



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

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR EN COMUNIDAD SANTA ANITA LA UNIÓN Y DEL
PAVIMENTO RÍGIDO PARA CALLE DE COLONIA SAN FRANCISCO Y SECTOR EL
MANANTIAL HACIA CALLE PRINCIPAL Y CALLE DE COLONIA 15 DE SEPTIEMBRE,
COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO**

Mónica María Roquel Cárdenas

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, abril de 2024

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR EN COMUNIDAD SANTA ANITA LA UNIÓN Y DEL
PAVIMENTO RÍGIDO PARA CALLE DE COLONIA SAN FRANCISCO Y SECTOR EL
MANANTIAL HACIA CALLE PRINCIPAL Y CALLE DE COLONIA 15 DE SEPTIEMBRE,
COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

MÓNICA MARÍA ROQUEL CÁRDENAS

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2024

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. José Francisco Gómez Rivera (a. i.)
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Ing. Kevin Vladimir Cruz Lorente
VOCAL V	Ing. Fernando José Paz Gonzáles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. José Francisco Gómez Rivera (a. i.)
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR EN COMUNIDAD SANTA ANITA LA UNIÓN Y DEL
PAVIMENTO RÍGIDO PARA CALLE DE COLONIA SAN FRANCISCO Y SECTOR EL
MANANTIAL HACIA CALLE PRINCIPAL Y CALLE DE COLONIA 15 DE SEPTIEMBRE,
COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 08 de noviembre de 2019.

Mónica María Roquel Cárdenas

Universidad de San Carlos de
Guatemala



Facultad de Ingeniería
Unidad de EPS

Guatemala, 13 de septiembre de 2023
REF.EPS.DOC.373.09.2023

Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Argueta Hernández:

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de la estudiante universitaria **Mónica María Roquel Cárdenas**, CUI 3363 96740 0917 y **Registro Académico 201503734** de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR EN COMUNIDAD SANTA ANITA LA UNIÓN Y DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA CALLE DE COLONIA SAN FRANCISCO Y SECTOR EL MANANTIAL HACIA CALLE PRINCIAL Y CALLE DE COLONIA 15 DE SEPTIEMBRE, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO.**

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”

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Silvio José Rodríguez Serrano'.

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

c.c. Archivo
SJRS/ra

Edificio de EPS, Facultad de Ingeniería, Ciudad Universitaria, zona 12.
Teléfono directo: 2442-3509

Universidad de San Carlos de
Guatemala



Facultad de Ingeniería
Unidad de EPS

Guatemala, 24 de octubre de 2023
REF.EPS.D.324.09.2023

Ing. Armando Fuentes Roca
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Fuentes Roca:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR EN COMUNIDAD SANTA ANITA LA UNIÓN Y DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA CALLE DE COLONIA SAN FRANCISCO Y SECTOR EL MANANTIAL HACIA CALLE PRINCIAL Y CALLE DE COLONIA 15 DE SEPTIEMBRE, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO**, que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Mónica María Roquel Cárdenas, CUI 3363 96740 0917 y Registro Académico 201503734**, quien fue debidamente asesorada y supervisada 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, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS

OAH/ra

Guatemala, 12 de octubre de 2023

Ingeniero
Armando Fuentes Roca
DIRECTOR
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
USAC

Estimado Ingeniero Fuentes:

Por este medio se informa que el Área de Topografía y Transportes, ha aprobado el trabajo de graduación denominado: **“DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR EN COMUNIDAD SANTA ANITA LA UNIÓN Y DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA CALLE DE COLONIA SAN FRANCISCO Y SECTOR EL MANANTIAL HACIA CALLE PRINCIPAL Y CALLE DE COLONIA 15 DE SEPTIEMBRE, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO”**, el cual fue presentado por el estudiante de Ingeniería Civil **Mónica María Roquel Cárdenas**, con CUI **3363967400917** y registro académico No. **201503734**, quien contó con la asesoría de la Ingeniero Civil **Silvio José Rodríguez Serrano**. Y después de haber realizado las correcciones pertinentes por el estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil.

Por lo que considero que este trabajo llena los requisitos planteados y que representa un aporte para la Facultad de Ingeniería, por lo que se aprueba al mismo, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, le saludo muy atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS,



Ing. Alejandro Castañón López
Coordinación de Área de
Topografía y Transportes

FACULTAD DE INGENIERÍA
ÁREA
DE TOPOGRAFÍA
Y TRANSPORTES
COORDINACIÓN



LNG.DIRECTOR.030.EIC.2024

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del Asesor, el visto bueno del Coordinador de Área y la aprobación del área de lingüística del trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR EN COMUNIDAD SANTA ANITA LA UNIÓN Y DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA CALLE DE COLONIA SAN FRANCISCO Y SECTOR EL MANANTIAL HACIA CALLE PRINCIPAL Y CALLE DE COLONIA 15 DE SEPTIEMBRE, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO**, presentado por: **Mónica María Roquel Cárdenas**, procedo con el Aval del mismo, ya que cumple con los requisitos normados por la Facultad de Ingeniería.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”



Ing. Armando Fuentes Roca
Director

Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala, febrero de 2024



LNG.DECANATO.OI.086.2024

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR EN COMUNIDAD SANTA ANITA LA UNIÓN Y DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA CALLE DE COLONIA SAN FRANCISCO Y SECTOR EL MANANTIAL HACIA CALLE PRINCIPAL Y CALLE DE COLONIA 15 DE SEPTIEMBRE, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO**, presentado por: **Mónica María Roquel Cárdenas**, después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. José Francisco Gómez Rivera

Decano a.i.

Guatemala, abril de 2024

JFGR/gaoc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por guiarme en este camino y darme la oportunidad de cumplir mis metas.
- Mi madre** Rafaela Cárdenas, por ser la persona que más cree en mí, por todo el amor que me da y demuestra cada día.
- Mi padre** Vinicio Roquel, por todo el apoyo, enseñanzas y amor brindado a lo largo de mi vida.
- Mis hermanos** Gabriela y Vinicio Roquel, por su apoyo y motivación a ser cada día mejor.
- Mis amigos** Por todas la vivencias y triunfos que logramos juntos.

AGRADECIMIENTOS A:

**Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Mi *alma mater*, por enriquecerme como ser humano y profesional.

Facultad de Ingeniería

Por brindarme los conocimientos de calidad y necesarios para ser una profesional competente.

Amigos de la Facultad

Manfredo Cancinos, Juan Batres, Sergio Barahona, Erick Alvarado y William Reyes, por acompañarme y apoyarme durante toda la carrera.

**Dirección Municipal de
Planificación de
Colomba Costa Cuca**

Por haberme dado la oportunidad de realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado en su institución.

Mi asesor de EPS

Ing. Silvio Rodríguez, quien con su dirección y enseñanza permitió el desarrollo de este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XIX
GLOSARIO	XXIII
RESUMEN.....	XXVII
OBJETIVOS.....	XXIX
INTRODUCCIÓN	XXXI
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Límites y localización.....	1
1.1.2. Accesos y comunicaciones.....	3
1.1.3. Topografía e hidrología.....	3
1.1.4. Aspectos climáticos	4
1.1.5. Actividades económicas	5
1.1.6. Servicios existentes	5
1.1.7. Población	6
1.2. Principales necesidades del municipio	7
2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA COMUNIDAD SANTA ANITA LA UNIÓN, COLOMBA COSTA CUCA.....	9
2.1. Descripción del proyecto	9
2.2. Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto en sección en viga y losa	9
2.3. Topografía	11

2.3.1.	Planimetría	12
2.3.2.	Altimetría	12
2.4.	Estudio hidrológico	12
2.4.1.	Método de sección-pendiente	12
2.4.2.	Cálculo de caudal máximo	13
2.5.	Estudio de suelos	16
2.6.	Diseño de superestructura	19
2.6.1.	Consideraciones de diseño	20
2.6.2.	Diseño de losa.....	21
2.6.2.1.	Espesor de losa.....	21
2.6.2.2.	Cálculo de momentos.....	22
2.6.2.3.	Cálculo de peralte	27
2.6.2.4.	Cálculo de refuerzo	27
2.6.3.	Diseño de losa de aproximación	32
2.6.3.1.	Integración de cargas	33
2.6.3.2.	Cálculo de momentos.....	34
2.6.3.3.	Cálculo de refuerzo	34
2.6.4.	Diseño de vigas.....	38
2.6.4.1.	Cálculo de momento por sobrecarga ...	39
2.6.4.2.	Cálculo de momento por carga muerta	44
2.6.4.3.	Cálculo de momento debido a impacto.....	46
2.6.4.4.	Cálculo de momento total.....	47
2.6.4.5.	Cálculo de refuerzo	47
2.6.4.6.	Cálculo de cortante	49
2.6.4.7.	Cálculo de refuerzo a corte	52
2.6.5.	Diseño de diafragma	57
2.6.5.1.	Cálculo de peralte	58

	2.6.5.2.	Cálculo de refuerzo.....	58
2.6.6.		Diseño de barandal.....	60
	2.6.6.1.	Diseño de riel.....	62
	2.6.6.2.	Diseño de poste.....	63
2.7.		Diseño de subestructura.....	67
	2.7.1.	Diseño de cortina.....	68
		2.7.1.1. Cálculo de momento por empuje de suelo	68
		2.7.1.2. Cálculo de momento por sobrecarga viva	71
		2.7.1.3. Cálculo de momento de fuerza de frenado	73
		2.7.1.4. Cálculo de momento por sismo	75
		2.7.1.5. Cálculo de momento último en cortina.	84
		2.7.1.6. Cálculo del refuerzo longitudinal.....	84
		2.7.1.7. Cálculo cortante.....	86
		2.7.1.8. Cálculo del refuerzo a corte.....	87
	2.7.2.	Diseño de viga de apoyo	87
		2.7.2.1. Cálculo de refuerzo longitudinal.....	88
		2.7.2.2. Cálculo de refuerzo a corte.....	89
	2.7.3.	Diseño de almohadilla	90
		2.7.3.1. Cálculo de cortante en apoyo	91
		2.7.3.2. Cálculo de dimensiones.....	92
		2.7.3.3. Composición del apoyo	93
		2.7.3.4. Chequeos del apoyo.....	98
	2.7.4.	Diseño de junta de dilatación.....	102
	2.7.5.	Diseño de estribo.....	104
		2.7.5.1. Integración de cargas	107

	2.7.5.1.1.	Carga viva de superestructura	107
	2.7.5.1.2.	Carga muerta por losa de aproximación.....	108
	2.7.5.1.3.	Carga muerta de superestructura	108
	2.7.5.1.4.	Carga de frenado	108
	2.7.5.1.5.	Sobrecarga por carga viva.....	108
	2.7.5.1.6.	Empuje lateral activo de suelo.....	109
	2.7.5.1.7.	Carga muerta de estribo	110
	2.7.5.1.8.	Empuje vertical del suelo	111
	2.7.5.1.9.	Carga de sismo	112
	2.7.5.2.	Momentos y cargas actuantes en estribo.....	114
	2.7.5.3.	Factores de carga aplicados por estado límite de análisis	115
	2.7.5.4.	Revisión de estribo sin superestructura	116
	2.7.5.5.	Revisión estribo con superestructura y carga viva	126
	2.7.6.	Diseño de aletones.....	130
2.8.		Planos	131
2.9.		Presupuesto	132
	2.9.1.	Integración de precios unitarios.....	132
	2.9.2.	Resumen del presupuesto.....	132

2.10.	Cronograma de ejecución física y financiera	134
2.11.	Evaluación ambiental	134
3.	DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO PARA CALLE DE COLONIA SAN FRANCISCO Y SECTOR EL MANANTIAL HACIA CALLE PRINCIPAL Y CALLE DE COLONIA 15 DE SEPTIEMBRE, COLOMBA COSTA CUCA	137
3.1.	Descripción del proyecto	137
3.2.	Topografía	137
3.2.1.	Planimetría.....	138
3.2.2.	Altimetría.....	138
3.3.	Estudio de suelos	139
3.3.1.	Granulometría.....	139
3.3.2.	Límites de Atterberg	140
3.3.3.	Ensayo de compactación o proctor modificado	142
3.3.4.	Ensayo de valor soporte (C.B.R.)	142
3.4.	Diseño geométrico.....	144
3.4.1.	Alineamiento horizontal	144
3.4.2.	Alineamiento vertical.....	144
3.5.	Movimiento de tierras	145
3.5.1.	Secciones transversales.....	145
3.5.2.	Volúmenes de corte y relleno	145
3.6.	Definición de pavimento	150
3.6.1.	Tipos de pavimento	151
3.6.1.1.	Pavimentos flexibles	151
3.6.1.2.	Pavimentos rígidos	152
3.6.2.	Elementos de un pavimento	152
3.6.2.1.	Subrasante	152
3.6.2.2.	Subbase	153

	3.6.2.3.	Carpeta de rodadura	154
3.7.		Diseño del espesor de carpeta de rodadura	154
	3.7.1.	Método de la PCA	155
	3.7.2.	Procedimiento y cálculos de diseño	160
3.8.		Diseño de juntas	162
	3.8.1.	Transversales.....	163
	3.8.2.	Longitudinales	163
	3.8.3.	Expansión.....	164
	3.8.4.	Construcción	165
	3.8.5.	Sellado de juntas.....	165
3.9.		Diseño de mezcla.....	167
3.10.		Diseño de drenajes	174
	3.10.1.	Drenaje transversal	174
	3.10.2.	Drenaje longitudinal.....	180
3.11.		Planos	186
3.12.		Presupuesto	186
	3.12.1.	Integración de precios unitarios.....	186
	3.12.2.	Resumen del presupuesto.....	187
3.13.		Cronograma de ejecución física y financiera.....	188
3.14.		Evaluación ambiental	189
4.		DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL SECTOR EL MANANTIAL, COLOMBA COSTA CUCA	191
	4.1.	Descripción del proyecto	191
	4.2.	Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto en sección en viga y losa	191
	4.3.	Topografía.....	193
	4.3.1.	Planimetría	194
	4.3.2.	Altimetría	194

4.4.	Estudio hidrológico	194
4.4.1.	Método de sección-pendiente.....	194
4.4.2.	Cálculo de caudal máximo.....	195
4.5.	Estudio de suelos	197
4.6.	Diseño de superestructura.....	198
4.6.1.	Consideraciones de diseño	199
4.6.2.	Diseño de losa	200
4.6.2.1.	Espesor de losa	200
4.6.2.2.	Cálculo de momentos	200
4.6.2.3.	Cálculo de peralte.....	203
4.6.2.4.	Cálculo de refuerzo.....	203
4.6.3.	Diseño de losa de aproximación.....	206
4.6.3.1.	Integración de cargas	207
4.6.3.2.	Cálculo de momentos	208
4.6.3.3.	Cálculo de refuerzo.....	208
4.6.4.	Diseño de vigas internas	211
4.6.4.1.	Cálculo de momento por sobrecarga .	212
4.6.4.2.	Cálculo de momento por carga muerta	220
4.6.4.3.	Cálculo de momento debido a impacto	221
4.6.4.4.	Cálculo de momento total	222
4.6.4.5.	Cálculo de refuerzo.....	222
4.6.4.6.	Cálculo de cortante.....	224
4.6.4.7.	Cálculo de refuerzo a corte.....	228
4.6.5.	Diseño de vigas exteriores	231
4.6.5.1.	Cálculo de momento por sobrecarga .	231
4.6.5.2.	Cálculo de momento por carga muerta	234

4.6.5.3.	Cálculo de momento debido a impacto.....	236
4.6.5.4.	Cálculo de momento total.....	236
4.6.5.5.	Cálculo de refuerzo	237
4.6.5.6.	Cálculo de cortante	239
4.6.5.7.	Cálculo de refuerzo a corte	242
4.6.6.	Diseño de diafragma interno	245
4.6.6.1.	Cálculo de peralte	246
4.6.6.2.	Cálculo de refuerzo	246
4.6.7.	Diseño de diafragma externo	247
4.6.7.1.	Cálculo de peralte	248
4.6.7.2.	Cálculo de refuerzo	248
4.6.8.	Diseño de barandal	250
4.6.8.1.	Diseño de riel	250
4.6.8.2.	Diseño de poste	250
4.7.	Diseño de subestructura	253
4.7.1.	Diseño de cortina	253
4.7.1.1.	Cálculo de momento por empuje de suelo	254
4.7.1.2.	Cálculo de momento por sobrecarga viva.....	255
4.7.1.3.	Cálculo de momento de fuerza de frenado	256
4.7.1.4.	Cálculo de momento por sismo	257
4.7.1.5.	Cálculo de momento último en cortina.....	259
4.7.1.6.	Cálculo del refuerzo longitudinal	260
4.7.1.7.	Cálculo cortante	261
4.7.1.8.	Cálculo del refuerzo a corte.....	262

4.7.2.	Diseño de viga de apoyo	262
4.7.2.1.	Cálculo de refuerzo longitudinal.....	263
4.7.2.2.	Cálculo de refuerzo a corte.....	264
4.7.3.	Diseño de almohadilla	265
4.7.3.1.	Cálculo de cortante en apoyo	265
4.7.3.2.	Cálculo de dimensiones.....	265
4.7.3.3.	Composición del apoyo	265
4.7.3.4.	Chequeos del apoyo	268
4.7.4.	Diseño de junta de dilatación.....	269
4.7.5.	Diseño de estribo.....	270
4.7.5.1.	Integración de cargas	273
4.7.5.1.1.	Carga viva de superestructura.....	273
4.7.5.1.2.	Carga muerta por losa de aproximación	273
4.7.5.1.3.	Carga muerta de superestructura.....	274
4.7.5.1.4.	Carga de frenado.....	274
4.7.5.1.5.	Sobrecarga por carga viva.....	274
4.7.5.1.6.	Empuje lateral activo de suelo.....	275
4.7.5.1.7.	Carga muerta de estribo.....	276
4.7.5.1.8.	Empuje vertical del suelo	276
4.7.5.1.9.	Carga de sismo	277
4.7.5.2.	Momentos y cargas actuantes en estribo.....	279

4.7.5.3.	Factores de carga aplicados por estado límite de análisis	280
4.7.5.4.	Revisión de estribo sin superestructura	281
4.7.5.5.	Revisión estribo con superestructura y carga viva	287
4.7.6.	Diseño de aletones.....	291
4.8.	Planos	291
4.9.	Presupuesto	292
4.9.1.	Integración de precios unitarios.....	292
4.9.2.	Resumen del presupuesto.....	292
4.10.	Cronograma de ejecución física y financiera.....	294
4.11.	Evaluación ambiental	295
CONCLUSIONES.....		297
RECOMENDACIONES		299
REFERENCIAS		301
ANEXOS.....		303

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

Figura 1.	Ubicación de municipio de Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango	2
Figura 2.	Mapa de las unidades climáticas específicas en Guatemala	4
Figura 3.	Localización de proyectos.....	7
Figura 4.	Sección del río para la crecida máxima de diseño.....	13
Figura 5.	Sección transversal del puente	20
Figura 6.	Camión de diseño AASHTO HL-93	23
Figura 7.	Diagramas de momentos de la carga muerta	24
Figura 8.	Detalle de armado de losa	31
Figura 9.	Detalle de losa de aproximación	32
Figura 10.	Detalle de armado de losa de aproximación en vista longitudinal.....	38
Figura 11.	Esquema para el factor de distribución de carga.....	39
Figura 12.	Esquema de carga viva sobre viga	41
Figura 13.	Esquema de reacciones de la viga	42
Figura 14.	Área tributaria para viga.....	44
Figura 15.	Esquema de carga muerta sobre viga	46
Figura 16.	Esquema para cortante máximo por camión de carga	50
Figura 17.	Diagrama de corte que resiste el concreto	54
Figura 18.	Detalle armado visto en sección de viga principal	56
Figura 19.	Detalle armado transversal de viga principal	57
Figura 20.	Detalle de armado de diafragma exterior.....	60
Figura 21.	Cargas actuantes en barandas	61

Figura 22.	Esquema de cargas que actúan en poste	64
Figura 23.	Barandal conjunto.....	66
Figura 24.	Sección de armado de poste.....	67
Figura 25.	Diagrama de cuerpo libre de cortina.....	69
Figura 26.	Diagrama de cuerpo libre de cortina por fuerza de frenado	74
Figura 27.	Distancia de proyecto a falla cercana.....	77
Figura 28.	Sección de armado de cortina y viga de apoyo.....	90
Figura 29.	Mapas de isotermas de temperatura promedio anual	100
Figura 30.	Detalle de almohadilla de neopreno reforzado	101
Figura 31.	Anclaje almohadilla de neopreno reforzado	102
Figura 32.	Detalle de junta de dilatación	104
Figura 33.	Sección de estribo.....	105
Figura 34.	Diagrama de cuerpo libre de estribo.....	106
Figura 35.	Empuje pasivo actuando en el diente.....	122
Figura 36.	Configuración en planta de estribos	131
Figura 37.	Cronograma físico/financiero del puente vehicular en comunidad Santa Anita	134
Figura 38.	Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos	157
Figura 39.	Estructura de pavimento rígido diseñado	162
Figura 40.	Detalle de sellado de juntas	166
Figura 41.	Distribución de juntas en losas.....	166
Figura 42.	Cuenca de alineamiento.....	175
Figura 43.	Detalle de drenaje transversal.....	180
Figura 44.	Detalle de cuneta y bordillo	186
Figura 45.	Cronograma físico/financiero del pavimento rígido	188
Figura 46.	Sección del río para la crecida máxima de diseño	195
Figura 47.	Sección transversal del puente en tramo carretero	199
Figura 48.	Detalle de armado de losa para puente en tramo carretero	206
Figura 49.	Detalle de losa de aproximación en tramo carretero	207

