCIONES				PARA USO INTERNO DEL MARN			
CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES, REFRIGERANTES, OTROS...							
	Tipo	SI/ No	Cantidad (mes día y hora)	Proveedor	Uso	Especificaciones u observaciones	Forma de almacenamiento
Agua	Servicio público	SI	3000 lts/día	Municipalidad	Conformación de base, subbase y fundición.		Cisterna
	Pozo						
	Agua especial						
	Superficial						
Combustible	Otro						
	Gasolina	SI	3 gal/día	Municipalidad	Equipo		Cisterna
	Diésel	SI	35 gal/día	Municipalidad	Transporte de maquinaria y camiones		Cisterna
	Bunker						
	Glo						
	Otro						
Lubricantes	Solubles						
	No solubles						
Refrigerantes							
Otros	Antiac.	SI	5 gal/día	Municipalidad	Fraguado del concreto		Cisterna
<p>NOTA: si se cuenta con licencia extendida por la Dirección General de Hidrocarburos del Ministerio de Energía y Minas, para comercialización o almacenaje de combustible. Adjuntar copia</p> <p>III. IMPACTO AL AIRE</p> <p>GASES Y PARTICULAS</p> <p>III.1 Las acciones u operaciones de la Actividad, producen gases o partículas (Ejemplo: polvo, vapores, humo, niebla, material particulado, etc.) que se dispersan en el aire? ¿Ampliar la información e indicar la fuente de donde se generan? Debido al movimiento de tierras se produce polvo y por el uso de maquinaria se produce humo.</p> <p>MITIGACION</p>							

Continuación del anexo 7.



FORMATO

DVGA-GA-002

III.2 ¿Qué se está haciendo o qué se hará para evitar que los gases o partículas impacten el aire, el vecindario o a los trabajadores?
Se estarán dando charlas a los vecinos de medidas de prevención y a los trabajadores se protegerán con equipo; tales como mascarillas.

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
RUIDO Y VIBRACIONES	
III.3 ¿Las operaciones de la empresa producen sonidos fuertes (ruido), o vibraciones? Si	
III.4 En donde se genere el sonido y/o las vibraciones (maquinaria, equipo, instrumentos musicales, vehículos, etc.) Dentro del tramo carretero	
III.5 ¿Qué se está haciendo o que acciones se tomarán para evitar que el ruido o las vibraciones afecten al vecindario y a los trabajadores? Se estarán dando charlas a los vecinos de prevención y a los trabajadores se les brindará equipo de protección.	
OLORES	
III.6 Si como resultado de sus actividades se emiten olores (ejemplo: cocción de alimentos, aromáticos, solventes, etc.), explicar con detalles la fuente de generación y el tipo o características del o los olores: No se generarán gases	
III.7 Explicar que se está haciendo o se hará para evitar que los olores se dispersen en el ambiente?	
IV. EFECTOS DE LA ACTIVIDAD EN EL AGUA	
AGUAS RESIDUALES	
CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES	
IV.1 Con base en el Acuerdo Gubernativo 236-2006, Reglamento de las Descargas y Re-uso de Aguas Residuales y de la Disposición de Lodos, ¿qué tipo de aguas residuales (aguas negras) se generan? a) Ordinarias (aguas residuales generadas por las actividades domésticas) b) Especiales (aguas residuales generadas por servicios públicos municipales, actividades de servicio, industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias) c) Mezcla de las anteriores d) Otro;	
Cualquiera que fuera el caso, explicar la información, indicando el caudal (cantidad) de aguas residuales generado _____ Se generan aguas ordinarias, que provienen de los servicios sanitarios de los trabajadores, provocando un caudal de 0.10 lts/seg.	
IV.2 Indicar el número de servicios sanitarios _____ 2 _____	

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

www.marn.gob.gt

Síguenos en



Continuación del anexo 7.

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	
IV.3 Describir que tipo de tratamiento se da o se propone dar a las aguas residuales generadas por la actividad. (usar hojas adicionales)	
a) sistema de tratamiento: Desfogar en pozos de absorción. b) Capacidad: Pozos de absorción de 10,000 litros c) Operación y mantenimiento: d) Caudal a tratar: 0.10 (litros)	
DESCARGA FINAL DE AGUAS RESIDUALES	
IV. 4 Indique el punto de descarga de las aguas residuales, por ejemplo, en pozo de absorción, colector municipal, río, lago, mar u otro e indicar si se le efectuó tratamiento de acuerdo con el numeral anterior	
Pozo de absorción	
AGUA DE LLUVIA (AGUAS PLUMALES)	
IV.5 Explicar la forma de captación de agua de lluvia y el punto de descarga de la misma (zanjones, ríos, pozos de absorción, alcantarillado, etc.)	
Se descargarán sobre los zanjones	
V. EFECTOS DE LA ACTIVIDAD SOBRE EL SUELO (Sistema edáfico y lítico)	
DESECHOS SÓLIDOS	
VOLUMEN DE DESECHOS	
V.1 Especifique el volumen de desechos o desperdicios genera la actividad desarrollada:	
<input type="checkbox"/> a) Similar al de una residencia 11 libras/día <input checked="" type="checkbox"/> b) Generación entre 11 a 222 libras/día <input type="checkbox"/> c) Generación entre 222 libras y 1000 libras/día <input type="checkbox"/> d) Generación mayor a 1000 libras por día	
V.2 Además de establecer la cantidad generada de desechos sólidos, se deben caracterizar e indicar el tipo de desecho (basura común, desechos de tipo industrial o de proceso, desechos hospitalarios, orgánicos, etc.):	
Desecho común	
V.3. Partiendo de la base que todos los Desechos Peligrosos, son todos aquellos que posean una o más de las características siguientes: corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos, inflamables, biológico infecciosos, se genera en su actividad algún tipo de desecho con estas características y en qué cantidad?	
No se generan desechos peligrosos	
V.4 Se efectúa algún tipo de tratamiento de los desechos (comunes o peligrosos), Explicar el método y/o equipo utilizado	
Ninguno	
V.5 Si los desechos se trasladan a otro lugar, para tratamiento o disposición final, indicar el tipo de transporte utilizado	
No aplica	
V.6 Contempla la empresa algún mecanismo o actividad para disminuir la cantidad o el tipo de desechos generados, ¿o bien evitar que éstos sean dispuestos en un botadero?	
No	
V.7 Indicar el sitio de disposición final de los desechos generados (comunes y peligrosos)	
Pozo de absorción	