Figura 50.	Detalle de armado de losa de aproximación en vista longitudinal.....	211
Figura 51.	Esquema de carga viva Camión de Diseño HL-93 sobre viga en puente	215
Figura 52.	Esquema de carga viva Tándem de Diseño HL-93 sobre viga en puente	218
Figura 53.	Área tributaria para viga interna.....	220
Figura 54.	Esquema para cortante máximo por camión de diseño	225
Figura 55.	Esquema para cortante máximo por tandem de diseño	226
Figura 56.	Esquema para cortante máximo por carril de carga	227
Figura 57.	Diagrama de corte que resiste el concreto	229
Figura 58.	Detalle armado transversal de viga interior.....	230
Figura 59.	Detalle armado en sección de viga interior	231
Figura 60.	Área tributaria para viga externa.....	235
Figura 61.	Esquema de factor de distribución para cortante de un carril	241
Figura 62.	Diagrama de corte que resiste el concreto	243
Figura 63.	Detalle armado longitudinal de viga interior	244
Figura 64.	Detalle armado transversal de viga interior.....	245
Figura 65.	Detalle de armado de diafragma interior.....	247
Figura 66.	Detalle de armado de diafragma exterior.....	249
Figura 67.	Detalle de barandal conjunto	252
Figura 68.	Sección de armado de poste	253
Figura 69.	Diagrama de cuerpo libre de cortina	254
Figura 70.	Sección de armado de cortina y viga de apoyo	264
Figura 71.	Detalle de almohadilla de neopreno reforzado	269
Figura 72.	Detalle de junta de dilatación.....	270
Figura 73.	Sección de estribo	271
Figura 74.	Diagrama de cuerpo libre de estribo	272
Figura 75.	Configuración en planta de estribos y aletones.....	291

Figura 76.	Cronograma físico/financiero del puente vehicular en tramo carretero.....	294
-------------------	---	-----

TABLAS

Tabla 1.	Coeficiente de rugosidad para canales abiertos.....	14
Tabla 2.	Factores de capacidad de carga de Terzaghi	18
Tabla 3.	Datos generales para diseño de puente vehicular	20
Tabla 4.	Carga dinámica permitida (impacto).....	24
Tabla 5.	Ángulo de fricción entre diferentes materiales.....	70
Tabla 6.	Altura de suelo equivalente para carga vehicular según altura de estribo.....	72
Tabla 7.	Coeficientes de sitio F_a	76
Tabla 8.	Coeficientes de sitio F_v	76
Tabla 9.	Factor N_a para períodos cortos de vibración.....	78
Tabla 10.	Factor N_v para períodos largos de vibración.....	79
Tabla 11.	Factores K_d de acuerdo con el nivel de sismo	80
Tabla 12.	Propiedades de elastómero.....	92
Tabla 13.	Carga muerta y centroide del estribo.....	111
Tabla 14.	Empuje vertical del suelo sobre estribo	111
Tabla 15.	Resumen de cargas y momentos de volteo	114
Tabla 16.	Resumen de cargas y momentos de estabilizadores	115
Tabla 17.	Factores de carga por estado límite de análisis	116
Tabla 18.	Resumen de factores y combinaciones cargas verticales	116
Tabla 19.	Resumen de factores y combinaciones momentos estabilizadores	117
Tabla 20.	Resumen de factores y combinaciones cargas horizontales.....	118
Tabla 21.	Resumen de factores y combinaciones momentos de volteo.....	118
Tabla 22.	Revisión por volteo	120

Tabla 23.	Revisión por deslizamiento	124
Tabla 24.	Revisión por presiones	126
Tabla 25.	Resumen de factores y combinaciones cargas verticales	127
Tabla 26.	Resumen de factores y combinaciones momentos estabilizadores.....	127
Tabla 27.	Resumen de factores y combinaciones cargas horizontales	128
Tabla 28.	Resumen de factores y combinaciones momentos de volteo	128
Tabla 29.	Revisión por volteo	129
Tabla 30.	Revisión por deslizamiento	129
Tabla 31.	Revisión por presiones	130
Tabla 32.	Presupuesto del puente vehicular Santa Anita	133
Tabla 33.	Propiedades de los suelos según clasificación ASTM.....	140
Tabla 34.	Clasificación típica para el uso de diferentes materiales	143
Tabla 35.	Volúmenes de corte y relleno de calle principal.....	146
Tabla 36.	Volúmenes de corte y relleno de calle A.....	147
Tabla 37.	Volúmenes de corte y relleno de calle B.....	148
Tabla 38.	Volúmenes de corte y relleno de calle C.....	149
Tabla 39.	Factores de crecimiento anual para periodos de diseño	155
Tabla 40.	Clasificación de carreteras según TPD.....	156
Tabla 41.	Valores de K para subrasante	158
Tabla 42.	Valores de K para el diseño sobre bases granulares (PCA).....	159
Tabla 43.	TPDC permisible para categoría 1 de pavimentos con juntas y agregados de trabe	160
Tabla 44.	Composición de concreto de cemento hidráulico para pavimentos	167
Tabla 45.	Asentamientos recomendados para varios tipos de construcción.....	168
Tabla 46.	Contenido de agua requerido para distintos asentamientos	169
Tabla 47.	Relación agua-cemento según resistencia de concreto	170

Tabla 48.	Volumen de agregado grueso por unidad de volumen de concreto.....	171
Tabla 49.	Coeficientes de escorrentía para método racional	177
Tabla 50.	Propiedades geométricas de canales.....	185
Tabla 51.	Resumen de presupuesto del pavimento rígido	187
Tabla 52.	Datos generales para diseño de puente vehicular	199
Tabla 53.	Cálculo de centro de gravedad para camión de diseño HL-93.....	215
Tabla 54.	Factor de presencia múltiple	232
Tabla 55.	Carga muerta y centroide del estribo.....	276
Tabla 56.	Empuje vertical del suelo sobre estribo	277
Tabla 57.	Resumen de cargas y momentos de volteo	279
Tabla 58.	Resumen de cargas y momentos de estabilizadores	280
Tabla 59.	Resumen de factores y combinaciones cargas verticales	281
Tabla 60.	Resumen de factores y combinaciones momentos estabilizadores	282
Tabla 61.	Resumen de factores y combinaciones cargas horizontales.....	282
Tabla 62.	Resumen de factores y combinaciones momentos de volteo.....	283
Tabla 63.	Revisión por volteo	284
Tabla 64.	Revisión por deslizamiento.....	286
Tabla 65.	Revisión por presiones	286
Tabla 66.	Resumen de factores y combinaciones cargas verticales	287
Tabla 67.	Resumen de factores y combinaciones momentos estabilizadores	288
Tabla 68.	Resumen de factores y combinaciones cargas horizontales.....	288
Tabla 69.	Resumen de factores y combinaciones momentos de volteo.....	289
Tabla 70.	Revisión por volteo	289
Tabla 71.	Revisión por deslizamiento.....	290
Tabla 72.	Revisión por presiones	290

Tabla 73.	Presupuesto del puente vehicular en tramo carretero	293
------------------	---	-----

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h_{eq}	Altura equivalente de suelo para carga vehicular
A_s	Área de acero
A_v	Área de acero de varilla
$A_{s\ max}$	Área de acero máximo
$A_{s\ min}$	Área de acero mínimo
E_{H_H}	Carga horizontal producida por EH
L_{S_H}	Carga horizontal producida por LS
CM	Carga muerta
W_{CM}	Carga muerta distribuida
LS	Carga por sobrecarga viva
P	Carga puntual
E_{H_v}	Carga vertical producida por EH
L_{S_v}	Carga vertical producida por LS
CV	Carga viva
Q	Caudal
K_h	Coeficiente de aceleración horizontal
AMS_d	Coeficiente de aceleración máxima del suelo
K_v	Coeficiente de aceleración vertical
K_a	Coeficiente de empuje lateral activo
K_p	Coeficiente de empuje lateral pasivo
C	Coeficiente de escorrentía
n	Coeficiente de Manning
K_{AE}	Coeficiente de presión activa sísmica del suelo

V_{CR}	Cortante del concreto
V_n	Cortante nominal
V_{CC}	Cortante producido por carga de carril
V_{CM}	Cortante producido por carga muerta
V_{CV}	Cortante producido por carga viva
V_{CC+IM}	Cortante producido por carga viva e impacto
V_u	Cortante último
V_{E1}	Cortante último producido por combinaciones de carga para Evento Extremo I de AASHTO.
V_{R1}	Cortante último producido por combinaciones de carga para Resistencia I de AASHTO.
Ø	Diámetro
E_{SOB}	Empuje de sobrecarga
E_s	Empuje de suelo
E_v	Empuje de volteo
E_H	Empuje lateral activo del suelo
f'_c	Esfuerzo a compresión del concreto
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
S	Espaciamiento entre estribos o eslabones
S_{max}	Espaciamiento máximo
F_d	Factor de distribución
E_{Q_{terr}}	Fuerza de acción sísmica
BR	Fuerza de frenado
P_{AE}	Fuerza de presión dinámica del terreno
E_{Q_{CM losa}}	Fuerza de sismo producido por losa de aproximación
I	Intensidad de lluvia
kg	Kilogramos
kg/m²	Kilogramo por metro cuadrado
kg/m³	Kilogramo por metro cúbico

m	Metro
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
msnm	Metros sobre el nivel del mar
mm	Milímetro
K	Módulo de reacción
M_{CC}	Momento producido por carga de carril
M_{CM}	Momento producido por carga muerta
M_{CV}	Momento producido por carga viva
M_{CV+IM}	Momento producido por carga viva e impacto
M_U	Momento último
M_u	Momento último de diseño
M_{E1}	Momento último producido por combinaciones de carga para Evento Extremo I de AASHTO.
M_{R1}	Momento último producido por combinaciones de carga para Resistencia I de AASHTO.
d	Peralte
P_m	Perímetro mojado
γ	Peso específico
Δ_p	Presión horizontal del suelo debido a sobrecarga viva
R_h	Radio hidráulico
R_a	Reacción en punto a
R_b	Reacción en punto b
t	Tiempo de concentración
TPD	Tráfico promedio diario
TPDA	Tráfico promedio diario anual
V_{corte}	Volumen de corte
V_{relleno}	Volumen de relleno

GLOSARIO

AASHTO	American Association of Highways and Transportation.
ACI	American Concrete Institute.
AutoCAD	Software de diseño asistido por computadora utilizado para dibujo 2D y modelado 3D.
Barandal	Pieza formada por barrotos y travesaños, que constituye un elemento de protección para puentes, balcones, escaleras, entre otros.
Base	Es la capa de la estructura destinada a transmitir y distribuir las cargas originadas por el tránsito a las capas adyacentes y sobre las cuales se coloca la superficie de rodadura.
Carga muerta	Valor de cargas que se mantienen fijas en magnitud y posición, se refiere al peso propio de la estructura.
Carga viva	Valor de carga que es movable y se utiliza dependiendo del uso de cada estructura.
Caudal	Relación del volumen de agua que pasa a través de una sección por unidad de tiempo, expresado

usualmente en metros cúbicos por segundo para canales naturales abiertos.

Concreto Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, agregado fino, agregado grueso y agua.

Concreto ciclópeo Material de construcción obtenido de una mezcla de un concreto simple en la que se incorporan grandes piedras o bloques que no contienen armadura.

Concreto reforzado Material de construcción de concreto y barras de acero proporcionados según el diseño de la estructura y esfuerzos que deba soportar.

INE Instituto Nacional de Estadística.

Intensidad de lluvia Es la cantidad de agua de lluvia que cae en un punto por unidad de tiempo, generalmente en mm/hr, y es inversamente proporcional a la duración de la tormenta.

Momento Vector resultante del producto cruz entre los vectores de fuerza y distancia con respecto a un punto de referencia.

Neopreno Material natural o artificial con propiedades similares a las del caucho, utilizado en los apoyos de puentes para disminuir el desgaste por vibración e impacto.

Norma	Conjunto de reglas que se deben respetar y permite realizar una acción de manera correcta.
Pavimento	Estructura que se conforma de varias capas y está destinada a soportar carga vehicular.
PCA	Portland Cement Association.
Recubrimiento	Distancia que existe entre el rostro de la barra a la superficie del concreto.
Refuerzo	Cantidad de varillas de acero que va dentro del concreto en un elemento estructural.
Subbase	Es la capa de la estructura del pavimento, destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad el efecto de las cargas del tránsito proveniente de las capas superiores del pavimento, de tal manera que el suelo de sub-rasante las pueda soportar.
Subestructura	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de la superestructura y transmitir las directamente al suelo.
Subrasante	Es la capa de terreno de una carretera, que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad tal que no le afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto.

Superestructura

Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de diseño y transmitir las a la subestructura.

RESUMEN

El presente informe describe en dos fases el Ejercicio Profesional Supervisado realizado en la municipalidad de Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango. La primera fase corresponde a la investigación realizada en el lugar, en el que se describe la monografía y servicios básicos, pues estos datos establecen los límites del desarrollo de cada uno de los proyectos propuestos.

La segunda fase corresponde al desarrollo técnico-profesional de los proyectos establecidos según las necesidades y límites proyectados en base a la investigación realizada. Los proyectos establecidos son: el diseño de un puente vehicular de 8 metros de longitud, con un ancho de carril de 3.50 metros y banquetas en los extremos de 0.70 metros, ubicado en la comunidad Santa Anita, en el interior del municipio. Y el otro proyecto consiste en el mejoramiento del tramo carretero que conecta la colonia 15 de Septiembre con las colonias San Francisco y sector El Manantial en el casco urbano del municipio, el cual consiste en el diseño de un pavimento rígido de 15 centímetros de espesor con su debida base granular de 15 centímetros de espesor en aproximadamente 1.92 kilómetros y dentro de dicho tramo carretero se diseñó un puente vehicular de 15 metros de longitud con dos carriles de 3.30 metros de ancho cada uno y banquetas en los extremos de 0.70 metros.

Para cada uno de los proyectos se realizó un levantamiento topográfico, acompañado de un estudio de suelos, posterior se realizó el diseño estructural de cada uno de los elementos que conforman los proyectos y se elaboró planos constructivos. Se determinaron los presupuestos con sus cronogramas de ejecución física y financiera, en base a los precios del mercado del lugar.

OBJETIVOS

General

Realizar el diseño de un puente vehicular en comunidad Santa Anita La Unión y del pavimento rígido para la calle de colonia San Francisco y sector El Manantial hacia calle principal y calle de Colonia 15 de Septiembre, para beneficio del municipio de Colomba Costa Cuca, departamento de Quetzaltenango.

Específicos

1. Desarrollar una investigación monográfica y el diagnóstico de necesidades de servicios básicos de saneamiento e infraestructura de los habitantes del municipio de Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango.
2. Elaborar la memoria de cálculo, planos, cuantificación de materiales y mano de obra, presupuestos, cronograma de ejecución, para la construcción de los proyectos mencionados.
3. Mejorar la calidad de vida de los habitantes beneficiarios directos de las áreas de influencia de los proyectos mencionados.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado tiene como propósito contribuir con el desarrollo de los municipios del interior del país, el presente informe es el resultado de lo realizado en el municipio de Colomba Costa Cuca, departamento de Quetzaltenango, desglosado en cuatro capítulos.

En el capítulo uno, se muestra el estudio monográfico del municipio realizado, en donde se estableció que una de las necesidades prioritarias en el municipio es la rehabilitación de la infraestructura vial en las comunidades y colonias, pues consecuencia de ello incrementaría las actividades económicas y el fácil acceso a los servicios que aún se encuentran concentrados en el centro del municipio.

Con la información recopilada se determinaron los proyectos a realizar según las necesidades, que consistió en el diseño de un puente vehicular en la Comunidad Santa Anita mostrado en el capítulo dos. Y el mejoramiento de la infraestructura vial en las colonias San Francisco, 15 de Septiembre y el Sector El Manantial mediante un diseño de pavimento rígido para las calles que conectan dichas colonias con las redes viales principales en el municipio, mostrado en el capítulo tres; y el diseño de un puente vehicular que forma parte de la rehabilitación vial de las colonias San Francisco y Sector El Manantial, mostrado en el cuarto y último capítulo.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO

1.1. Generalidades

El municipio ha tenido varios nombres, el primero que se le designó fue Morazán, en junio de 1,881 y comprendía de aproximadamente los municipios de Colomba, Flores Costa Cuca, El Asintal y Nuevo San Carlos. En 1,882 se suprime el municipio de Morazán y se erige otro al que se designa Franklin, cuya cabecera se encontraba en la finca Las Marías, ya que la finca reunía ciertas condiciones ventajosas para establecer un municipio independiente. Pero en agosto de 1,889, se compra la finca La Florida y se emite otro acuerdo donde se erige la cabecera en la finca mencionada, denominando Colomba Florida al municipio, con el paso del tiempo la extensión territorial del municipio se fue segregando. Y durante la durante la Administración Presidencial del General Manuel Lisandro Barillas, en 1,890, se omite el nombre de Florida y se agregó el termino Costa Cuca, quedando así con el nombre actual de Colomba Costa Cuca.

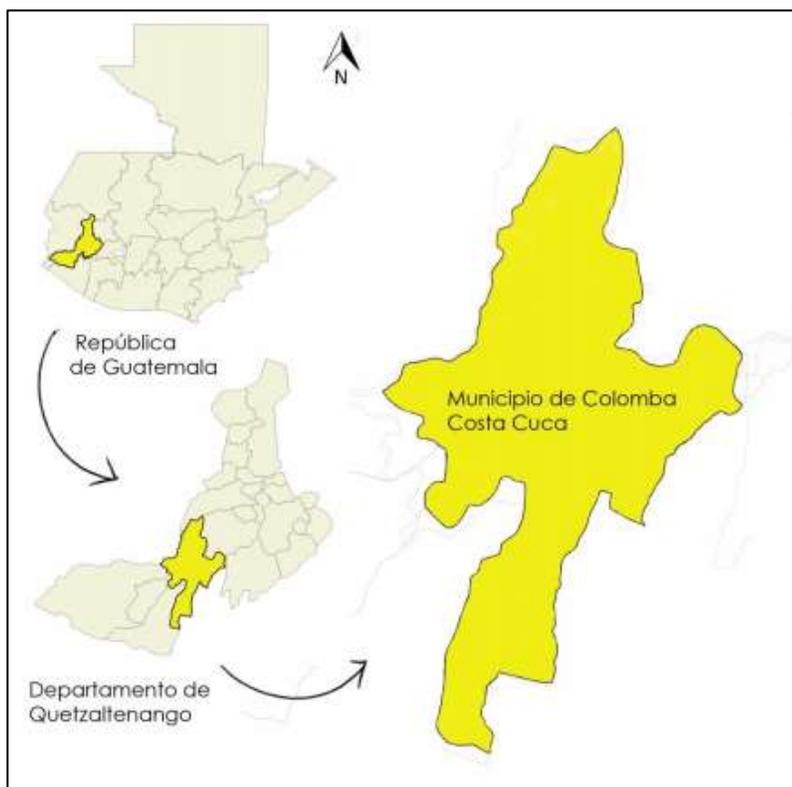
1.1.1. Límites y localización

Colomba Costa Cuca es un municipio perteneciente al departamento de Quetzaltenango, está situado en la parte sur occidente del país, en la región VI según la regionalización oficial. Se encuentra a 37 kilómetros de la cabecera departamental y 252 kilómetros de la ciudad capital vía Quetzaltenango y 217 kilómetros vía carretera CA-2. Está ubicado a 14° 42' 26" latitud norte y 91° 43' 44" de longitud oeste.

El municipio colinda con algunos de los municipios de los departamentos de Quetzaltenango, Retalhuleu y San Marcos. Al norte colinda con el municipio San Martín Sacatepéquez; al sur con Flores Costa Cuca y Génova; al este con Coatepeque, Quetzaltenango, El Asintal y Nuevo San Carlos, Retalhuleu; y al oeste con El Quetzal, San Marcos; Coatepeque y Flores Costa Cuca, Quetzaltenango.

Figura 1.

Ubicación de municipio de Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango



Nota. Mapas de localización del municipio de Colomba Costa Cuca. Obtenido de Segeplan (2019). Proceso PDM-OT. (https://portal.segeplan.gob.gt/segeplan/wp-content/uploads/2022/06/917_PDM-OT_COLOMBA_COSTA_CUCA_QUETZALTENANGO.pdf), consultado el 20 de noviembre de 2020. De dominio público.

1.1.2. Accesos y comunicaciones

Los centros poblados, aldeas, caseríos y comunidades del municipio están comunicadas en su mayoría de caminos rurales de terracería transitables. El municipio se comunica con el altiplano occidental por medio de la carretera nacional y departamental, RN-1 y RD QUE-3, respectivamente; y también se comunica con los municipios de Coatepeque, Flores y Génova por medio de la carretera centroamericana asfaltada CA-2 Occidente. Igualmente existe una carretera pavimentada que comunica con el municipio del Asintal, Retalhuleu.

1.1.3. Topografía e hidrología

Originalmente es un suelo de ceniza volcánica, muy profundo, se caracteriza por tener un relieve plano a ondulado, de buen drenaje y color café oscuro, con buena capacidad de uso de tierra para cultivos. Su accidentada topografía, propia del lugar, hace que el terreno sea montañoso y gran parte del municipio se forma de barrancos por lo que es difícil el acceso a algunos lugares.

Los barrancos profundos caracterizan la altura del municipio los cuales están poblados de una vegetación profusa. Provenientes de los barrancos drenan las aguas de lluvia y forman ríos intermitentes. Los ríos que se ubican en el municipio son: Negro, Danuvio, Saquichillá, Naranjo, Las Marías, Los Desamparados, Rosario Grande, Santa Gertrudiz, Ayal, La Luz, Matasano, Las Pilas, Chilá y El Tambor.

Dichos ríos son fuente principal de agua para captación y distribución para abastecimiento de los pobladores del municipio, así también lo son las aguas subterráneas, pero a menor escala, no se posee un inventario de estos, pero si se tiene conocimiento de algunos pozos particulares.

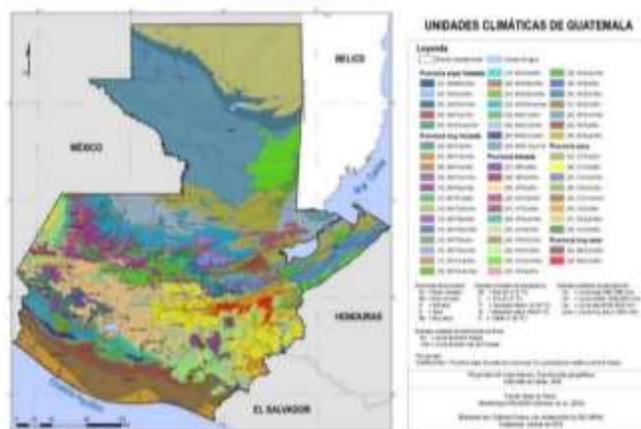
1.1.4. Aspectos climáticos

Según el mapa de las unidades climáticas específicas en Guatemala desarrollado por Gabriela Franco en el año 2,015, basado en la combinación de variables de temperatura media anual, precipitación total anual y distribución mensual de la humedad, datos obtenidos del SIG-MAGA en el año 2 000, para crear las unidades climáticas específicas; el municipio está ubicado en una provincia muy húmeda con clima cálido y precipitación muy alta durante 6 meses.