Continuación del anexo 7.

INSTRUCCIONES		PARA USO INTERNO DEL MARN
VI. DEMANDA Y CONSUMO DE ENERGIA		
CONSUMO		
VI.1 Consumo de energía por unidad de tiempo (kW/h _o o kW/mes) _____		
VI.2 Forma de suministro de energía		
a) Sistema público _____		
b) Sistema privado _____		
c) generación propia _____ Generadores de gasolina		
VI.3 Dentro de los sistemas eléctricos de la empresa se utilizan transformadores, condensadores, capacitores o inyectores eléctricos? SI _____ NO X		
VI.4 Qué medidas propone para disminuir el consumo de energía o promover el ahorro de energía? Eficiencia máxima		
VII. POSIBILIDAD DE AFECTAR LA BIODIVERSIDAD (ANIMALES, PLANTAS, BOSQUES, ETC.)		
VII.1 En el sitio donde se ubica la empresa o actividad, existen:		
- Bosques _____		
- Animales _____		
- Otros _____		
Especificar información _____		
VII.2 La operación de la empresa requiere efectuar corte de árboles? SI		
VII.3 ¿Las actividades de la empresa, pueden afectar la biodiversidad del área? SI (✓) NO (X) Por qué? Solo se trabajará sobre el tramo carretera, quedando libre el resto del area .		
VIII. TRANSPORTE		
VIII.1 En cuanto a aspectos relacionados con el transporte y parqueo de los vehículos de la empresa, proporcionar los datos siguientes:		
a) Número de vehículos 10		
b) Tipo de vehículo Camiones y pick up.		
c) sitio para estacionamiento y área que ocupe Entrada a la carretera		
d) Horario de circulación vehicular 6:30 a 18:30		
e) Vías alternas No		
IX. EFECTOS SOCIALES, CULTURALES Y PAISAJISTICOS		
ASPECTOS CULTURALES		
IX.1 En el área donde funciona la actividad, existe alguna (s) etnia (s) predominante, cuál?		

Continuación del anexo 7.

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
RECURSOS ARQUEOLÓGICOS Y CULTURALES	
IX.2 Con respecto de la actividad y los recursos culturales, naturales y arqueológicos, Indicar lo siguiente:	
a) <input checked="" type="checkbox"/> La actividad no afecta a ningún recurso cultural, natural o arqueológico. _____ b) <input type="checkbox"/> La actividad se encuentre adyacente a un sitio cultural, natural o arqueológico. _____ c) <input type="checkbox"/> La actividad afecta significativamente un recurso cultural, natural o arqueológico. _____	
Ampliar información de la respuesta seleccionada	
ASPECTOS SOCIAL	
IX.3 En algún momento se han prohibido molestias con respecto a las operaciones de la empresa, ¿por parte del vecindario? SI () NO (X)	
IX.4 ¿Qué tipo de molestias? Ninguna	
IX.5 ¿Qué se ha hecho o se propone realizar para no afectar al vecindario? No aplica	
PAISAJE	
IX.6 Cree usted que la actividad afecta de alguna manera el paisaje? ¿Explicar por qué? No, porque ya es una brecha abierta, y se evitara la tala de árboles y naturaleza del lugar.	
X. EFECTOS Y RIESGOS DERIVADOS DE LA ACTIVIDAD	
X.1 Efectos en la salud humana de la población circunvecina:	
a) <input checked="" type="checkbox"/> La actividad no representa riesgo a la salud de pobladores cercanos al sitio b) <input type="checkbox"/> La actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de pobladores c) <input type="checkbox"/> La actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de pobladores	
Del inciso marcado explique las razones de su respuesta, identificar que o cuales serian las actividades riesgosas:	
X.3 riesgos ocupacionales:	
<input type="checkbox"/> Existe alguna actividad que representa riesgo para la salud de los trabajadores <input checked="" type="checkbox"/> La actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de los trabajadores <input type="checkbox"/> La actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de los trabajadores <input type="checkbox"/> No existen riesgos para los trabajadores	
Ampliar información:	
Puede provocar enfermedades respiratorias por el polvo ocasionado al movimiento de tierra.	
Equipo de protección personal	
X.4 Se provee de algún equipo de protección para los trabajadores? SI (X) NO ()	
X.5 Detallar que clase de equipo de protección se proporciona: Mascarillas, cascos, chalecos, tapones para los oídos y guantes.	
X.6 ¿Qué medidas ha realizado o que medidas propone para evitar las molestias o daños a la salud de la población y/o trabajadores?	
Informar por medio de charlas a los pobladores sobre la prevención y brindar equipo de seguridad a los trabajadores.	