La temperatura promedio del municipio varía de 18 °C a 24 °C y debido a su ubicación transicional entre el altiplano y la costa sur se presentan lluvias intensas y las de mayor registro se obtienen de mayo a octubre, las cuales llegan hasta ser mayores de 3,600mm.

Figura 2.

Mapa de las unidades climáticas específicas en Guatemala



Nota. Mapas de unidades climáticas en Guatemala. G. Franco (2019). *Elaboración de un mapa de clasificación climática para Guatemala* [Mapa]. (<http://recursosbiblio.url.edu.gt/tesiseortiz/2015/06/15/Franco-Gabriela.pdf>), consultado el 20 de noviembre de 2020. De dominio público.

1.1.5. Actividades económicas

Colomba Costa Cuca se caracteriza por actividades de ganadería, cultivo y comercio, como aprovechamiento de la ubicación geográfica del centro urbano asentado en las cercanías de fincas particulares y como nexo que comunica la cabecera departamental con la carretera Centroamericana.

La producción de las fincas varía entre café bajo sistema de sombra, árboles frutales, hule, palma africana, macadamia, hortalizas, caña de azúcar y ganadería, estas fincas cuentan con centros poblados y caseríos que proveen mano de obra agrícola.

1.1.6. Servicios existentes

Los servicios básicos con los que cuenta el municipio son:

- Servicio de agua: el abastecimiento de agua en el municipio, de un total de 10 103 viviendas formales, el 59 % tiene servicio de agua potable por tubería en la vivienda y el restante debe de salir de su vivienda para buscar agua potable y acarrearla a sus viviendas para poder abastecerse.
- Servicio sanitario: respecto al saneamiento del municipio, el 50 % de las viviendas poseen servicio sanitario conectado a red de drenajes municipales, el 27 % dispone de letrinas, el 11 % está conectado a fosa séptica, el 12 % cuenta con un excusado lavable y el resto no cuenta con este servicio.
- Manejo de desechos sólidos: el 24 % de las viviendas tienen acceso a este servicio de tren de aseo que presta la municipalidad, el 12 % utiliza

servicios privados, el 8 % la utilizan como abono o reciclaje y el restante los desechan en ríos, botaderos clandestinos, entierran o queman los residuos.

- Mercado: la mayor actividad comercial en el mercado municipal es el domingo, sin embargo, todos los días hay actividades comerciales en la plaza, se encuentra en el centro del casco urbano del municipio.
- Energía eléctrica: según información recopilada de la empresa distribuidora de energía eléctrica DEOCSA, presta el servicio con una tarifa social de Q 1.81 por kilovatio hora al consumir hasta 300 kilovatios hora mes y la tarifa normal es de Q 1.94 más IVA por kilovatio hora al consumir más de 300 kilovatios hora mes.
- Transporte: la mayor parte de la población utiliza el servicio de transporte urbano, es poca la población que cuentan con vehículos propios de doble tracción para acceder a las aldeas del municipio. El servicio de transporte para el área urbana es mediante autobuses, microbuses, taxis y mototaxis; y para el área rural es mediante vehículos de doble tracción y camiones.

1.1.7. Población

Según información recopilada del último censo realizado en el país, del año 2018, se tiene que en el municipio Colomba Costa Cuca existen cerca de 47,544 habitantes, de los cuales se estima el 49 % son hombres y el 51 % mujeres; la mayoría de su población se encuentra en un rango de edad de 5 - 9 y 15 - 19 años. Así también se tiene que el 60 % de su población está ubicada en el área urbana y el 40 % en el área rural.

1.2. Principales necesidades del municipio

La comunidad Santa Anita La Unión no cuenta con un acceso fácil y seguro de los productores de la comunidad hacia las tierras de cultivo, principal actividad económica de los habitantes del lugar por la exportación del cultivo, reduciendo así su desarrollo productivo. Por lo que pretendiendo reanudar el desarrollo socioeconómico de los pobladores de la comunidad, se determina la necesidad de la implementación de un diseño del puente vehicular para la comunidad Santa Anita.

Por otro lado, en el centro urbano del municipio se pretende incentivar el desarrollo socioeconómico de los pobladores por medio del diseño de las calles de pavimento rígido de las Colonias San Francisco, 15 de Septiembre y el Sector El Manantial, conectándolas así a las calles principales del sector urbano, generando un beneficio directo en el municipio debido a que se tendrá un acceso directo, seguro y cómodo al caso urbano, lo cual promoverá el comercio del lugar.

Figura 3.

Localización de proyectos



Nota. Proyectos localizados en software gratuito en línea. Elaboración propia, realizado con Google Earth Pro.

2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA COMUNIDAD SANTA ANITA LA UNIÓN, COLOMBA COSTA CUCA

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular para la comunidad Santa Anita La Unión, del municipio de Colomba Costa Cuca ubicado en las afueras del casco urbano. Dicho proyecto contribuirá en el restablecimiento y mejora de la infraestructura vial del municipio y la economía del mismo ya que es fundamental para el proceso de exportación del cultivo de la comunidad.

El puente vehicular es de concreto reforzado, consta de un carril capaz de soportar una carga viva HL-93, según AASHTO 3.6.1.2.2, tendrá una longitud de 8.00 metros con un ancho de rodadura de 3.50 metros y bordillos laterales de 0.70 metros.

2.2. Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto en sección en viga y losa

Las normativas utilizadas para el diseño del puente son las siguientes: Normas ACI (American Concrete Institute, 2019), AASHTO 2017 (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017) y AGIES (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020).

Los requisitos para estructuras de concreto proporcionados por ACI 318-19 no se encontrarán citados con frecuencia debido a que las propias normas

AASHTO son elaboradas en base a las publicaciones del ACI, y las destinadas para Guatemala presentadas en AGIES son elaboradas a partir de la AASHTO.

Existen varios criterios y especificaciones para el diseño de puentes vehiculares, entre cuales se encuentran los siguientes:

- Recubrimientos (AASHTO 5.10.1): se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto.
 - Cimientos y muros 8 centímetros
 - Losas 5 centímetros
 - Columnas y vigas 5 centímetros
- Ganchos (AASHTO 5.10.2.1): los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados y 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.
- Longitud de desarrollo o de anclaje (AASHTO 5.10.8.2.): se deben aplicar a todas las barras que lo necesitan, será la mayor profundidad efectiva del elemento, 15 veces el diámetro de la barra o $luz/20$.
- Traslapes (AASHTO 5.10.8.4): se calculará con base en la longitud de desarrollo según sea el caso. Para varillas número 11 en adelante, se recomienda el uso de uniones mecánicas con un desarrollo del 125 % del f_y nominal de la varilla y así evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; tendrán que colocarse alternos a cada 60 centímetros.

- El concreto que tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días de 281 kg/cm² (4,000 psi); el acero de refuerzo será de varillas de acero corrugadas con una resistencia a la fluencia de 4,200 kg/cm² (grado 60).
- La carga viva para el diseño del puente es un camión HL-93 con un peso total de 32.67 toneladas, el cual cuenta con un eje delantero de 3.63 toneladas y dos ejes traseros con un peso de 14.52 toneladas cada uno.
- El relleno estructural que conforman los aproches o accesos del puente, debe ser granular de libre drenaje, libre de exceso de humedad, materiales contaminantes, y deben de cumplir con lo siguiente:
 - Dimensión mínima 50 mm
 - Material que pasa el tamiz 75µm (AASHTO T27 y T11) 15 %
máximo
 - Límite líquido (AASHTO T89) 30 %
máximo

2.3. Topografía

El levantamiento topográfico es esencial para el diseño, ya que permite expresar gráficamente los posibles puntos de ubicación, así como proporcionar información sobre las pendientes y áreas donde se ubicará la estructura, determinando la altura mínima del puente.

Esto fue realizado mediante el uso de una estación total marca Spectra Precision, serie FOCUS 2, para obtener las curvas de nivel y secciones transversales necesarias para realizar el diseño geométrico de la estructura.

2.3.1. Planimetría

Se define como el conjunto de métodos y mediciones que determinan la representación a escala de todos los puntos del terreno sobre una superficie plana, exceptuando su relieve y representándose en una proyección horizontal como líneas rectas, puntos, superficies y contornos, sin considerar la diferencia de elevación, tomando como referencia el norte para su orientación.

2.3.2. Altimetría

Se define como el conjunto de procedimientos y mediciones que se utilizan para determinar y representar la altura o cota de cada punto del terreno (planimetría) respecto de un plano de referencia, definiendo la superficie en estudio.

2.4. Estudio hidrológico

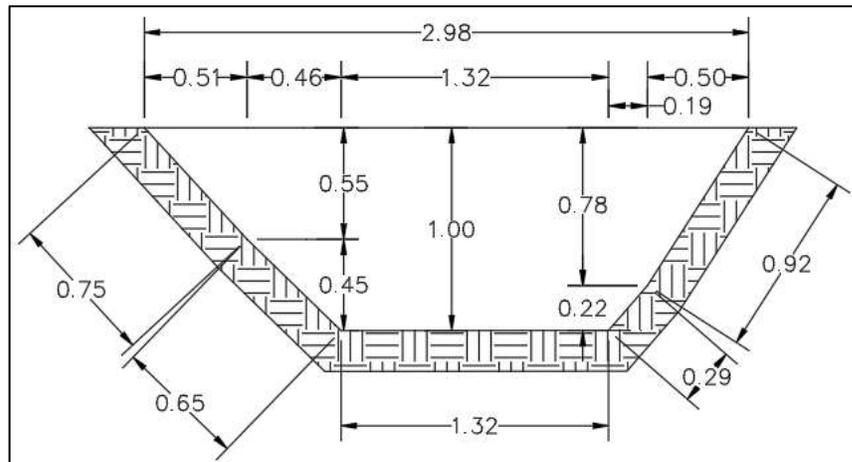
Es necesario para determinar el caudal que circula por la sección donde se ubica el puente y sus crecidas máximas, de manera que se pueda ubicar el puente a una altura conveniente, determinando así la luz del mismo y así proceder a diseñar. Para este diseño se utilizó el método de sección-pendiente y la ecuación de Manning para determinar la sección del río y su caudal máximo.

2.4.1. Método de sección-pendiente

Para determinar la altura máxima alcanzada por la corriente, se recurrió al punto de interés y observó en el suelo el nivel al cual ha llegado el río por sus crecidas anteriores, esto debido a que no existe información exacta del río.

Figura 4.

Sección del río para la crecida máxima de diseño



Nota. Dibujo de sección del río con crecida máxima. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

2.4.2. Cálculo de caudal máximo

Información recopilada de la sección del cauce:

Cota terreno (CTf)	= 96.0 m
Cota terreno (CTi)	= 96.42 m
Distancia horizontal (DH)	= 20.00 m

- Coeficiente de rugosidad

Dicho coeficiente depende de la cobertura del cauce, por lo que según Chow (2004) en su texto *Hidráulica de canales abiertos*, el coeficiente de rugosidad de Manning, para cauces naturales menores a 30 m con tramos con pastos, será de 0.07 como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 1.

Coefficiente de rugosidad para canales abiertos

Tipo de cauce y descripción	Valor de n		
	Mínimo	Normal	Máximo
D. Cauces naturales menores (ancho superior a nivel de crecida menor que 30 m)			
D1) Cauces en planicie			
1) Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2) Igual que arriba pero más piedras y pastos	0.030	0.035	0.040
3) Limpio, curvado, algunos pozos y bancos	0.033	0.040	0.045
4) Igual que arriba pero algunos pastos y piedras	0.035	0.045	0.050
5) Igual que arriba, niveles más bajos, pendiente y secciones más inefectivas	0.040	0.048	0.055
6) Igual que 4, pero más piedras	0.045	0.050	0.060
7) Tramos sucios, con pastos y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8) Tramos con muchos pastos, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera o arbustos bajos	0.075	0.100	0.150
D2) Cauces de montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes usualmente pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas y sumergidos para niveles altos			
1) Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2) Fondo: canto rodado y algunas rocas	0.040	0.050	0.070

Nota. Rangos de coeficientes de rugosidad para canales abiertos según el estado del cauce. Obtenido de V. Chow (2004). *Hidráulica de canales abiertos*. (p.110). McGraw-Hill.

- Área de la sección

$$A = \left(\frac{0.51 * 0.55}{2} \right) + \left(\frac{0.55 + 1.00}{2} * 0.46 \right) + (1.32 * 1.00) + \left(\frac{0.78 + 1.00}{2} * 0.19 \right) + \left(\frac{0.50 * 0.78}{2} \right)$$

$$A = 2.18 \text{ m}^2$$

- Perímetro mojado

$$Pm = 0.75 + 0.65 + 1.32 + 0.29 + 0.92$$

$$Pm = 6.91 \text{ m}$$

- Radio hidráulico

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

Donde:

R_h = radio hidráulico (m)

A = área (2.18 m²)

Pm = perímetro mojado (6.91 m)

$$R_h = \frac{2.18 \text{ m}^2}{6.91 \text{ m}} = 0.32 \text{ m}$$

- Pendiente del terreno

$$S = \frac{CT_i - CT_f}{DH} \times 100$$

Donde:

S = pendiente terreno (%)

CT_i = cota terreno inicial (94.42 m)

CT_f = cota terreno final (96.00 m)

DH = distancia horizontal (20.00 m)

$$S = \frac{96.42 \text{ m} - 96.00 \text{ m}}{20.00 \text{ m}} \times 100 = 2.10\%$$

- Cálculo de velocidad

$$v = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

v = velocidad (m/s)

n = coeficiente de rugosidad (0.07)

Rh = radio hidráulico (0.32 m)

S = pendiente del terreno (2.10 %)

$$v = \frac{1}{0.07} * 0.32^{2/3} * 0.0210^{1/2} = 0.97 \text{ m/s}$$

- Cálculo de caudal

$$Q = v * A = 0.97 \text{ m/s} * 2.18 \text{ m}^2 = 2.11 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.5. Estudio de suelos

Para realizar el diseño del puente vehicular es necesario realizar un estudio de suelos para conocer las características físicas y mecánicas del suelo, para así efectuar el diseño adecuado de la subestructura del puente. Los estudios pueden efectuarse por medio de perforaciones dinámicas o por medio de ensayos de muestras inalteradas.

Para la obtención del valor soporte del suelo se realizó el ensayo de corte directo no consolidado y no drenado, de una muestra inalterada extraída a una profundidad de 1.20 metros en donde se prevé que será la construcción de los estribos del puente. El estudio de suelos para este proyecto fue a cargo del laboratorio C.D.O. Se muestran los resultados obtenidos en el ensayo, así también se pueden verificar en anexos.

Tipo de suelo

Arena arcillosa color beige

Ángulo de fricción interna (ϕ)	19000 °
Cohesión (C_u)	5.85 Ton/m ²
Peso específico del suelo (γ)	1.26 Ton/m ³
Profundidad de cimentación (D_f)	0.75 m
Ancho de cimentación (B)	1.25 m

Existe un factor de seguridad para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales, el cual está dado respecto a la falla de corte (FS corte) y su valor se encuentra entre 1.2 a 1.6.

Se calculará la cohesión (C_d) y el ángulo de fricción interna (ϕ_d), aplicando el factor de seguridad de carga con respecto a la falla de corte, el factor será de 1.25:

$$C_d = \frac{C_u}{FS_{corte}}$$

$$C_d = \frac{5.85 \text{ Ton/m}^2}{1.25} = 4.68 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS_{corte}} \right)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan(19^\circ)}{1.25} \right) = 15.40^\circ$$

- Factor de flujo de carga

Estos son acordes a las características del suelo analizado en laboratorio, se utilizan los factores de capacidad de carga modificados debido a que la

estructura de cimentación estará cerca del nivel freático. Estos factores generan una disminución para la capacidad de carga en comparación con la ecuación original de Terzaghi.

Tabla 2.

Factores de capacidad de carga de Terzaghi

Tabla 2.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi — ecuaciones (3.4), (3.5) y (3.6).
De Kumbhojkar (1993).

ϕ'	N_c	N_q	N_{γ}^*	ϕ'	N_c	N_q	N_{γ}^*
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.64	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.38	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*De Kumbhojkar (1993).

Nota. Factores de capacidad de carga para la ecuación de cimentación cuadrada de Terzaghi. Obtenido de B. Das (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. (p. 139). Cenage Learning.

De interpolación para $\phi = 15.40^\circ$ se tiene:

$$N'_c = 13.19$$

$$N'_q = 4.64$$

$$N'_\gamma = 1.64$$

- Capacidad de carga ultima

$$q_u = 1.3 * C_u * N'_c + D_f * \gamma * N'_q + 0.4 * B * \gamma * N'_\gamma$$

$$q_u = 1.3 * 5.85 * 3.19 + 0.75 * 1.26 * 4.64 + 0.4 * 1.25 * 1.26 * 1.64$$

$$q_u = 85.32 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

- Capacidad de carga ultima neta (admisible)

El factor de seguridad (FS) no puede ser menor a 3.

$$q_{adm} = \frac{q_u - D_f * \gamma}{F.S} = \frac{85.32 - (0.75 * 1.26)}{3}$$

$$q_{adm} = 28.13 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

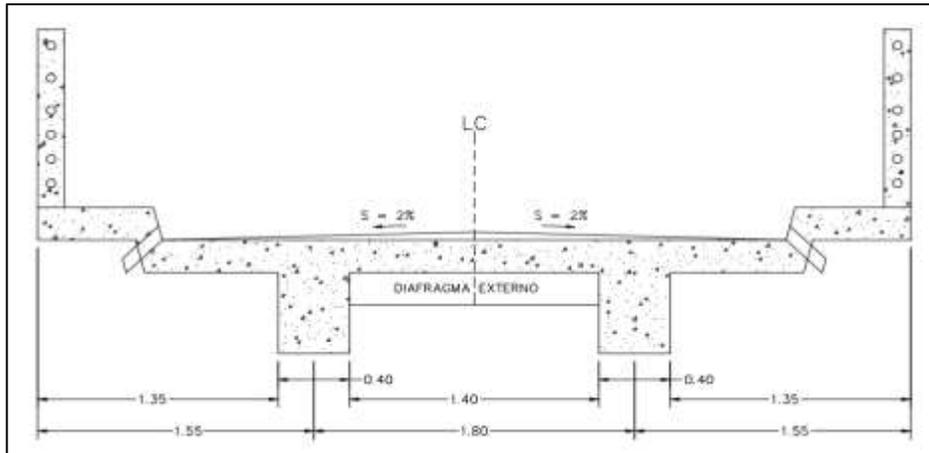
El valor de capacidad soporte del suelo admisible es de 28.13 ton/m².

2.6. Diseño de superestructura

La superestructura es la parte superior del puente donde actúan las cargas vivas vehiculares y peatonales, las cuales deben transmitirse a la subestructura. La superestructura del proyecto es de concreto reforzado y el cual consta de una losa, banquetas laterales, baranda peatonal, 2 vigas principales y 2 diafragmas exteriores.

Figura 5.

Sección transversal del puente



Nota. Dibujo de sección transversal de la superestructura del puente vehicular de un carril. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

2.6.1. Consideraciones de diseño

En este apartado se muestra una tabla resumen de los parámetros de la estructura y los materiales que determinan el diseño del puente vehicular.

Tabla 3.

Datos generales para diseño de puente vehicular

Parámetro	Valor
Longitud del puente	8.00 m
Ancho del puente	4.90 m
Ancho de rodadura	3.50 m
Ancho de bordillo	0.70 m
Peso específico del concreto	2,400.00 kg/m ³

Continuación de la Tabla 3.

Parámetro	Valor
Peso específico del asfalto	2,250.00 kg/m ³
Peso específico del suelo	1,260.00 kg/m ³
Valor soporte del suelo	28,130.00 kg/m ²
Carga viva HL-93	32,6700.00 kg
Resistencia a la compresión del concreto	281.00 kg/cm ²
Resistencia a la fluencia del acero	4,200.00 kg/cm ²

Nota. Tabla con parámetros y especificaciones técnicas del puente vehicular para diseño. Elaboración propia, realizado con Excel.

2.6.2. Diseño de losa

Tiene como función transmitir las cargas vehiculares del puente a las vigas principales. El puente es de un carril, por lo que la geometría de la losa es de 8 metros de largo y un ancho de 3.50 metros.

Realizando la relación entre largo y corto para determinar el sentido en que trabaja la losa, se obtiene que $3.5/8 = 0.43$, por lo que la losa trabaja en un sentido y el refuerzo principal es perpendicular al tráfico.

2.6.2.1. Espesor de losa

Según el artículo 9.7.1.1 de AASHTO LRFD el espesor de la losa deberá ser mayor o igual a 17.50 centímetros, y el artículo 13.7.3.1.2 menciona que el espesor para los voladizos que soportan barandales deberá ser mayor o igual a

20.00 centímetros. Por lo que se determina que el espesor de la losa será de 20.00 centímetros.

2.6.2.2. Cálculo de momentos

Se toman los momentos producidos por el peso muerto, por sobrecarga o carga viva e impacto producido por la carga, para lo cual es necesaria la integración de cargas para un tramo de un metro lineal de la longitud del puente.

- Integración de cargas
 - Carga muerta

$$W_{losa} = \gamma_c * t * b = (2,400 \text{ kg/m}^3) (0.20 \text{ m})(1.00 \text{ m}) = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{barandal} = \frac{\text{Peso concreto} + \text{peso tubo}}{\text{longitud}}$$

$$W_{barandal} = \frac{2,400(0.15 * 0.15 * 1.10 * 5) + (8 * 6 * 1.77)}{8} = \frac{44.37 \text{ kg}}{1\text{m}} \approx 45 \text{ kg/m}$$

$$W_{rodadura} = \gamma_{cr} * t * b = (2,250 \text{ kg/m}^3) (0.05 \text{ m})(1.00 \text{ m}) = 112.50 \text{ kg/m}$$

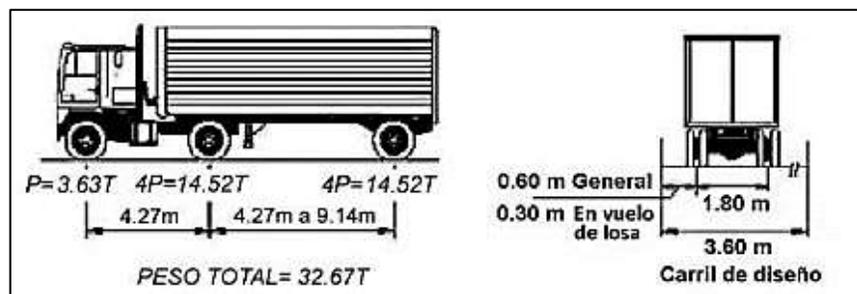
$$W_{cm} = 637.50 \text{ kg/m}$$

- Carga viva

Se utilizará el camión de diseño HL-93 con una separación simétrica entre ejes de 4,27 metros, una carga del eje de cabina de 3 630 kilogramos y dos ejes traseros con una carga de 14 520 kilogramos cada uno.

Figura 6.

Camión de diseño AASHTO HL-93



Nota. Esquemas del camión de diseño AASHTO HL-93. Obtenido de A. Rodríguez (2020). *Puentes con AASHTO LRFD 2017.* (p. 18). AASHTO.

Tomando la carga puntual del mayor eje, se obtiene:

Carga eje = 14,520 kg

Carga por llanta P = 7,260 kg

- Factor de impacto

Es un incremento por capacidad de carga dinámica, producido por la carga viva de diseño debido a los efectos estáticos que este pueda generar. Según AASHTO 3.6.2.1 y Tabla 3.6.2.1-1, el factor de impacto (IM), no se aplica para barandas o carga de carril y para el estado límite de resistencia I, deberá ser:

$$IM = 33 \%$$

Tabla 4.

Carga dinámica permitida (impacto)

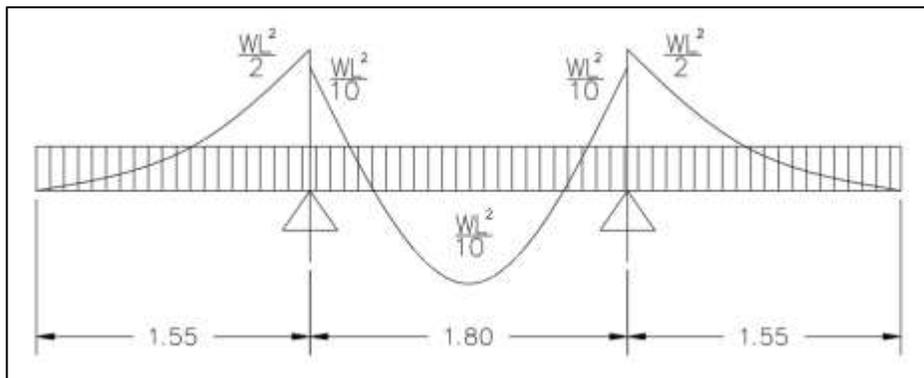
Componente	IM
Juntas del tablero – Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes:	
Estado Límite de fatiga y fractura	1.5%
Todos los demás Estados Límites	3.3%

Nota. Factores de impacto según estructura de puente y estados límite de servicio. Obtenido de AASHTO (2020). *Puentes con AASHTO LRFD 2017.* (p. 19). AASHTO.

- Momento por carga muerta

Figura 7.

Diagramas de momentos de la carga muerta



Nota. Diagrama de momentos de carga muerta producida a la losa del puente vehicular. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

$$M_{viga} = \frac{W_{cm} * L_{viga}^2}{10}$$

$$M_v = \frac{W_{cm} * L_v^2}{2}$$

Donde:

M_{viga} = momento de viga (kg·m)

M_v = momento de voladizo (kg·m)

W_{cm} = carga muerta distribuida (637.50 kg/m)

L_{viga} = longitud entre vigas a ejes (1.80 m)

L_v = longitud de voladizo (1.55 m)

- Momento en vigas (momentos internos)

$$M_{viga} = \frac{(637.50 \text{ kg/m})(1.80 \text{ m})^2}{10} = 206.55 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento en voladizo (momentos externos)

$$M_v = \frac{(637.50 \text{ kg/m})(1.55 \text{ m})^2}{2} = 765.80 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Se toma el momento de mayor valor numérico para el análisis de la losa, entonces M_{cm} es igual a 765.80 kg·m

- Momento por carga viva

Según AASHTO 3.24.3.1 el momento por carga viva se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$M_{cv} = \left(\frac{S + 2}{32} \right) * P$$

Donde:

M_{cv} = momento de carga viva (lb·pie)

S = separación entre vigas (1.80 m \approx 5.91 pies)

P = carga de rueda (7,260 kg \approx 16,008.00 lb)

$$M_{cv} = \left(\frac{5.91 + 2}{32} \right) * 16,008.00 = 3,956.98 \text{ lb}\cdot\text{pie}$$

$$M_{cv} = 3,956.98 \text{ lb}\cdot\text{pie} \approx 547.07 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

- Momento último

Se realiza una combinación de momentos producidos por la carga muerta, carga viva y sus factores. Para ello se utiliza una combinación de cargas por estado límite de resistencia I, de acuerdo con los factores de carga en AASHTO 3.4.1-1.

$$M_u = n[1.25M_{CM} + 1.75(M_{CV} * IM)]$$

$$n = n_D n_R n_1 = 1$$

Donde:

n = modificador de carga (AASHTO 1.3.2)

n_D = factor de ductilidad = 1

n_R = factor de redundancia = 1

n_1 = factor de importancia = 1

M_u = momento último de diseño (kg·m)

M_{CM} = momento por carga muerta (765.80 kg·m)

M_{CV} = momento por carga viva (437.58 kg·m)

IM = factor de impacto (33 %)

$$M_u = 1 * [1.25 * (765.80) + 1.75 * ((547.07) * (1 + 0.33))] = 2,230.56 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

2.6.2.3. Cálculo de peralte

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d = peralte (cm)

t = espesor de losa (20 cm)

\emptyset = se propone diámetro de varilla número 4 (1.27 cm)

$$d = 20 - 5 - \frac{1.27}{2} = 14.37 \text{ cm}$$

2.6.2.4. Cálculo de refuerzo

- Refuerzo transversal (perpendicular al tráfico) para la cama inferior
 - Acero requerido

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 f'_c}} \right] * \frac{0.85 f'_c}{f_y}$$

Donde:

A_s = área de acero (cm²)

b = franja unitaria (100 cm)

d = peralte (14.37 cm)

M_u = momento ultimo (2,230.56 kg·m)

f'_c = resistencia a la compresión del concreto (281 kg/cm²)

f_y = resistencia de fluencia del acero (4,200 kg/cm²)

$$A_s = \left[(100 * 14.37) - \sqrt{(100 * 14.37)^2 - \frac{2,230.56 * 100}{0.003825 (281)}} \right] * \frac{0.85(281)}{(4,200)}$$

$$A_s = 4.22 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

Según la sección 8.7.5.6.3.1 de ACI 318-19 se utiliza el mayor de las siguientes expresiones:

$$A_{s_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} * bd$$

$$A_{s_{\min B}} = \frac{14.1}{f_y} * bd$$

Donde

$A_{s_{\min}}$ = área de acero mínimo (cm²)

b = franja unitaria (100 cm)

d = peralte (14.37 cm)

f'_c = resistencia a la compresión del concreto (281 kg/cm²)

f_y = resistencia de fluencia del acero (4,200 kg/cm²)

$$A_{S_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{281}}{4,200} * (100 * 14.37) = 4.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min B}} = \frac{14.1}{4,200} * (100 * 14.37) = 4.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = 4.82 \text{ cm}^2$$

Como $A_{S_{\min}} > A_s$ entonces se trabajará con el área de acero mínima.

Se propone varilla número 4 grado 60 y luego se calcula el espaciamiento a través de una regla de 3.

$$\begin{array}{l} 4.82 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 1.27 \text{ ----- } S \end{array}$$

$$S = \frac{1.27 * 100}{4.82} = 26.35 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas número 4 grado 60 con espaciamiento entre varillas de 20 cm.

- Refuerzo en ambas direcciones para la cama superior

Corresponde al refuerzo por contracción y temperatura, según AASHTO 5.10.6, el área de acero se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * b * t$$

Donde

$A_{S_{temp}}$ = área por temperatura (cm^2)

b = franja unitaria (100 cm)

t = espesor losa (20 cm)

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla número 4 grado 60

$$3.60 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ ----- } S$$

$$S = \frac{1.27 * 100}{3.60} = 35.28 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas número 4 grado 60 con espaciamiento entre varillas de 30 cm.

- Refuerzo longitudinal (paralelo al tráfico), para cama inferior

Según AASHTO 9.7.3.2, el acero por distribución se calcula como porcentaje de la armadura principal y para refuerzo principal perpendicular al tráfico se expresa de la siguiente manera:

$$A_{S_{long}} = FL_{AS} \leq 0.67$$

$$FL_{AS} = \frac{220}{\sqrt{S}} = \frac{220}{\sqrt{4.59}} = 102.69 \%$$

Donde:

$A_{S_{long}}$ = Acero requerido o longitudinal (cm^2)

FL_{AS} = Porcentaje de acero por distribución (%)

S = luz libre entre vigas (1.40 m = 4.59 pies)

Como el porcentaje obtenido es mayor al permitido, se utilizará 67 % como factor para calcular el área de acero longitudinal.

$$A_{s_{long}} = 4.82 * 0.67 = 3.23 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla número 4 grado 60

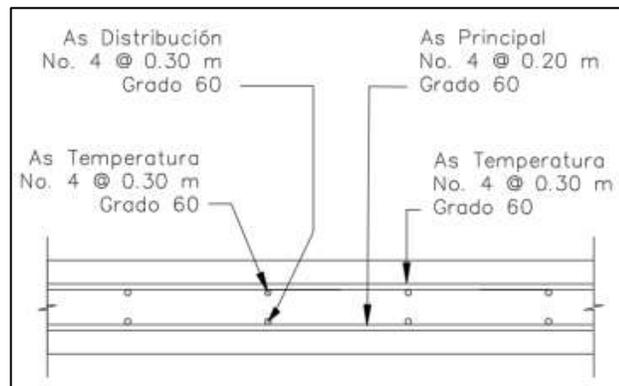
$$\begin{array}{l} 3.23 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 1.27 \text{ ----- } S \end{array}$$

$$S = \frac{1.27 * 100}{3.23} = 39.32 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas número 4 grado 60 con espaciadas entre sí 30 cm. Para las banquetas el refuerzo será el mismo del calculado para la losa.

Figura 8.

Detalle de armado de losa



Nota. Dibujo del detalle de armado de losa. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

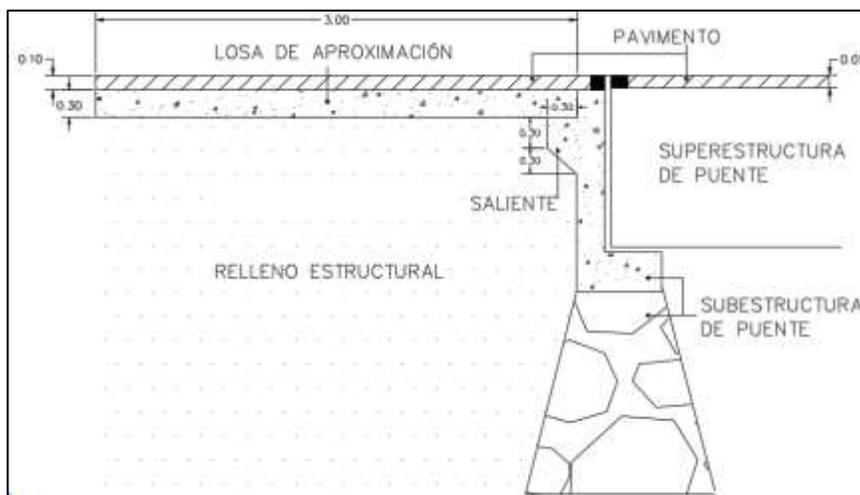
2.6.3. Diseño de losa de aproximación

Son también conocidas como losas de transición las cuales tienen como función prevenir asentamientos en los rellenos debido a la compactación generada con el paso del tiempo por el peso de los vehículos. Estas van en los extremos del puente, apoyadas en el terraplén de acceso y el diente superior de la cortina.

Según publicación *Nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso* de Dirección General de Carreteras de Madrid, el apoyo de la losa en el estribo será sobre un saliente de la cortina, el cual será de 30 cm de ancho y debe ser anclado con varilla número 6 a cada 1 metro. Así mismo recomienda que la longitud no sea superior a la altura del terraplén medido desde la altura del estribo, y nunca ser inferior a 3 metros.

Figura 9.

Detalle de losa de aproximación



Nota. Dibujo de conjunto de losa de aproximación con superestructura y subestructura del puente.
Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

De lo anterior, se determina que la losa de transición tendrá una longitud de 3 metros, un ancho de vía de 3.5 metros y un espesor de 30 centímetros. Por la relación en su geometría, $3/3.5 = 0.85$, lo cual indica que la losa trabaja en dos sentidos y el refuerzo principal será paralelo al tráfico.

El diseño de la losa de aproximación fue realizado mediante el texto Ejemplos de diseño para superestructuras de puentes de carreteras mediante LRFD, en su sección 7.1.6 por la Administración Federal de Carreteras del Departamento de Transportes de Estados Unidos (FHA), el soporte del suelo debajo de la losa de aproximación se ignora en el diseño.

2.6.3.1. Integración de cargas

Se considera una franja unitaria de un metro para la integración de cargas que actúan en la losa de transición.

- Carga muerta

$$CM = (0.30 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (0.10 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2,250 \text{ kg/m}^3)$$

$$CM = 945.00 \text{ kg/m}$$

- Carga viva

Según AASHTO 3.6.1.2.3, para carril de carga se tiene una carga distribuida de 952 kg/m en un ancho de 3 metros.

$$CV_{\text{Carril Carga}} = 952.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$CV_{\text{Camión Diseño}} = \frac{14,520.00 \text{ Kg}}{2} = 7,260.00 \text{ kg}$$

2.6.3.2. Cálculo de momentos

- Momento por carga muerta

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{8} = \frac{(945.00 \text{ kg/m})(3 \text{ m})^2}{8} = 1,063.13 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento por carga viva

$$M_{CV \text{ CD}} = \frac{PL}{4} = \frac{14,520.00 \text{ kg} * 3.00 \text{ m}}{4} = 5,445.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CV \text{ CC}} = \frac{WL^2}{8} = \frac{952.00 \text{ kg/m} * (3.00 \text{ m})^2}{8} = 1,071.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CV} = M_{CV \text{ CD}} + M_{CV \text{ CC}} = 5,445.00 + 1,071.00 = 6,516.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento último

$$M_u = (1.25 * 1,063.13) + (1.75 * 6,516.00) = 12,731.91 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

2.6.3.3. Cálculo de refuerzo

- Refuerzo principal (paralelo al tráfico) en cama inferior
 - Peralte

Se utilizará varilla número 4, grado 60, y el recubrimiento en las losas de aproximación será de 5 centímetros.

$$d = 30 - 5 - \frac{1.27}{2} = 24.36 \text{ cm}$$

- Acero requerido

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 f'_c}} \right] * \frac{0.85 f'_c}{f_y}$$

$$A_s = \left[(100 * 24.36) - \sqrt{(100 * 24.36)^2 - \frac{12,731.91 * 100}{0.003825 (281)}} \right] * \frac{0.85(281)}{(4,200)}$$

$$A_s = 14.60 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$A_{s_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.8\sqrt{281}}{4,200} * (100 * 24.36) = 7.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min B}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{4,200} * (100 * 24.36) = 8.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 8.18 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{\min}} < A_s$ entonces se trabajará con el área de acero requerido.

$$\begin{array}{l} 14.60 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 1.27 \text{ ----- } S \end{array}$$

$$S = \frac{1.27 * 100}{14.60} = 8.70 \text{ cm} \approx 8.50 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas número 4 grado 60, espaciadas 8.50 cm entre sí.

- Refuerzo en ambas direcciones para la cama superior

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * 100 * 30 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla número 4 grado 60

$$\begin{array}{l} 5.40 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 1.27 \text{ ----- } S \end{array}$$

$$S = \frac{1.27 * 100}{5.40} = 23.52 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas número 4 grado 60 con espaciamiento entre varillas de 20 cm.

- Refuerzo longitudinal (perpendicular al tráfico), para cama inferior

Según AASHTO 9.7.3.2, el acero por distribución se calcula como porcentaje de la armadura principal y para refuerzo principal paralelo al tráfico se expresa de la siguiente manera:

$$A_{s_{long}} = FL_{AS} \leq 0.50$$

$$FL_{AS} = \frac{220}{\sqrt{S}}$$

$$FL_{AS} = \frac{220}{\sqrt{9.84}} = 31.88 \% \approx 32 \%$$

$$A_{s_{long}} = 14.60 * 0.32 = 4.67 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla número 4 grado 60

$$4.67 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

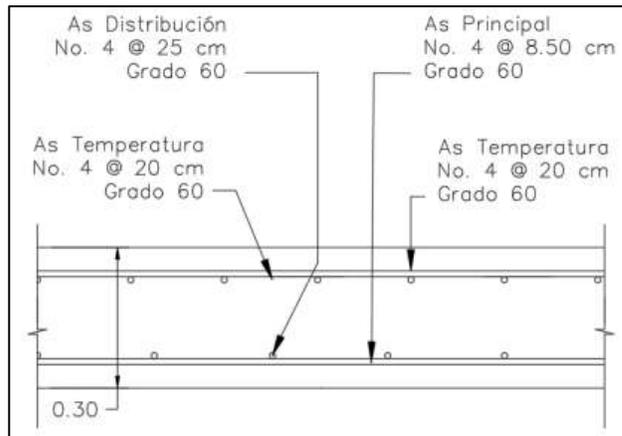
$$1.27 \text{ ----- } S$$

$$S = \frac{1.27 * 100}{4.67} = 27.19 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas número 4 grado 60, espaciadas a 25 cm entre sí.

Figura 10.

Detalle de armado de losa de aproximación en vista longitudinal



Nota. Dibujo del refuerzo de la losa de aproximación. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

2.6.4. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales que tienen como función recibir las cargas y transportarlas a los apoyos respectivos. Son elementos simplemente apoyados sobre los estribos y trabajan a flexión.

El predimensionamiento de la viga según Tabla 2.5.2.6.3-1 de AASHTO, indica que la altura de las vigas con tramos continuos será el siguiente:

$$H = 0.07 * L$$

Donde:

H= altura de viga (m)

L = longitud de la viga del puente (8 m)

$$H = 0.07 * 8 = 0.56 \text{ m} \approx 0.80 \text{ m}$$

Para la base de la viga se usa la siguiente expresión:

$$B = \frac{H}{3.5} = \frac{0.80}{3.5} = 0.23 \text{ m} \approx 0.40 \text{ m}$$

El puente es de un carril con un ancho de carril de 3.50, consta de 2 vigas principales de 0.80 metros de alto y 0.40 metros de ancho.

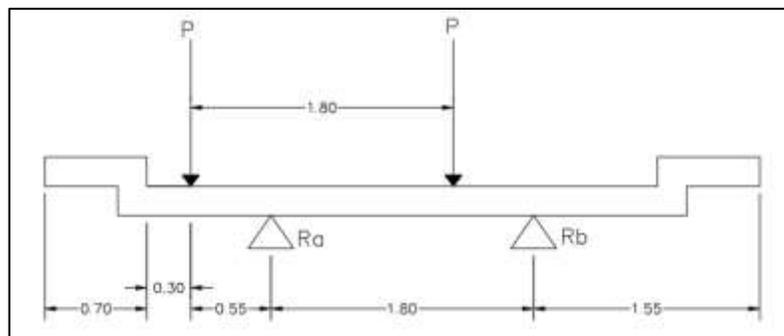
2.6.4.1. Cálculo de momento por sobrecarga

- Factor de distribución de carga

Es la proporción de la carga viva que absorbe cada viga principal, la AASHTO indica que, para vigas externas, el factor de distribución se determina por reacción de las cargas de las ruedas.

Figura 11.

Esquema para el factor de distribución de carga



Nota. Esquema de cargas actuantes en sección de puente para determinación del factor de distribución de carga. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

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

$$-R_b(1.80) + P(0.55) - P(1.80 - 0.55) = 0$$

$$R_b = \frac{0.70 P}{1.80} = 0.39 P$$

- Factor de presencia múltiple

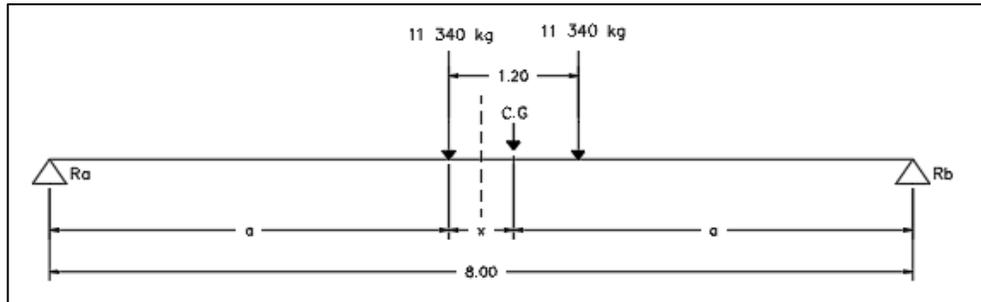
Según Tabla 3.6.1.1.2-1 de AASHTO, el factor de presencia múltiple para un carril cargado es de 1.20 y es aplicado al factor de distribución de carga. Por lo que el factor de distribución de carga será de $g = 0.39 * 1.20 = 0.47$

- Momento máximo por sobrecarga

Se utiliza el Tándem de Diseño HL-93 para el análisis por sobrecarga viva, debido a que es más crítico respecto al Camión de Diseño por la longitud del puente ya que es menor que las dimensiones del Camión de Diseño. Determinando la ubicación del centro de gravedad entre los ejes de la carga viva, según el Teorema de Barre se procede a determinar el mayor momento bisecando la distancia entre el centro de gravedad y la carga más próxima del tren de cargas, por un eje que pasa por el centro de la luz.

Figura 12.

Esquema de carga viva sobre viga



Nota. Cargas de tándem de diseño en puente. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

$$CG = 11.34 + 11.34 = 22.68 \text{ ton} = 22,680.00 \text{ kg}$$

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

$$11.34(1.20 - x) - 11.34(x) = 0$$

$$x = 0.60 \text{ m}$$

- Resolviendo para el valor de "a"

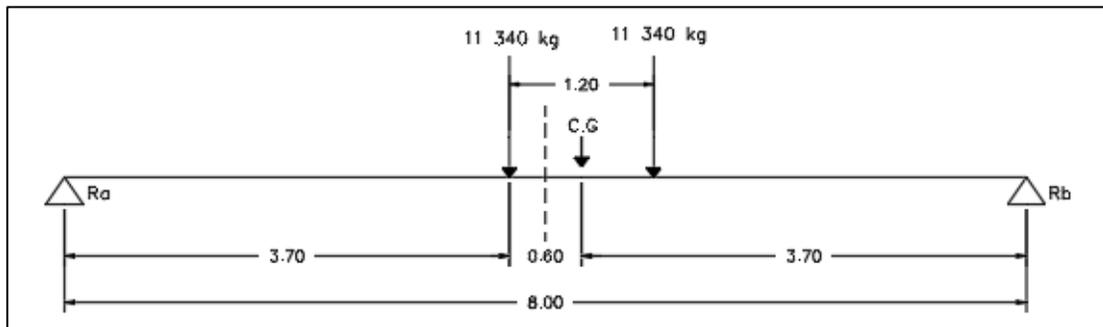
$$2a + x = L$$

$$a = \frac{8 - 0.60}{2} = 3.70 \text{ m}$$

- Calculando las reacciones

Figura 13.

Esquema de reacciones de la viga



Nota. Dibujo de cargas de tándem de diseño en la longitud del puente. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

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

$$- 11,430.00(3.70) - 11,430.00(1.20 + 3.70) + R_b(8.00) = 0$$

$$R_b = 12,190.50 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_a + R_b - 22,680.00 = 0$$

$$R_a = 10,489.50 \text{ kg}$$

- Momento debido a tándem de diseño

Momento máximo producido en el punto donde se encuentra la carga del tren más cercana al centro de gravedad del vehículo de diseño hasta cada uno de los apoyos.

$$\mathcal{U} + \sum M_I = 10,489.50(3.70) = 38,811.15 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mathcal{U} + \sum M_D = 12,190.50(3.70 - 0.60) = 37,790.55 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

El momento de carga viva por el tándem de diseño será $38,811.15 \text{ kg} \cdot \text{m}$

- Momento debido a carril de carga

Se debe de combinar el momento crítico del análisis anterior con la carga de carril. Siendo en este caso tándem de diseño con carga de carril en la posición $x = 3.70 \text{ m}$ desde el apoyo izquierdo.

$$R_A = R_B = \frac{952 \text{ kg/m} * 8\text{m}}{2} = 3,808.00 \text{ kg}$$

$$M_{CC} = 3,808.00\text{kg} * 3.70\text{m} - \frac{952 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3.70\text{m} * 3.70\text{m}}{2} = 7,573.16 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

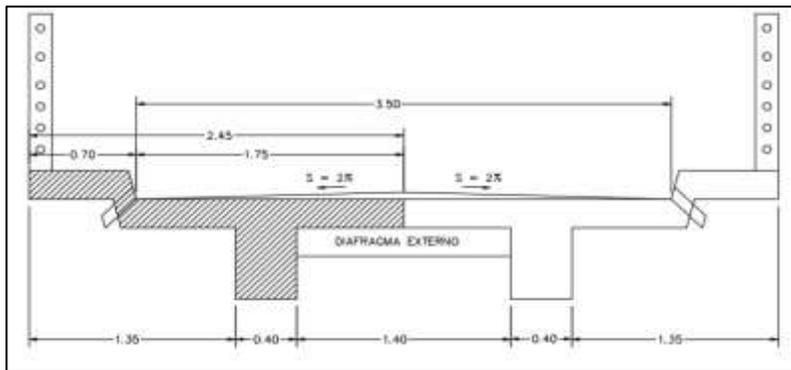
Este momento no se ve afectado por modificadores como el impacto y factor de distribución, únicamente por los factores de carga correspondientes para carga viva.

2.6.4.2. Cálculo de momento por carga muerta

Para el cálculo del momento por carga muerta se consideran las cargas generadas por el peso propio de la estructura, los cuales incluye el peso del barandal peatonal, banqueta, viga externa, losa y carpeta de rodadura.

Figura 14.

Área tributaria para viga



Nota. Dibujo del área tributaria para la viga externa. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Para el peso del barandal se utilizan 45 kg/m, previamente calculado ver diseño de losa, y según AASHTO 3.6.1.6 se considera una carga peatonal de 367 kg/m² para veredas que son mayores a 60 centímetros.

$$W_{losa} = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.20 \text{ m})(1.75 \text{ m}) = 840.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{rodadura} = (2,250 \text{ kg/m}^3)(0.05 \text{ m})(1.75 \text{ m}) = 196.88 \text{ kg/m}$$

$$W_{viga} = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.40 \text{ m})(0.80 \text{ m}) = 576.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{banqueta} = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.20 \text{ m})(0.70 \text{ m}) = 336.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{barandal} = 45.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{carga\ peatonal} = (367 \text{ kg/m}^2)(0.70 \text{ m}) = 256.90 \text{ kg/m}$$

$$W_{CM} = 2,250.78 \text{ kg/m}$$

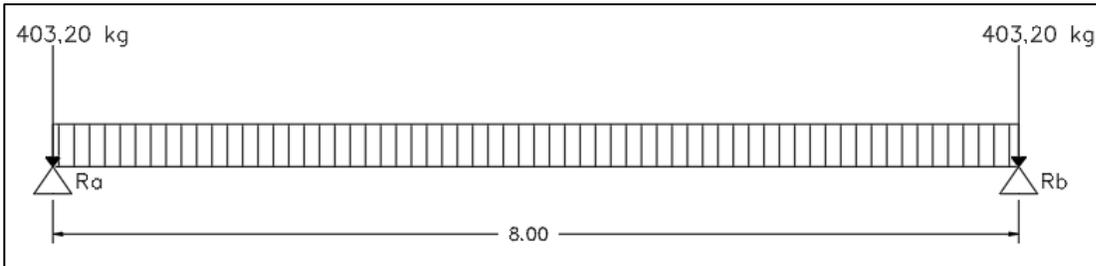
- Peso de diafragma externo

Según AASHTO 6.7.4.3, los diafragmas se colocan en los extremos y los diafragmas internos se deben de colocar en el punto donde se tiene momento máximo positivo en luces mayores a 40 pies (12 m), por lo que los únicos diafragmas en el puente de 8 metros son dos diafragmas externos en cada extremo del puente.

$$P_{DE} = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.30 \text{ m})(0.40 \text{ m})(1.40 \text{ m}) = 403.20 \text{ kg}$$

Figura 15.

Esquema de carga muerta sobre viga



Nota. Esquema de cargas muertas actuantes sobre la viga. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

- Cálculo de momento

$$M_{max_{CM}} = \frac{WL^2}{8}$$

Donde:

W = carga muerta distribuida (2,250.78 kg/m)

L = longitud del puente (8 m)

$$M_{max_{CM}} = \frac{(2,250.78)(8)^2}{8} = 18,006.24 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

2.6.4.3. Cálculo de momento debido a impacto

El factor de incremento por carga dinámica corresponde al 33 %, según AASHTO 3.6.2.1.

$$M_{CV+IM} = 38,811.15 \text{ kg} \cdot \text{m} * (1 + 0.33) = 51,618.83 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

2.6.4.4. Cálculo de momento total

$$M_u = 1.25 * M_{cm} + 1.75 * M_{CV+IM+FD+CC}$$

$$M_u = (1.25 * 18,006.24) + (1.75 * ((51,618.83 * 0.47) + 7,573.16))$$

$$M_u = 71,193.21 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

2.6.4.5. Cálculo de refuerzo

- Acero requerido

Para varillas número 8 ($\phi = 2.54 \text{ cm}$ y $A_v = 5.07 \text{ cm}^2$)

$$d = 80 - 5 - \frac{2.54}{2} = 72.46 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 f'_c}} \right] * \frac{0.85 f'_c}{f_y}$$

$$A_s = \left[(40 * 72.46) - \sqrt{(40 * 72.46)^2 - \frac{71,193.21 * 40}{0.003825 (281)}} \right] * \frac{0.85(281)}{4,200} = 28.45 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$A_{s_{\min A}} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.8 \sqrt{281}}{4,200} * (40 * 72.46) = 9.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{minB}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4,200} * (40 * 72.46) = 9.73 \text{ cm}^2$$

Utilizando el valor mayor de los dos datos obtenidos anteriormente, se obtiene el acero mínimo siguiente

$$A_{S_{min}} = 9.73 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

Según ACI 318-19 18.6.3.1, para el refuerzo longitudinal la cuantía no debe exceder 0.025 para refuerzo de grado 40 y 0.020 para refuerzo de grado 60.

$$A_{S_{max}} = 0.5 * \rho * b * d$$

$$\rho = 0.020$$

$$A_{S_{max}} = 0.5 * 0.020 * 40 * 72.46 = 36.23 \text{ cm}^2$$

Como $A_{S_{min}} < A_s < A_{S_{max}}$, el acero a tensión a colocar es de 28.45 cm²

- Acero a tensión (cama inferior)

Utilizando varillas 6 número 8 ($A_v = 5.07 \text{ cm}^2$) y 2 varillas número 6 ($A_v = 2.85 \text{ cm}^2$) se cubre un área de acero de 36.12 cm², lo cual cumple con el requerido y es menor al máximo permitido.

- Acero de refuerzo a compresión

Es el área de acero ubicado en la parte superior de la viga y ACI 318-19 9.6.1.3, lo define como el refuerzo mínimo para flexión en vigas no pre esforzadas debe ser mayor a un tercio del acero requerido por tensión.

$$A_{s_{comp}} = \frac{1}{3} * A_{s_{ten}}$$

$$A_{s_{comp}} = \frac{1}{3} * 36.10 = 12.04 \text{ cm}^2$$

Utilizando 2 varillas número 8 ($A_v = 5.07 \text{ cm}^2$) y 1 varilla número 6 ($A_v = 2.85 \text{ cm}^2$), cubriendo así un área de acero de 12.98 cm^2 mayor al requerido a compresión y al mínimo designado por la sección.

- Refuerzo adicional por altura

Según ACI 318-19 24.4.3.2, se agrega acero por temperatura y contracción, el cual es 0.0018 del área de la sección del elemento.

$$A_{s_{ext}} = 0.0018 * 80 * 40 = 5.04 \text{ cm}^2$$

Utilizando 4 varillas número 5 ($A_v = 1.98 \text{ cm}^2$), en la longitud de la viga, se obtiene un área de acero de 7.92 cm^2 lo cual cumple con el área de refuerzo adicional por altura obtenido.

2.6.4.6. Cálculo de cortante

- Cortante por carga muerta

$$V_{cm} = \frac{W_{cm} * L}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

Donde:

V_{cm} = corte debido a carga muerta (kg)

W_{cm} = carga muerta distribuida (2,250.78 kg/m)

L = longitud del puente (8 m)

$\sum P$ = sumatoria de carga muerta de diafragmas (kg)

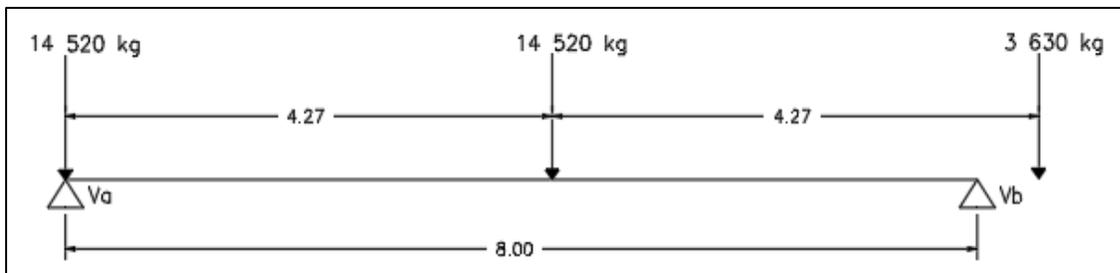
$$V_{cm} = \frac{(2,250.78 * 8)}{2} + \frac{2 * 403.20}{2} = 9,406.32 \text{ kg}$$

- Cortante por carga viva
 - Camión de diseño

El cortante máximo por camión de diseño ocurre cuando la carga del eje más pesado se encuentra sobre el apoyo y el resto del vehículo está sobre la superestructura.

Figura 16.

Esquema para cortante máximo por camión de carga



Nota. Esquema de cargas de camión de diseño actuantes en viga, para determinación de cortantes. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

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

$$-14,520.00(8) - 14,520.00(8 - 4.27) + V_a(8) = 0$$

$$V_a = 21,289.95 \text{ kg}$$

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

$$V_a + V_b - 14,520.00 - 14,520.00 = 0$$

$$V_b = 7,750.05 \text{ kg}$$

- Carril de carga

La carga de carril distribuida a lo largo de la viga aporta una carga relativamente estática para el servicio simulando casos en los que puede existir tráfico.

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

$$(8m * V_a) - \frac{952 \text{ kg/m} * (8m)^2}{2} = 0$$

$$V_a = 3,808.00 \text{ kg}$$

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

$$V_a + V_b - (952 \text{ kg/m} * 8m) = 0$$

$$V_b = 3,808.00 \text{ kg}$$

- Cortante último

$$V_u = (1.25 * V_{CM}) + (1.75 * (V_{CV+IM+FD} + V_{CC}))$$

$$V_u = (1.25 * 9,406.32) + (1.75 * ((21,289.95 * (1 + 0.33) * 0.47) + 3,808))$$

$$V_u = 41,711.51 \text{ kg}$$

2.6.4.7. Cálculo de refuerzo a corte

Para determinar el refuerzo a corte necesario en la viga, se debe de obtener el cortante que resiste el concreto del elemento y comparar con el cortante actuante en el elemento.

- Cortante resistente del concreto

Según ACI 318-19 22.5.5, el cortante que resiste el concreto se expresa de la siguiente manera:

$$V_{CR} = 0.53 * \phi * b * d * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

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

ϕ = factor de redundancia (0.85)

b = ancho de viga (40 cm)

d = peralte de viga (72.46 cm)

f'_c = resistencia a compresión del concreto (281 kg/cm²)

$$V_{CR} = 0.53 * 0.85 * 40 * 72.46 * \sqrt{281} = 21,888.01 \text{ kg}$$

Como el cortante último es mayor al cortante que resiste el concreto se debe reforzar a corte.

- Cortante nominal

Según ACI 318-19 21.2.1 y 22.5.8.1, la resistencia nominal para cortante se expresa de la siguiente manera:

$$V_n = \frac{V_u}{0.75}$$

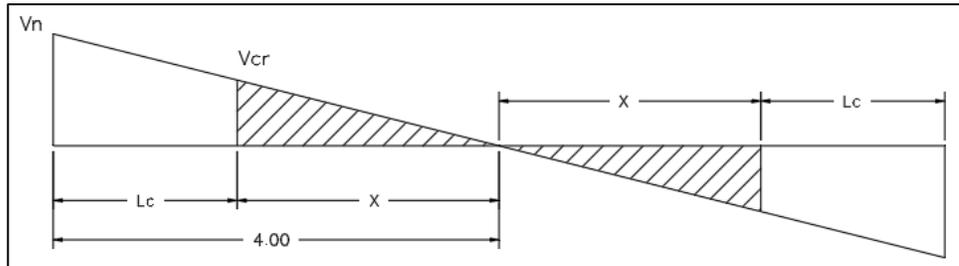
$$V_n = \frac{58,311.57 \text{ kg}}{0.75} = 77,748.76 \text{ kg}$$

- Longitud de confinamiento

Se realiza una relación de triángulos semejantes en el diagrama de corte último de viga, para determinar la sección de la viga donde no se requiere refuerzo por confinamiento.

Figura 17.

Diagrama de corte que resiste el concreto



Nota. Diagrama de corte que resiste la viga de concreto. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

$$\frac{Vn}{4} = \frac{V_{CR}}{X}$$

Donde:

Vn = cortante nominal (77,748.76 kg)

Vcr = cortante resistente del concreto (21,888.01 kg)

X = distancia resiste concreto, donde no se necesita refuerzo a corte (m)

$$X = \frac{21,888.01 \text{ kg} * 4 \text{ m}}{77,748.76 \text{ kg}} = 1.13 \text{ m} \approx 1.15 \text{ m}$$

$$Lc = \frac{8 \text{ m}}{2} - 1.15 \text{ m} = 2.85 \text{ m}$$

- Espaciamiento

Según ACI 318-19 22.5.8.1 y 22.5.8.5.3, el espaciamiento de los estribos en área confinada obtiene con la siguiente expresión:

$$S = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_n - V_{CR}}$$

Donde:

S = espaciamiento (cm)

A_v = área de varilla número 4 ($A_v = 1.27 \text{ cm}^2$)

f_y = resistencia fluencia del acero (4,200 kg/cm²)

d = peralte de viga (72.46 cm)

V_n = cortante nominal (77,748.76 kg)

V_{CR} = corte que resiste el concreto (21,888.01 kg)

$$S = \frac{2 * 1.27 * 4,200 * 72.46}{77,748.76 - 21,888.01} = 13.94 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

Y el espaciamiento en la zona no confinada, denominada X, según AASHTO 5.7.2.6-2 debe ser de 30 cm o a $d/2$.

$$S_{max} = \frac{d}{2}$$

Donde:

S_{max} = espaciamiento máximo (cm)

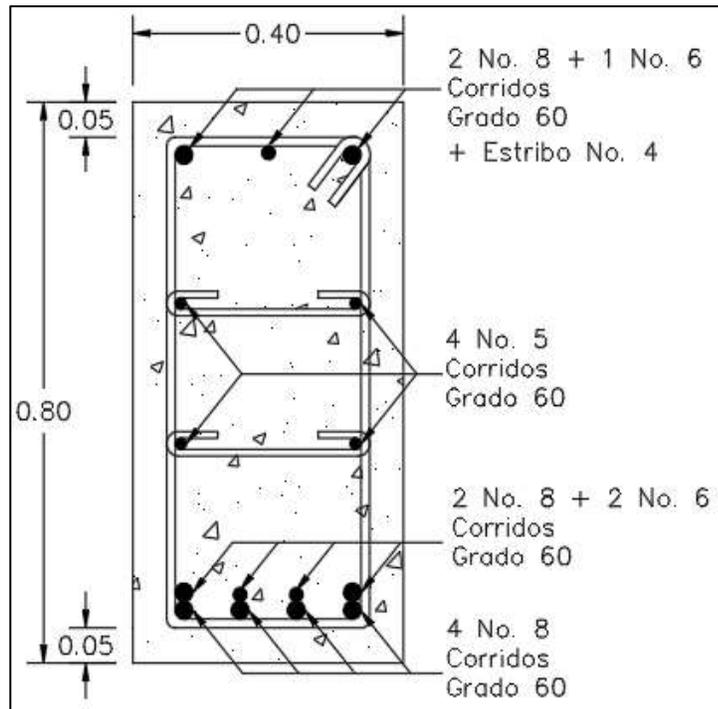
d = peralte de viga (72.46 cm)

$$S_{max} = \frac{72.46 \text{ cm}}{2} = 36.23 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

En la longitud de confinamiento se colocará el primer estribo a 5 cm y el resto a 10 cm, y en la zona de no confinamiento el estribo se colocará a 25 cm.

Figura 18.

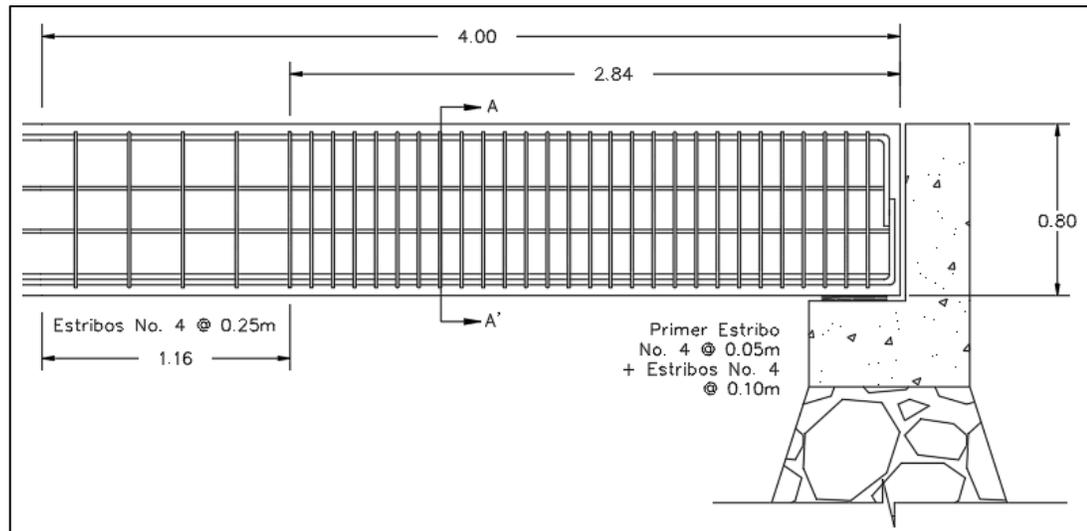
Detalle armado visto en sección de viga principal



Nota. Dibujo de detalles del refuerzo de viga. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Figura 19.

Detalle armado transversal de viga principal



Nota. Dibujo de detalles de armado transversal visto en sección longitudinal de la viga. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

2.6.5. Diseño de diafragma

Los diafragmas tienen como función dar rigidez a la superestructura y se colocan perpendicularmente a las vigas lo cual evita el alabeo, el diseño de refuerzo de acero para los diafragmas se limita al cálculo de acero mínimo longitudinal y a corte.

En el puente se tienen dos diafragmas externos, los cuales están ubicados en los extremos de la superestructura, ya que según AASHTO 6.7.4.3 se recomienda utilizar diafragmas internos en el punto donde se tiene momento máximo positivo en luces mayores a 12 metros.

Según AASHTO 5.13.2.2, la geometría de los diafragmas externos se obtiene de la siguiente manera:

$$H_{d \text{ ext}} = \frac{H_{\text{viga}}}{2} = \frac{80 \text{ cm}}{2} = 0.40 \text{ m}$$

$$B = 0.30 \text{ m}$$

2.6.5.1. Cálculo de peralte

Para varillas número 4 ($\phi = 1.27 \text{ cm}$ y $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$)

$$d = 40 - 5 - \frac{1.27}{2} = 34.37 \text{ cm}$$

2.6.5.2. Cálculo de refuerzo

- Acero mínimo

$$A_{S_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.8\sqrt{281}}{4,200} * (30 * 34.37) = 3.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min B}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{4,200} * (30 * 34.37) = 3.46 \text{ cm}^2$$

Utilizando el valor numérico más alto de los dos resultados obtenidos previamente, el acero mínimo a utilizar es el siguiente

$$A_{S_{\min}} = 3.46 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo longitudinal

Se utilizará como acero mínimo el mayor del resultado anterior. También es necesario un refuerzo adicional por altura, ya que a cada pie de altura que tenga el diafragma el área de refuerzo de 1.91 cm^2 .

Se colocarán 3 varillas número 4 = 3.81 cm^2 en cada cama, superior e inferior, del diafragma; y 2 varillas número 4 = 2.53 cm^2 en el centro de la sección.

- Refuerzo a corte

Utilizando estribos de varillas número 3, el espaciamiento máximo a colocar es 30 centímetros o $d/2$.

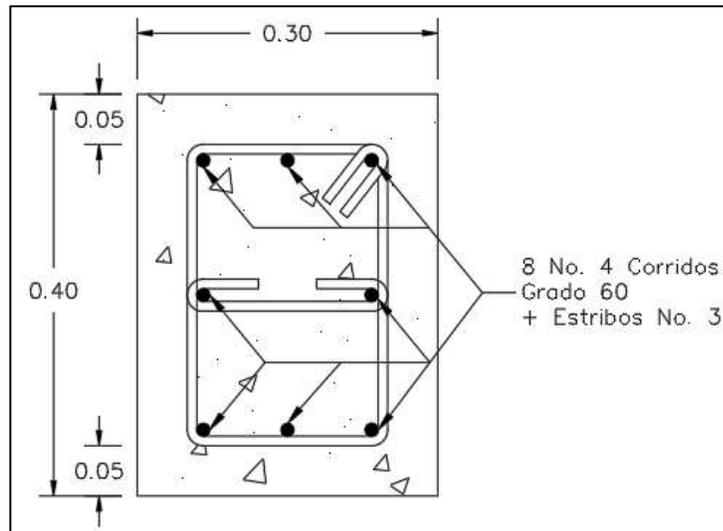
$$S = \frac{34.37 \text{ cm}}{2} = 17.19 \text{ cm}$$

$$S \approx 15 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos de varillas número 3, el primero a 5 centímetros y el resto a 15 centímetros.

Figura 20.

Detalle de armado de diafragma exterior



Nota. Dibujos de detalles de armado de los diafragmas externos visto en sección. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

2.6.6. Diseño de barandal

Tiene como función garantizar la integridad del peatón al transitar por el puente. Para el diseño del mismo se utilizó la sección 13.8 de AASHTO, para barandas peatonales.

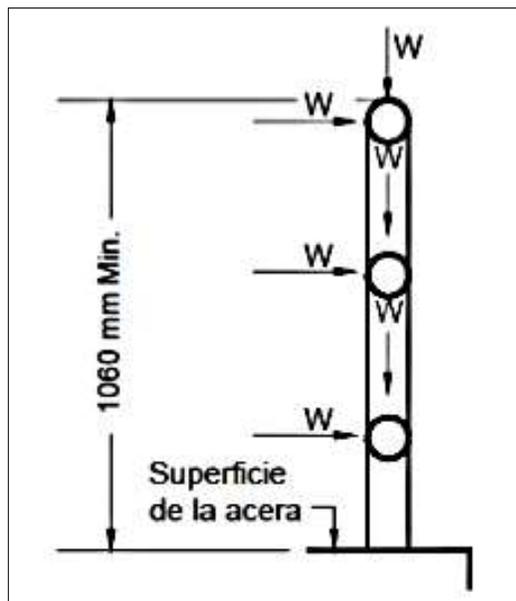
- Según AASHTO 13.8.1, la altura mínima de las barandas peatonales deberá ser 1.06 metros, medidos a partir de la cara superior de la acera. La abertura entre los elementos horizontales en los primeros 60 cm, no debe permitir el paso de una esfera de 15 centímetros de diámetro y después de los 60 cm de altura, la abertura no debe ser mayor a 20 cm.

- Según AASHTO 13.8.2, los elementos longitudinales deben diseñarse para una carga concentrada de 91 kg y una carga distribuida de 75 kg/m, vertical y horizontal.

La baranda consta longitudinalmente de 6 tubos galvanizados de 2 pulgadas de diámetro, conectados a postes de concreto que tienen una altura de 1.10 metros y sección de 0.15 m X 0.15 m, la separación entre los postes será de 2 metros a ejes.

Figura 21.

Cargas actuantes en barandas



Nota. Dibujo de cargas actuantes en baranda peatonal según normativa. Obtenido de AASHTO (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. (p. 13-12). IHS Markit.

2.6.6.1. Diseño de riel

Momento del tubo en condiciones críticas:

$$M = \frac{P * L}{8} + \frac{W * L^2}{10}$$

Donde:

M = momento actuante (kg·m)

P = carga concentrada (91 kg)

W = carga distribuida (75 kg/m)

L = longitud del tubo (2 m)

$$M = \frac{91 * 2}{8} + \frac{75 * 2^2}{10} = 52.75 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Resistencia del tubo propuesto:

$$M_r = \frac{2 * I * F}{\emptyset}$$

Donde:

M_r = momento resistente (lb·pie)

I = inercia (0.66 pulg⁴)

F = fluencia del tubo (20,000 lb/pulg²)

\emptyset = diámetro externo (2.375 pulg)

$$M_r = \frac{2 * 0.66 * 20,000}{2.375}$$

$$M_r = 11,171.92 \text{ lb} \cdot \text{pulg} \approx 128.98 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Como $M_r > M$, el tubo galvanizado propuesto, de 2 pulgadas de diámetro si soporta el momento actuante cédula 40.

2.6.6.2. Diseño de poste

- Momento de diseño

Según AASHTO 13.8.2-1, se evalúa una carga concentrada transversal al centro de gravedad del elemento longitudinal, dicha carga se determina con la siguiente expresión:

$$P_{LL} = 91 + 75L$$

Donde:

P_{LL} = valor de la carga concentra (kg)

L = separación entre postes (2 m)

$$P_{LL} = 91 + 75kg/m * 2m = 241.00 kg$$

La evaluación se hace en forma crítica:

$$M = \sum P * L$$

Donde:

M = momento de diseño (kg·m)

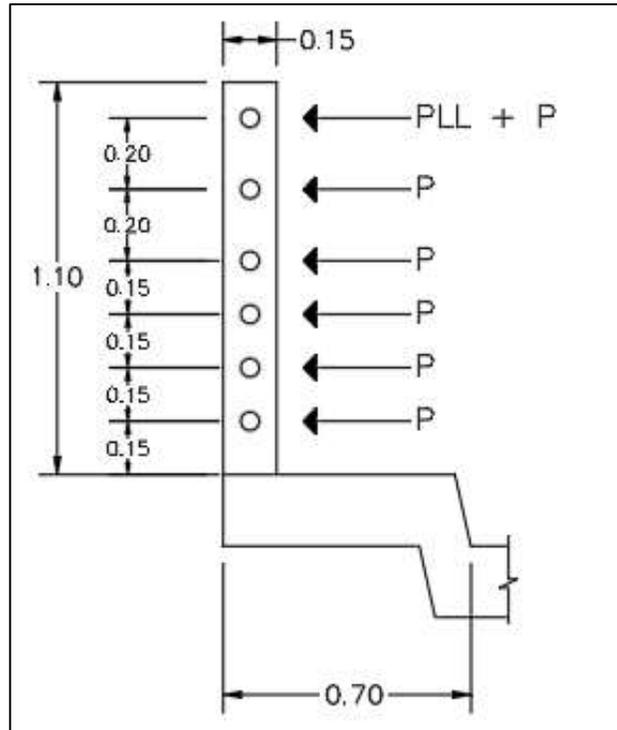
P = carga concentrada para el diseño de tubos ($75 kg/m * 2 m = 150 kg$)

L_{LL} = distancia desde el rostro de la acera al centro del tubo superior (1 m)

L = distancia desde el rostro de la acera al centro del tubo (m)

Figura 22.

Esquema de cargas que actúan en poste



Nota. Esquema de cargas actuantes en barandal peatonal que producen momento en poste.
Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

$$M_u = (241 * 1.00) + (150 * 1.00) + (150 * 0.80) + (150 * 0.60) + (150 * 0.45) \\ + (150 * 0.30) + (150 * 0.15)$$

$$M_u = 736.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Acero de refuerzo

Teniendo la siguiente información del poste, se calcula el refuerzo.

Base = 15 cm

Ancho = 15 cm

Recubrimiento = 3 cm

Peralte = 12 cm

Resistencia a compresión del concreto, $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia de fluencia del acero, $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$

- Acero mínimo y máximo

Según ACI 318-19 10.6.1, los límites del refuerzo longitudinal de columnas son del 1 % al 8 % del área de la sección del elemento.

$$A_{s_{min}} = 1 \% * 15 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 8 \% * 15 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 18.00 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 f'_c}} \right] * \frac{0.85 f'_c}{f_y}$$

$$A_s = \left[(15 * 12) - \sqrt{(15 * 12)^2 - \frac{736 * 15}{0.003825 * 281}} \right] * \frac{0.85 * 281}{2,810}$$

$$A_s = 2.67 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{min}} < A_s < A_{s_{max}}$, se utilizarán 4 varillas número 3 = 2.85 cm^2 para satisfacer dicho acero.

- Refuerzo a corte

La fuerza que actúa sobre el poste es la suma de todas las fuerzas transversales.

$$V_{actuando} = 241kg + (150kg * 6) = 1,141.00 kg$$

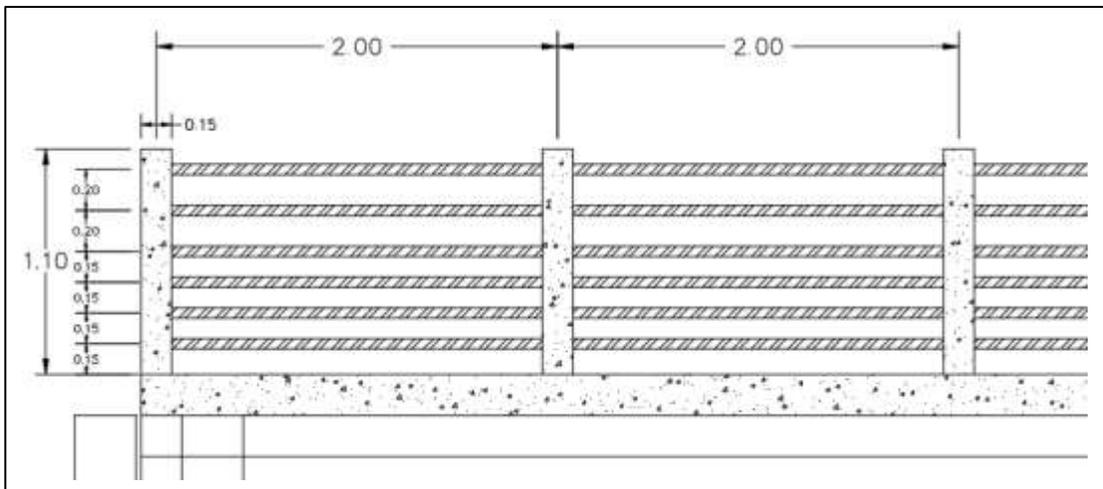
Resistencia de corte al concreto.

$$V_{CR} = 0.53 * \phi * b * d * \sqrt{f'c} = 0.53 * 0.85 * 15 * 12 * \sqrt{281} = 1,359.32 kg$$

Como $V_{act} < V_{CR}$, se colocará el mínimo refuerzo a corte aceptable. Se utilizará estribos número 3 a cada 15 centímetros.

Figura 23.

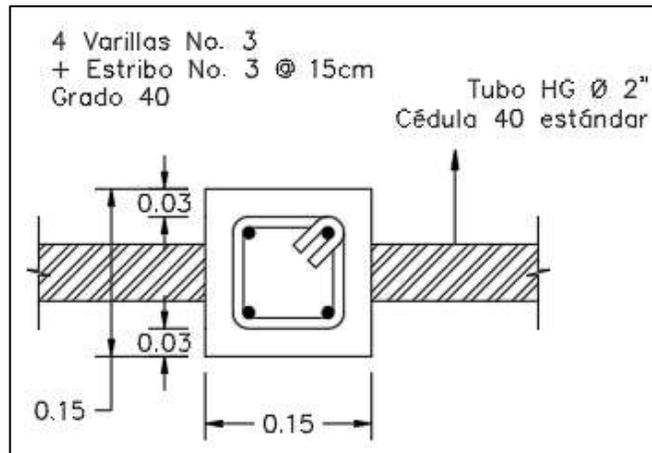
Barandal conjunto



Nota. Dibujo del detalle de barandal conjunto formado de rieles y postes. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Figura 24.

Sección de armado de poste



Nota. Dibujo de refuerzo de poste de concreto visto en sección. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

2.7. Diseño de subestructura

La subestructura es la parte inferior del puente que soporta las cargas provenientes de la superestructura y las transmite al suelo en donde son absorbidas y disipadas por el mismo.

La subestructura del puente consta de estribos de concreto ciclópeo, apoyos de almohadillas de neopreno, cortinas y vigas de apoyo de concreto armado, en el que por su longitud de 8 metros no es necesario utilizar pilas intermedias.

2.7.1. Diseño de cortina

Elemento que resiste el peso del relleno en sentido longitudinal y debe ser capaz de transmitir las cargas verticales de la superestructura a los estribos. Por lo que son diseñadas a flexión y corte, similar a una viga en voladizo empotrada, debido a que la cortina está empotrada en la viga de apoyo.

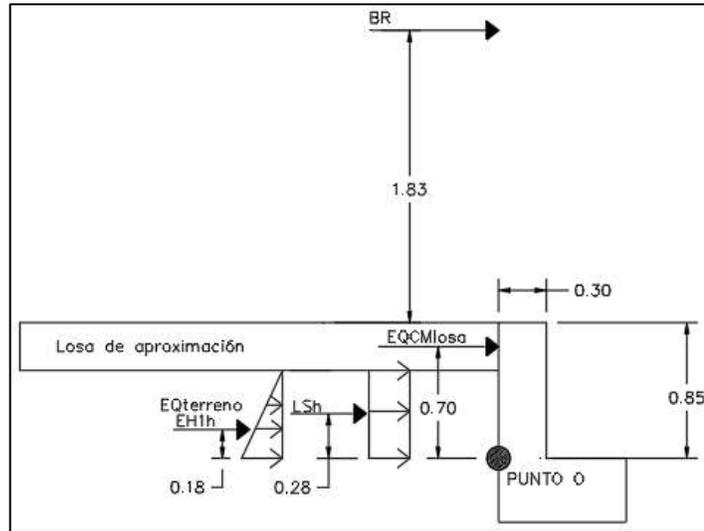
El peralte se toma como mínimo la altura de la viga principal y una base mínima de 30 centímetros. De lo anterior y tomando en cuenta la altura de la almohadilla de neopreno, la cortina será de 85 centímetros de altura y un ancho de 30 centímetros.

2.7.1.1. Cálculo de momento por empuje de suelo

Para diseño de muros que sufrirán un desplazamiento alejándose de la masa de suelo, se diseña con un coeficiente que implica una reducción en el empuje latera en comparación con el coeficiente en reposo, según AASHTO 3.11.5.3 se determina el coeficiente activo por medio del teorema de Coulomb con la siguiente expresión, y se establece que la carga de suelo lateral resultante debida al suelo se debe aplicar a $H/3$ por encima de la base del muro, siendo H la altura total del muro.

Figura 25.

Diagrama de cuerpo libre de cortina



Nota. Dibujo de cargas actuantes a cortina. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

- Coeficiente de empuje lateral activo

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\Gamma[\sin^2(\theta) * \sin(\theta - \delta)]}$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) * \sin(\phi_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Donde:

K_a = coeficiente de empuje lateral activo

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal (90°)

ϕ_f = ángulo de fricción interna del suelo (19°, según estudio de suelos)

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro

β = ángulo que forma la superficie del terreno respecto de la horizontal (0°)

Tabla 5.

Ángulo de fricción entre diferentes materiales

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Concreto masivo sobre los siguientes materiales de cimentación:		
• Roca sana y limpia	35	0.70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0.55 a 0.60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave limosa o arcillosa	24 a 29	0.45 a 0.55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0.34 a 0.45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0.31 a 0.34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0.40 a 0.49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0.31 a 0.34

Nota. Tabla de ángulos y coeficientes de fricción entre distintos materiales en interfase. Obtenido de AGIES (2018). *AGIES NSE 5.2-2018. Puentes en tamaños y altura limitados.* (p. 4-35). AGIES.

Utilizando un material de relleno de mezclas de grava y arena, el ángulo de fricción entre el concreto y el relleno es de 30° según la tabla mostrada previamente. Y asumiendo un peso específico del material de 1,500 kg/m³.

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(19 + 30) * \sin(19 - 0)}{\sin(90 - 30) * \sin(90 + 0)}} \right]^2 = 2.35$$

$$Ka = \frac{\sin^2(90 + 19)}{2.35 * [\sin^2(90) * \sin(90 - 30)]} = 0.44$$

- Empuje lateral activo del suelo

$$EH = \frac{1}{2} * Ka * \gamma * h^2$$

Donde:

EH = empuje lateral del suelo

Ka = coeficiente lateral activo (0.44)

γ = peso específico del relleno (1,500 kg/m³)

h = altura actuante (0.85 – 0.30 = 0.55 m)

$$EH = \frac{1}{2} * 0.44 * 1,500 \frac{kg}{m^3} * (0.55 m)^2 = 99.83 kg/m$$

- Carga vertical producida por EH

$$EH_v = EH * \sin(\delta) = 99.83 kg/m * \sin(30) = 49.92 kg/m$$

- Carga horizontal producida por EH

$$EH_h = EH * \cos(\delta) = 99.83 kg/m * \cos(30) = 86.46 kg/m$$

- Momentos por empuje de suelo
 - Momento por empuje lateral horizontal

$$M_{EH_h} = 86.46 kg/m * \frac{0.55 m}{3} = 15.85 kg \cdot m/m$$

2.7.1.2. Cálculo de momento por sobrecarga viva

Según AASHSTO 3.11.6.4 se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno, y está condicionado por la altura del estribo, para representar la altura equivalente de carga vehicular.

Tabla 6.

Altura de suelo equivalente para carga vehicular según altura de estribo

Altura del estribo (m)	h (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥6.0	0.6

Nota. Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico según altura del estribo. Obtenido de AASHTO (2020). *Puentes con AASHTO LRFD 2017.* (p. 247). AASHTO

$$\Delta_p = k * \gamma_s * h_{eq}$$

Donde:

Δ_p = presión horizontal del suelo debido a sobrecarga viva (kg/m²)

k = coeficiente lateral de presión de suelo (0.44)

γ_s = peso específico del suelo o relleno (1,500 kg/m³)

h_{eq} = altura equivalente de suelo para carga vehicular (0.90 m)

$$\Delta_p = 0.44 * 1,500 \text{ kg/m}^3 * 0.90 \text{ m} = 594.00 \text{ kg/m}^2$$

- Carga producida por sobrecarga viva

$$LS = \Delta_p * H$$

Donde:

LS = carga por sobrecarga viva (kg/m)

Δ_p = presión horizontal del suelo debido a sobrecarga viva (594.00 kg/m²)

H = altura actuante (0.85 – 0.30 = 0.55 m)

$$LS = 594.00 \text{ kg/m}^2 * 0.55 \text{ m} = 326.70 \text{ kg/m}$$

- Carga vertical producida por LS

$$LSv = LS * \sin(\delta) = 326.70 \text{ kg/m} * \sin(30) = 163.35 \text{ kg/m}$$

- Carga horizontal producida por LS

$$LS_h = LS * \cos(\delta) = 326.70 \text{ kg/m} * \cos(30) = 282.93 \text{ kg/m}$$

- Momentos por sobrecarga viva
 - Momento horizontal por sobrecarga viva

$$M_{LS_h} = 282.93 \text{ kg/m} * \frac{0,55 \text{ m}}{2} = 77.81 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

2.7.1.3. Cálculo de momento de fuerza de frenado

La fuerza de frenado o fuerza longitudinal es producida por las llantas del camión en el terraplén de acceso y que es transmitida a la cortina.

- Fuerza de frenado

De acuerdo con AASHTO 3.6.4, la fuerza de frenado actúa a 1.83 metros sobre la superficie de calzada, y la fuerza se determina con el máximo valor numérico que se obtenga de las siguientes expresiones:

- 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.

$$BR_1 = 0.25 * 14,520 \text{ kg} = 3,630.00 \text{ kg}$$

- 5 % del camión de diseño + carril de carga, o 5 % del tándem de diseño + carril de carga.

$$BR_2 = 0.05 * \left(32,670 \text{ kg} + \left(952 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 8 \text{ m} \right) \right) = 2,014.30 \text{ kg}$$

El valor mayor utilizado para fuerza de frenado es 3,630.00 kg.

Figura 26.

Diagrama de cuerpo libre de cortina por fuerza de frenado



Nota. Dibujo de carga de fuerza de frenado actuante en viga. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

- Carga distribuida a lo largo de cortina por fuerza de frenado

$$BR = \frac{3,630.00 \text{ kg}}{4.90 \text{ m}} = 740.82 \text{ kg/m}$$

- Momento por fuerza de frenado

$$MBR = BR * d = 740.82 \text{ kg/m} * (0.85 \text{ m} + 1.83 \text{ m}) = 1,985.40 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

2.7.1.4. Cálculo de momento por sismo

- Coeficiente de aceleración máxima del suelo

Utilizando AGIES NSE-2 y NSE-1 2018, para determinar los factores para obtener la aceleración máxima del suelo, siendo el puente ubicado en Colomba, Quetzaltenango y considerando las características del proyecto se tiene:

Parámetros básicos (Tabla A1 AGIES NSE-2)

$$I_0 = 4.2 \qquad S_{cr} = 1.59 \text{ g} \qquad S_{1r} = 1.84 \text{ g}$$

Suelo tipo E, según estudio de suelos (AGIES NSE-2 artículo 4.3.1)

Obra importante, categoría III (Artículo 3.1.4 AGIES NSE-1)

Nivel de protección sísmica D (Tabla 4.2.2-1 AGIES NSE-2)

Probabilidad de exceder sismo de diseño 5 % en 50 años (Tabla 4.2.2-1 AGIES NSE-2).

Sismo severo para obras importantes (Artículo 4.4.2 AGIES NSE-2)

- Ajuste de sitio

Según artículo 4.5.2 AGIES NSE-2 2018, los valores de los coeficientes de sitio F_a y F_v se encuentran en las Tablas 4.5-1 y 4.5-2, respectivamente, y los ajustes de sitio se determinan con las siguientes expresiones:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v$$

Donde:

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

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

F_a = coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos

F_v = coeficiente de sitio para períodos largos de vibración

Tabla 7.

Coeficientes de sitio F_a

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C [1]	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4			

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_a se tomará del suelo C.

Nota. Tabla de condiciones de sitio para períodos cortos de vibración. Obtenido de AGIES (2018). *AGIES NSE 2-2018. Demandas estructurales y condiciones de carga.* (p. 4-7). AGIES.

Tabla 8.

Coeficientes de sitio F_v

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
D [1]	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4			

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_v se tomará del suelo D.

Nota. Tabla de condiciones de sitio para períodos largos de vibración. Obtenido de AGIES (2018). *AGIES NSE 2-2018. Demandas estructurales y condiciones de carga.* (p. 4-7). AGIES.

- Ajuste por intensidades sísmicas especiales

Se deben incrementar los valores S_{cr} y S_{1r} por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio, debido a fallas cercanas. Por lo que utilizando ARCGIS en línea, se determinó la distancia a la falla más cercana del proyecto, la cual está a 5.68 km.

Figura 27.

Distancia de proyecto a falla cercana



Nota. Distancia entre falla cercana y ubicación de proyecto. Obtenido de ARCGIS (2020). *Mapa amenazas geológicas de Guatemala.* (<https://hub.arcgis.com/maps/da3cf07ac910445ab5b2b76cd5e98b0b/explore?location=15.482444%2C-91.040773%2C6.51>), consultado el 05 de enero de 2021. De dominio público.

Según artículo 4.5.3 AGIES NSE-2 2018, los valores de ajustes N_a y N_v se encuentran en las Tablas 4.6.2-2 y 4.6.2-3, respectivamente, y los ajustes por amenazas sísmicas se determinan de la siguiente manera:

$$S_{CS} = S_{cr} * F_a * N_a$$

$$S_{1S} = S_{1r} * F_v * N_v$$

Donde:

N_a = factor por proximidad de amenazas sísmicas especiales para periodos cortos de vibración

N_v = factor por proximidad de amenazas sísmicas especiales para periodos largos de vibración.

Tabla 9.

Factor N_a para períodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^[1]		
	^[2] ≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.0	1.0	1.0
B	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.

[2] Utilizar el mayor factor N_a obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Nota. Tabla de factor de proximidad por amenazas sísmicas especiales para períodos cortos de vibración. Obtenido de AGIES (2018). *AGIES NSE 2-2018. Demandas estructurales y condiciones de carga.* (p. 4-12). AGIES.

Tabla 10.

Factor Nv para períodos largos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^{[1] [2]}			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1.0	1.0	1.0	1.0
B	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.

[2] Utilizar el mayor factor N_v obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Nota. Tabla de factor de proximidad por amenazas sísmicas para períodos cortos de vibración. Obtenido de AGIES (2018). *AGIES NSE 2-2018. Demandas estructurales y condiciones de carga.* (p. 4-12). AGIES.

$$S_{cs} = 1.77 * 1 * 1 = 1.77$$

$$S_{1s} = 1.11 * 1 * 1 = 1.11$$

- Calibración del espectro de respuesta sísmica al nivel requerido

Según artículo 4.5.5 AGIES NSE-2 2018, se determina la posibilidad de ocurrencia del sismo de diseño, según el nivel de protección sísmica que se requiera, siendo este un sismo severo. De Tabla 4.5.5-1 se determinan los valores del factor K_d , encargado de calibrar los parámetros del espectro de diseño mediante las siguientes expresiones:

$$S_{cd} = K_d * S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s}$$

Donde:

S_{cd} = ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés calibrado por ocurrencia de sismo de diseño

S_{1d} = ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 s calibrado por ocurrencia de sismo de diseño

Tabla 11.

Factores K_d de acuerdo con el nivel de sismo

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

Nota. Tabla de factores para calibrar los parámetros del espectro de diseño de acuerdo con el nivel de sismo en diseño. Obtenido de AGIES (2018). *AGIES NSE 2-2018. Demandas estructurales y condiciones de carga.* (p. 4-8). AGIES.

$$S_{cd} = 0.8 * 1.77 = 1.42$$

$$S_{1d} = 0.8 * 1.11 = 0.89$$

- Coeficiente de aceleración máxima del suelo

Según artículo 4.5.8. AGIES NSE-2 2018, el coeficiente de aceleración máxima del suelo (AMS) correspondiente al sismo de diseño a partir de los espectros genéricos se determina con la siguiente expresión:

$$AMS_d = 0.40 * S_{cd}$$

Donde:

AMS_d = aceleración máxima del suelo

S_{cd} = ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés calibrado por ocurrencia de sismo de diseño.

$$AMS_d = 0.40 * 1.27 = 0.508$$

- Coeficiente de aceleración horizontal

Según AASHTO 11.6.5.2.2, cuando el muro puede desplazarse entre 2 y 5 centímetros o más, el diseño del sismo se puede reducir a la mitad.

$$K_h = AMS_d * 0.50 = 0.508 * 0.50 = 0.25$$

- Coeficiente de aceleración vertical

Según AASHTO 11.6.5.2.1, el coeficiente de aceleración vertical se puede asumir como 0.

$$K_v = 0$$

- Coeficiente de presión activa sísmica

Según AASHTO A11.3.1, el método más utilizado para el cálculo de las fuerzas sísmicas del suelo actuando sobre los muros, es el análisis de Mononobe-Okabe que toma en cuenta las fuerzas de inercia horizontales y verticales que actúan sobre el suelo. El coeficiente de presión activa sísmica se determina con la siguiente expresión.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi_f - \theta - \beta)}{\Gamma[\cos(\theta) * \cos^2(\beta) * \cos(\delta + \beta + \theta)]}$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) * \sin(\phi_f - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i + \beta)}} \right]^2$$

Donde:

K_{AE} = coeficiente de presión activa sísmica del suelo

$\theta = \tan^{-1}[K_h/(1 - K_v)]$ (°)

K_v = coeficiente de aceleración vertical (0)

K_h = coeficiente de aceleración horizontal (0.25)

i = ángulo de inclinación del material de relleno con la horizontal (0°)

ϕ_f = ángulo de fricción interna del suelo (19°, según estudio de suelos)

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro (30°)

β = ángulo que forma la superficie del terreno respecto de la horizontal (0°)

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{0.25}{1 - 0} \right] = 14.04^\circ$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(19^\circ + 30^\circ) * \sin(19^\circ - 14.04^\circ - 0^\circ)}{\cos(30^\circ + 0^\circ + 14.04^\circ) * \cos(0^\circ + 0^\circ)}} \right]^2 = 1.69$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(19^\circ - 14.04^\circ - 0^\circ)}{1.69[\cos(19^\circ) * \cos^2(0^\circ) * \cos(30^\circ + 0^\circ + 14.04^\circ)]} = 0.84$$

- Fuerza de presión dinámica del terreno

Según AASHTO 11.6.5.3, la presión dinámica del terreno se obtiene de la siguiente manera.

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * K_{AE} * H^2 * \gamma_s$$

Donde:

P_{AE} = fuerza de presión dinámica del terreno (kg/m)

K_{AE} = coeficiente de presión activa sísmica del suelo (0.84)

γ_s = peso específico del suelo o relleno (1,500 kg/m³)

H = altura actuante (0.85 – 0.30 = 0.55 m)

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * 0.84 * (0.55 \text{ m})^2 * 1,500 \text{ kg/m}^3 = 190.58 \text{ kg/m}$$

- Fuerza de acción sísmica

Es la fuerza obtenida de una diferencia entre la fuerza de presión dinámica del terreno y la presión estática del terreno.

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH = 190.58 \text{ kg/m} - 99.83 \text{ kg/m} = 90.75 \text{ kg/m}$$

- Momento por fuerza de sismo por terreno

$$M_{EQterr} = 90.75 \text{ kg/m} * \frac{0.55 \text{ m}}{2} = 24.96 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

- Fuerza de sismo producido por losa de aproximación

$$EQ_{CM losa} = \text{espesor} * \text{ancho} * \gamma_c * K_h$$

$$EQ_{CM losa} = 0.30 \text{ m} * 3.5 \text{ m} * 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.25 = 630.00 \text{ kg/m}$$

- Momento de fuerza de sismo producido por losa de aproximación

$$M_{EQCMlosa} = 630.00 \text{ kg/m} * \left(0.85 \text{ m} - \frac{0.30 \text{ m}}{2} \right) = 441.00 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

2.7.1.5. Cálculo de momento último en cortina

Para el momento último que soportan las cortinas se utilizará el mayor valor numérico obtenido de las combinaciones de carga para Resistencia I y Evento Extremo I, para cargas de sismo, empleando las ecuaciones por factores de carga indicadas en el artículo 3.4.1 AASHTO.

$$M_{R1} = 1.50 M_{EH} + 1.75 M_{LSH} + 1.75 M_{BR}$$

$$M_{R1} = (1.50 * 15.85 \text{ kg} \cdot \text{m/m}) + (1.75 * 282.93 \text{ kg} \cdot \text{m/m}) \\ + (1.75 * 1,985.40 \text{ kg} \cdot \text{m/m}) = 3,634.39 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{E1} = 1.50 M_{EH} + 0.50 M_{LSH} + 0.50 M_{BR} + 1.00 M_{(EQterr+EQlosa)}$$

$$M_{E1} = (1.50 * 15.85 \text{ kg} \cdot \text{m/m}) + (0.50 * 282.93 \text{ kg} \cdot \text{m/m}) \\ + (0.50 * 1,985.40 \text{ kg} \cdot \text{m/m}) + (1.00 * 24.96 \text{ kg} \cdot \text{m/m}) + (1.00 \\ * 441.00 \text{ kg} \cdot \text{m/m}) = 1,521.34 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_u = 3,634.39 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

2.7.1.6. Cálculo del refuerzo longitudinal

- Acero requerido

Para varillas número 5 ($\phi = 1.59 \text{ cm}$ y $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$d = 30 - 5 - \frac{1.59}{2} = 24.21 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 f'_c}} \right] * \frac{0.85 f'_c}{f_y}$$

$$A_s = \left[(85 * 24.21) - \sqrt{(85 * 24.21)^2 - \frac{3,634.39 * 100}{0.003825 (281)}} \right] * \frac{0.85(281)}{4,200} = 4.04 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$A_{s_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.8\sqrt{281}}{4,200} * (85 * 24.21) = 6.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min B}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{4,200} * (85 * 24.21) = 6.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 6.91 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0.5 * \rho * b * d$$

$$\rho = 0.020$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5 * 0.020 * 85 * 24.21 = 20.58 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s_{min}} < A_{s_{max}}$ entonces el acero a utilizar para reforzar la cortina es el acero mínimo el cual corresponde a 6.91 cm^2 .

Utilizando varillas número 5 ($A_s = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$\# \text{ varillas} = \frac{6.91 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 3.49 \approx 4 \text{ varillas no. 5}$$

Se utilizarán 4 varillas número 5 grado 60 en cama superior e inferior del elemento.

2.7.1.7. Cálculo cortante

Para el cortante último que soportan las cortinas se utilizará el mayor valor numérico obtenido de las combinaciones de carga para Resistencia I y Evento Extremo I, para cargas de sismo, empleando las ecuaciones por factores de carga indicadas en el artículo 3.4.1 AASHTO.

$$V_{R1} = 1.50 V_{EH} + 1.75V_{LSh} + 1.75V_{BR}$$

$$\begin{aligned} V_{R1} &= (1.50 * 86.46 \text{ kg/m}) + (1.5 * 282.93 \text{ kg/m}) + (1.75 * 740.82 \text{ kg/m}) \\ &= 1,921.25 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$V_{E1} = 1.50V_{EH} + 0.50V_{LSh} + 0.5V_{BR} + 1.0V_{(EQterr+EQlosa)}$$

$$\begin{aligned} V_{E1} &= (1.50 * 86.46 \text{ kg/m}) + (0.50 * 282.93 \text{ kg/m}) + (0.5 * 740.82 \text{ kg/m}) \\ &\quad + (1.00 * 90.75 \text{ kg/m}) + \left(1.00 * 630.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) = 1,362.32 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$V_u = 1,921.25 \text{ kg/m}$$

2.7.1.8. Cálculo del refuerzo a corte

Para determinar el refuerzo a corte necesario en la cortina, se debe de obtener el cortante que resiste el concreto del elemento y comparar con el cortante actuante en el elemento.

- Cortante resistente del concreto

$$V_{CR} = 0.53 * \phi * b * d * \sqrt{f'c}$$

$$V_{CR} = 0.53 * 0.85 * 85 * 24.21 * \sqrt{281} = 15,540.38 \text{ kg}$$

Como $V_{CR} > V_u$, para una franja unitaria de un metro, no se requiere de refuerzo a corte, por lo que se coloca el mínimo refuerzo a corte aceptable.

$$S = \frac{d}{2} = \frac{24.21}{2} = 12.11 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

Se utilizará estribos de varilla número 3 con espaciamiento entre varillas de 10.00 cm.

2.7.2. Diseño de viga de apoyo

La viga de apoyo va unida a la cortina y está apoyada a lo largo del estribo. Dicha viga trabaja a compresión, por lo que su refuerzo de acero longitudinal y transversal será el mínimo.

La altura mínima es de 40 centímetros y la base de la viga se puede determinar utilizando 2.00 centímetros por cada metro de longitud del puente:

$$b_{va} = L * 2 + 0.30 = 8.00 * 2 + 0.30 = 0.70 \text{ m}$$

$$b_{va} = 0.80 \text{ m}$$

$$h_{va} = 0.40 \text{ m}$$

2.7.2.1. Cálculo de refuerzo longitudinal

- Peralte

Para varillas número 5 ($\phi = 1.59 \text{ cm}$ y $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$d = 40 - 5 - \frac{1.59}{2}$$

$$d = 34.21 \text{ cm}$$

- Acero mínimo

$$A_{S_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d = \frac{0.8\sqrt{281}}{4,200} * (80 * 34.37) = 8.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min B}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{4,200} * (80 * 34.37) = 9.19 \text{ cm}^2$$

Utilizando el valor numérico mayor de los dos resultados anteriores obtenidos, el acero mínimo será el siguiente

$$A_{S_{\min}} = 9.19 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo longitudinal

Se utilizará como acero mínimo el mayor del resultado anterior, para reforzar la cortina el cual corresponde a 9.19 cm^2 .

Utilizando varillas número 5 ($A_s = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$\# \text{ varillas} = \frac{9.19 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 4.64 \approx 5 \text{ varillas no. 5}$$

Se utilizarán 5 varillas número 5 grado 60 en cama superior e inferior del elemento.

2.7.2.2. Cálculo de refuerzo a corte

Utilizando estribos de varillas número 3, el espaciamiento máximo a colocar es 30 centímetros o $d/2$.

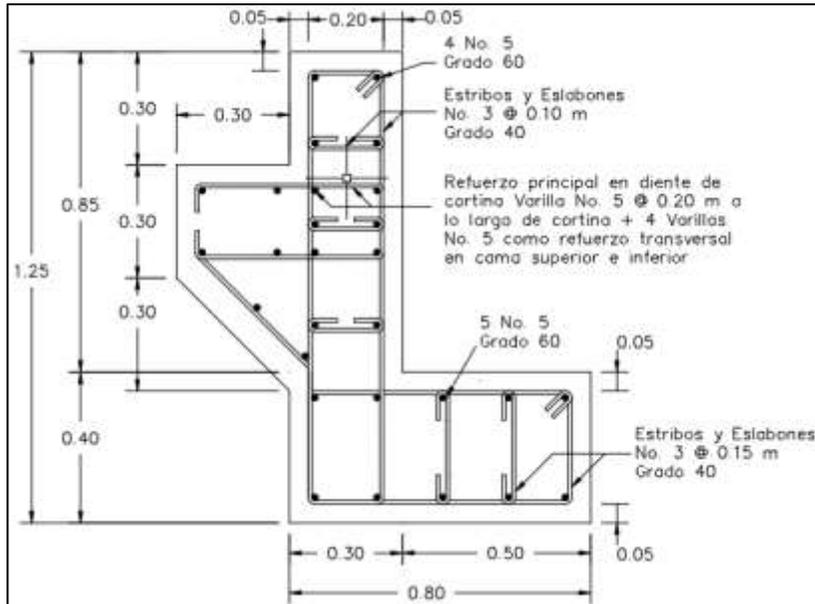
$$S = \frac{34.21 \text{ cm}}{2} = 17.11 \text{ cm}$$

$$S \approx 15 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos de varillas número 3 a cada 15.00 centímetros.

Figura 28.

Sección de armado de cortina y viga de apoyo



Nota. Dibujo conjunto del refuerzo de acero de cortina y viga de apoyo. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

2.7.3. Diseño de almohadilla

La almohadilla de neopreno mencionada corresponde al apoyo que se ubica entre la subestructura y superestructura, que actúa como vínculo transmisor de cargas entre ambas partes de la estructura, y evitar posibles deslizamientos.

El proyecto consta de apoyos elastómeros de neopreno reforzados con acero, ya que el neopreno permite distribuir las cargas en la estructura de apoyo y absorbe las irregularidades de la superficie, y el acero aporta resistencia al corte que se produce.

Según AASHTO 14.7.5.1, para el diseño de apoyos elastómeros reforzados con acero se pueden utilizar dos métodos: método A brinda por limitaciones de esfuerzo, apoyos de menor capacidad que los diseñados con el método B, aunque los apoyos diseñados por el método B requieren de pruebas y control de calidad adicionales. Por lo que se utilizará el A para el diseño de los apoyos ya que es menos compleja y no requiere muchas pruebas de control de calidad.

2.7.3.1. Cálculo de cortante en apoyo

Se utilizará la combinación de cargas para estado límite de servicio 1, sin factor de impacto, estas cargas provienen de la viga y su factor de distribución, esto para determinar el cortante generado por carga viva y carga muerta, como se muestra a continuación:

$$V_u = V_{CM} + V_{CV+FD}$$

$$V_u = \frac{W_{CM} * L_{viga}}{2} + \left(R_{\max CV} * FD + \frac{W_{CC} * L_{viga}}{2} \right)$$

$$V_u = \left(\frac{2,250.78 \frac{kg}{m} * 8 m}{2} + 403.20 kg \right) + \left(10,644.98 kg * 1.61 + \frac{952.00 \frac{kg}{m} * 8 m}{2} \right)$$

$$V_u = 9,406.32 kg + 20,946.42 kg$$

$$V_u = 30,352.74 kg$$

2.7.3.2. Cálculo de dimensiones

Según Tabla 14.7.6.2-1 de AASHTO, la almohadilla de neopreno tiene una dureza Shore A de 60 y el artículo 14.7.6.3.2 indica que el esfuerzo a compresión para elastómeros rectangulares reforzados con acero debe cumplir con:

$$\sigma_s \leq 1.25 * G * S_i \quad \text{o} \quad \sigma_s \leq 87.87 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

σ_s = esfuerzo a compresión (kg/cm²)

G = módulo de corte (9.14 kg/cm² según AASHTO 14.7.6.3.2)

S_i = factor de forma de una capa interior

Tabla 12.

Propiedades de elastómero

	Hardness (Shore A)		
	50	60	70 ¹
Shear Modulus @ 73°F (ksi)	0.095–0.130	0.130–0.200	0.200–0.300
Creep deflection @ 25 yr divided by initial deflection	0.25	0.35	0.45

¹ Only for PEP, FGP, and steel-reinforced elastomeric bearings with a PTFE or equivalent slider on top of the bearing.

Nota. Tabla 14.7.6.2-1 de propiedades de elastómero. Obtenido de AASHTO (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. (p. 14-69). IHS Markit.

Relacionando el esfuerzo de compresión y el cortante último obtenido, se determina el área requerida de neopreno.

$$A_s = \frac{Vu}{\sigma_s} = \frac{30,352.74 \text{ kg}}{87.87 \text{ kg/cm}^2} = 345.43 \text{ cm}^2$$

Para un ancho de viga de 40 cm, se escoge una sección de apoyo de neopreno de $W = 40$ cm.

$$L = \frac{345.43 \text{ cm}^2}{40.00 \text{ cm}}$$

$$L = 8.64 \text{ cm}$$

Se adopta una almohadilla de neopreno de 40.00 cm de ancho y un largo de 20.00 cm.

2.7.3.3. Composición del apoyo

El apoyo cuenta con capas externas e internas de neopreno y con refuerzo entre cada capa, las cuales deben de cumplir con ciertas características según la metodología de la normativa AASHTO, como se muestra a continuación:

- Factor de forma mínimo

Despejando la expresión del esfuerzo a compresión que relaciona el módulo de corte y el factor de forma, se determina el factor de forma mínimo requerido para la almohadilla de neopreno:

$$S_{i \min} \geq \frac{\sigma_s}{1.25 * G} = \frac{P}{A_s * 1.25 * G}$$

$$S_{i \min} = \frac{30,352.74 \text{ kg}}{20\text{cm} * 40\text{cm} * 1.25 * 9.14 \text{ kg/cm}^2} = 3.32$$

- Espesor para capas internas

Según AASHTO 14.7.5.1, el factor de forma para un elastómero reforzado de acero se obtiene con la expresión siguiente, misma que se despejará para determinar el espesor de capa interna necesario para el factor de forma mínimo calculado previamente.

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

Donde:

S_i = factor de forma

L = largo de almohadilla de neopreno (20 cm)

W = ancho de almohadilla de neopreno (40 cm)

h_{ri} = espesor de capa interna (cm)

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)} \geq S_{imin}$$

$$S_i = \frac{LW}{2S_{imin}(L + W)} \geq h_{ri}$$

$$h_{ri} \leq \frac{20cm * 40cm}{2 * 3.32 * (20cm + 40cm)} = 2.08 cm$$

El espesor de una capa interna será de 2.00 cm = 20.00 mm, y se procede a comprobar el cumplimiento del factor de forma con este valor de la capa interna del apoyo.

$$S_i = \frac{20cm * 40cm}{2 * 2cm * (20cm + 40cm)} = 3.33$$

Como $S_i > S_{i\ min}$ el espesor de capa interna propuesto es correcto.

- Espesor para capas externas

Según AASHTO 14.7.6.1, el espesor para capas externas de elastómero debe ser como mínimo al 70 % del espesor de la capa interna.

$$h_{re} \leq 70\% * h_{ri}$$

Donde:

h_{re} = espesor de capa externa (cm)

h_{ri} = espesor de capa interna (2 cm)

$$h_{re} \leq 70\% * 2.00\text{cm} = 1.40\text{cm}$$

El espesor de una capa externa será de 1.30 cm = 13.00 mm, para que el espesor total de la almohadilla sea de 5.00 cm.

- Número de capas internas

Según AASHTO 14.7.6.1, los elastómeros reforzados con acero deben cumplir con la siguiente expresión:

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

Donde:

S_i = factor de forma

n = número de capas internas

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

$$n > \frac{3.33^2}{22} = 0.50 \approx 1$$

Se tendrá 1 capa interna en la composición de la almohadilla de neopreno. Y se procede a comprobar la expresión utilizada.

$$\frac{S_i^2}{n} < 22 \quad \frac{3.33^2}{1} = 11.09 < 22$$

Como $11.09 < 22$, el número de capas propuesto para el espesor interno de la almohadilla es correcto.

- Espesor de placas de refuerzo

El refuerzo del neopreno será de placas de acero A-36 el cual cuenta con una resistencia a fluencia de $2,530.62 \text{ kg/cm}^2$.

Según AASHTO M 251, *Especificaciones estándar para cojinetes elastómeros lisos y laminados de puentes* en su artículo 4.5, menciona que el espesor mínimo para placas de acero de refuerzo es de 0.0625 pulgadas.

$$h_{s \text{ min}} = \frac{1}{16} \text{ pulg} \approx 0.16 \text{ cm}$$

Y según AASHTO 14.7.5.3.5, el espesor para reforzamiento de acero en elastómeros se determina con la siguiente expresión:

$$h_s = \frac{3 h_{ri} \sigma_s}{f_y} = \frac{3 h_{ri} P}{A_s * f_y}$$

Donde:

h_s = espesor de placa de refuerzo (cm)

h_{ri} = espesor de capa interna de elastómero (2 cm)

P = cortante actuante (30,352.74 kg)

A_s = área de almohadilla (40cm * 20 cm = 800 cm²)

f_y = resistencia a fluencia de placa de acero (2,530.62 kg/cm²)

$$h_s \geq \frac{3 * 2cm * 30,352.74 kg}{40cm * 20cm * 2,530.62 kg/cm^2} = 0.09 cm \approx 0.9 mm$$

$$h_s = 0.20 cm = 2.00 mm$$

Como $0.16cm < 0.20cm > 0.09cm$, el espesor del refuerzo propuesto de 2.00 mm es correcto y se utilizarán 2 capas de refuerzo.

- Altura total del elastómero

$$H = n * h_{ri} + 2 * h_{re} + (n + 1) * h_s$$

Donde:

H = altura total de almohadilla (cm)

n = número de capas internas (1)

h_{ri} = espesor de capa interna de neopreno (2 cm)

h_{re} = espesor de capa externa de neopreno (1.3 cm)

h_s = espesor de placa de acero (0.2 cm)

$$H = 1 * 2cm + 2 * 1.3cm + (1 + 1) * 0.2cm = 5 cm = 50.00 mm$$

La almohadilla tiene un espesor de 5 cm = 50.00 mm

2.7.3.4. Chequeos del apoyo

Se deben evaluar ciertos parámetros para determinar que la geometría y composición del apoyo de neopreno sea correcto, y los chequeos a realizar son los siguientes:

- Estabilidad en el apoyo

Según AASHTO 14.7.6.3.6, la estabilidad según limitaciones de geometría se determina con el cumplimiento de las siguientes expresiones:

$$H \leq L/3 \quad \text{y} \quad H \leq W/3$$

$$50 \text{ mm} \leq 200\text{mm} / 3$$

$$50 \text{ mm} \leq 400\text{mm} / 3$$

$$50 \text{ mm} \leq 66.67 \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} \leq 133.33 \text{ mm}$$

Las dimensiones propuestas cumplen con los esfuerzos a compresión.

- Esfuerzo a compresión por carga aplicada

Según 14.7.6.3.2 de AASHTO, el esfuerzo a compresión para elastómeros rectangulares reforzados con acero debe cumplir con lo siguiente:

$$\sigma_s \leq 87.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s \leq 1.25 * G * S_i$$

$$\frac{29,968.74 \text{ kg}}{40\text{cm} * 20\text{cm}} \leq 87.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{29,968.74 \text{ kg}}{40\text{cm} * 20\text{cm}} \leq 1.25 * 9.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3.33$$

$$37.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 87.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$37.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 38.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Las dimensiones propuestas cumplen con los esfuerzos a compresión.

- Altura mínima en función de desplazamiento horizontal
 - Máximo desplazamiento horizontal

Según AASHTO 5.4.2.2, el coeficiente de expansión térmica del concreto de peso normal es de $1.08 \times 10^{-6} \text{mm/m/}^\circ\text{C}$, y mediante los mapas de curvas isotermas de Guatemala elaborados por INSIVUMEH la temperatura máxima y mínima para el municipio de Colomba corresponden a 30° y 15°C , respectivamente. Y considerando una deformación por retracción de 0.50 mm por metro de longitud, se tiene $4.00 \text{ mm} = 0.40 \text{ cm}$.

Considerando las combinaciones de carga, se tiene la siguiente deformación máxima, utilizando un factor de modificación por efecto de temperatura uniforme de 1.20 según tabla 3.4.1.1-1 de AASHTO.

$$\Delta_s = \gamma_{TU} * (\Delta_{temp} + \Delta_{retrac})$$

$$\Delta_{temp} = L_{viga} * \alpha * \Delta_t$$

Donde:

Δ_s = desplazamiento horizontal máximo de la superestructura (mm)

γ_{TU} = factor de modificación por temperatura uniforme (1.20)

Δ_{temp} = deformación por variación de temperatura (mm)

Δ_{retrac} = deformación por retracción del fraguado (4.00 mm)

L_{viga} = longitud de viga (8 m)

Δ_t = variación de temperatura (°C)

α = coeficiente de expansión térmica del concreto (1.08×10^{-6} mm/m/°C)

Figura 29.

Mapas de isotermas de temperatura promedio anual



Nota. Mapas de isotermas de temperatura promedio anual en la República de Guatemala. Obtenido de INSIVUMEH (s.f.). *Atlas climatológico* [Mapa]. (https://insivumeh.gob.gt/hidrologia/ATLAS_HIDROMETEOROLOGICO/Atlas_Climatologico/t-med.jpg), consultado el 10 de enero de 2021. De dominio público.

$$\Delta_{temp} = 8 \text{ m} * (30^{\circ}\text{C} - 15^{\circ}\text{C}) * 1.08 \times 10^{-5} \text{ mm/m/}^{\circ}\text{C} = 1.30 \text{ mm}$$

$$\Delta_s = 1.20 * (1.30 \text{ mm} + 4.00 \text{ mm}) = 6.36 \text{ mm} = 0.64 \text{ cm}$$

- Altura mínima del apoyo de neopreno reforzado

Según AASHTO 14.7.6.3.4 para elastómeros reforzados de acero, de acuerdo con la deformación máxima a corte que a su vez es el desplazamiento horizontal máximo de la superestructura, es necesario diseñar para:

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s$$

Donde:

h_{rt} = altura total del elastómero (mm)

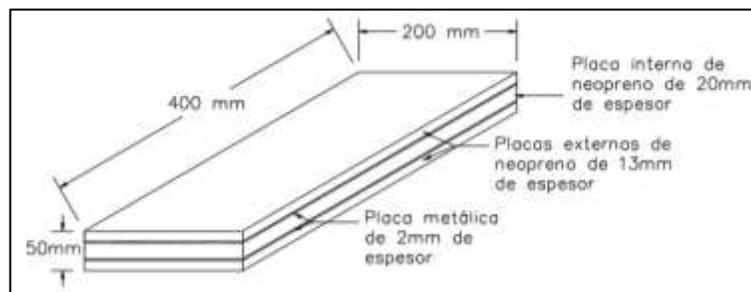
Δ_s = desplazamiento horizontal máximo de la superestructura (6.36 mm)

$$h_{rt} \geq 2 * 6.36 \text{ mm} = 12.71 \text{ mm}$$

Como la altura total del neopreno son 50.00 mm y la altura mínima requerida por desplazamiento horizontal es de 12.71 mm, la almohadilla de neopreno propuesta cumple con los requerimientos.

Figura 30.

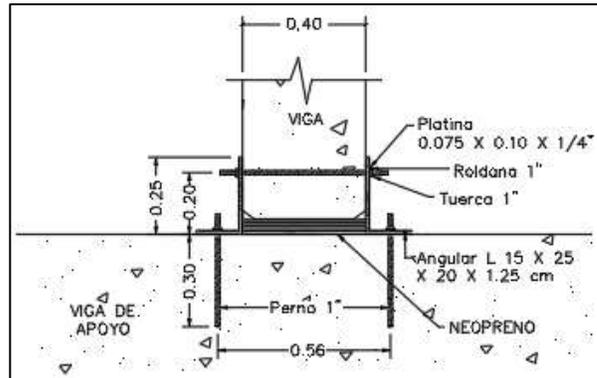
Detalle de almohadilla de neopreno reforzado



Nota. Dibujo de almohadilla de neopreno reforzado con placas metálicas. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Figura 31.

Anclaje almohadilla de neopreno reforzado



Nota. Dibujo de anclaje de almohadilla de neopreno reforzado en viga de apoyo a vigas principales. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

2.7.4. Diseño de junta de dilatación

Las juntas de dilatación son aberturas localizadas entre las orillas de los extremos de la superestructura y las orillas superiores de la subestructura, por lo que los extremos de la superestructura no colisionan con las paredes verticales de la subestructura. Las juntas de dilatación se encuentran en la superficie de la carretera entre la losa del puente y el muro de la subestructura. Su objetivo principal es permitir el movimiento de expansión y contracción de la superestructura, ocasionado principalmente por los efectos de los cambios de temperatura.

La junta de dilatación se diseñará determinando el movimiento horizontal obtenido de las siguientes expresiones del *Manual de ingeniería de puentes*, del autor Ralph Dornsife del Departamento de Transportes de Washington, en su capítulo 25 de juntas de expansión.

$$\Delta = \Delta_{contracción} + \Delta_{temperatura}$$

$$\Delta_{contracción} = \beta * \mu * L_{tributaria} * 1,000 \text{ mm/m} * \cos(\theta)$$

$$\Delta_{temperatura} = \alpha * \delta T * L_{tributaria} * 1,000 \text{ mm/m} * \cos(\theta)$$

Donde:

Δ = movimiento total horizontal (mm)

$\Delta_{contracción}$ = desplazamiento horizontal por contracción (mm)

$\Delta_{temperatura}$ = desplazamiento horizontal por temperatura (mm)

β = deformación máxima de contracción después de la instalación de la junta (0.0002).

μ = factor de efecto de restricción impuesto por elementos instalados antes de fundir la losa (0.80 para vigas).

$L_{tributaria}$ = longitud que tributa al movimiento (8 m)

α = coeficiente de expansión térmica (0.000011 m/m/°C para concreto)

δT = variación de temperatura (30 °C – 10 °C de mapas de isotermas)

θ = ángulo de inclinación de la junta de dilatación, medido con respecto a una línea perpendicular al eje longitudinal del puente (0°)

$$\Delta_{contracción} = 0.0002 * 0.8 * 8\text{m} * 1,000 \text{ mm/m} * \cos(0^\circ) = 1.28 \text{ mm}$$

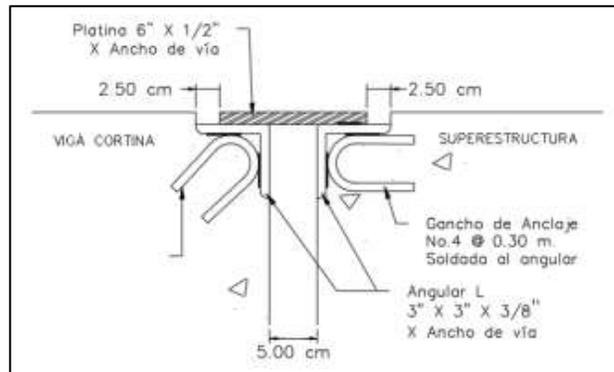
$$\Delta_{temperatura} = 0.000011 \text{ m/m/}^\circ\text{C} * 8\text{m} * 1,000 \text{ mm/m} * \cos(0^\circ) = 0.09 \text{ mm}$$

$$\Delta = 1.28 + 0.09 = 1.37 \text{ mm} \approx 0.05 \text{ pulgadas}$$

Como el movimiento total horizontal ha sido de 0.05 pulgadas el tipo de junta de dilatación a utilizar será de placa deslizante, la junta estándar de la Dirección General de Caminos.

Figura 32.

Detalle de junta de dilatación



Nota. Dibujo junta de dilatación estándar. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

2.7.5. Diseño de estribo

Son estructuras ubicadas en los extremos del puente, cuyas funciones son soportar la carga de la superestructura y servir de contención de los terraplenes de acceso, por lo que estos estribos son sometidos a esfuerzos de compresión y de empuje de tierra.

El estribo será de muro de gravedad de concreto ciclópeo con un peso específico de $2,400.00 \text{ kg/m}^3$, comprendido de un 67 % mortero y 33 % piedra, se recomienda que el muro de gravedad no sea mayor a 6 metros de altura para que sea económico ya que conforme aumenta la altura se vuelve poco factible su uso porque necesitara más espacio.

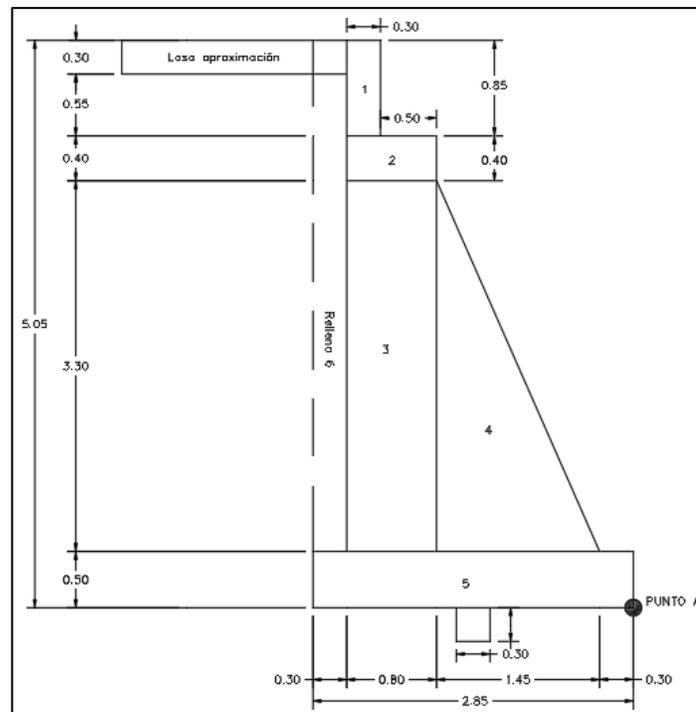
Según artículo 2.1.4.3.3.1 del *Manual de Puentes* de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles de Perú y AGIES NSE 5.2 Edición 2018, indican que la altura libre mínima recomendable entre el espejo de agua y la superestructura es de 2.50 metros.

Tomando en cuenta una profundidad de cimentación de 0.75 metros, la altura de la crecida máxima es de 1.00 metro, se propone 3.80 metros de altura para el estribo y agregándole el espesor de la viga de apoyo más almohadilla de 0.45 metros, se determina que la luz libre entre el espejo del agua y la superestructura es de 2.50 metros, lo cual cumple con el mínimo recomendado según el manual de puentes.

Según AASHTO 11.6.3.1 se deberá realizar una serie de chequeos al estribo, la cual deberá cumplir los parámetros de seguridad para que el estribo no pueda fallar por volteo, deslizamiento y presiones.

Figura 33.

Sección de estribo



Nota. Dibujo de estribo visto en sección. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Datos:

γ_c = peso específico del concreto de 2,400 kg/m³

γ_t = peso específico del terreno de 1,260 kg/m³

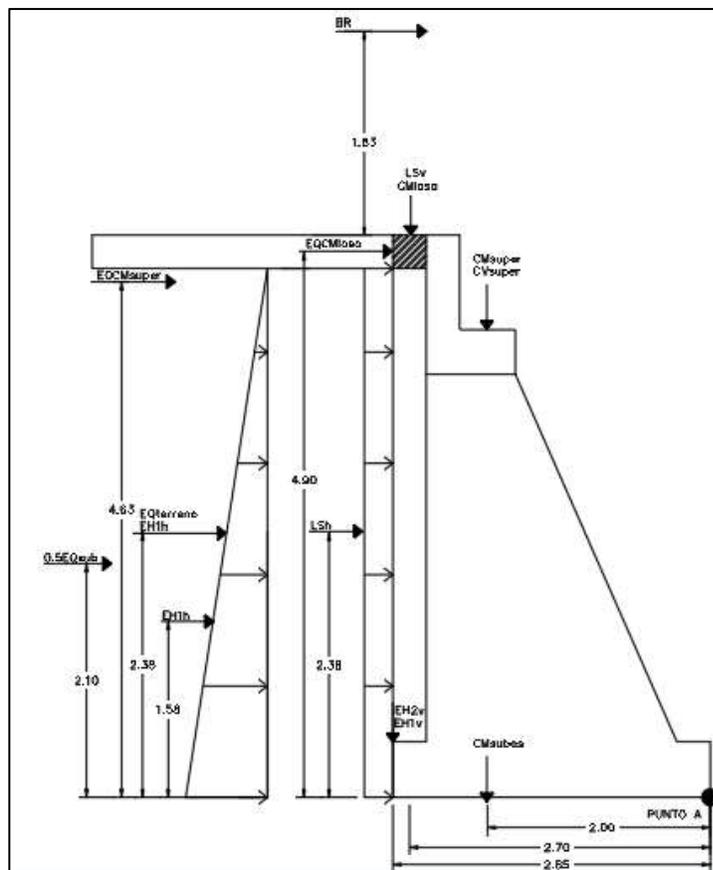
γ_s = peso específico del relleno de 1,500 kg/m³

γ_{cc} = peso específico del concreto ciclópeo de 2,400 kg/m³

V_s = valor soporte del suelo de 28.13 ton/m²

Figura 34.

Diagrama de cuerpo libre de estribo



Nota. Dibujo de cargas actuantes en estribo para análisis de momento desde punto pivote A.

Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

2.7.5.1. Integración de cargas

Los estribos soportarán las cargas provenientes de la superestructura y parte de la subestructura, su propio peso, cargas vivas actuantes en la superestructura, carga de frenado, carga por sismo, sobrecarga y empujes de suelo.

2.7.5.1.1. Carga viva de superestructura

Tomando en cuenta las cargas producidas por el camión de diseño y carga de carril, tomando en cuenta el factor de distribución, pero exceptuando la carga por impacto, se determina las cargas vivas que actúan en la superestructura, distribuida en la longitud del estribo. Las cargas que se presentan fueron recopiladas del análisis y diseño previo de la viga.

- Carril de carga

$$P_{CC} = 3,808.00 \text{ kg}$$

- Camión de diseño

$$P_{CD} = 21,289.95 \text{ kg}$$

- Carga viva total de superestructura

$$P_{CV} = \frac{2 * (P_{CC} + P_{CD} * FD)}{L_{Estribo}} = \frac{2 * (3,808.00 \text{ kg} + (0.47 * 21,289.95 \text{ kg}))}{4.90 \text{ m}}$$

$$P_{CV} = 5,638.48 \text{ kg/m}$$

2.7.5.1.2. Carga muerta por losa de aproximación

$$P_{CM} = 0.30m * 0.30m * 2,400.00 \text{ kg/m} = 216.00 \text{ kg/m}$$

2.7.5.1.3. Carga muerta de superestructura

$$P_{CM} = \frac{2 * P_{CM \text{ Superestructura}}}{L_{Estribo}} = \frac{2 * 9,406.32 \text{ kg}}{4.90 \text{ m}} = 3,839.31 \text{ kg/m}$$

2.7.5.1.4. Carga de frenado

Según AASHTO 3.6.4, la fuerza de frenado actúa horizontalmente a una distancia de 1.83 metros sobre la superficie de la rodadura. Y a partir del análisis de cortina, la carga de frenado a utilizar será de 740.82 kg/m.

$$BR = 740.82 \text{ kg/m}$$

2.7.5.1.5. Sobrecarga por carga viva

Se utiliza la presión horizontal del suelo debido a sobrecarga viva obtenida previamente del diseño de cortina, siendo $\Delta_p = 594.00 \text{ kg/m}^2$. Por lo que la carga por sobrecarga viva se determina a continuación.

$$LS = \Delta_p * H$$

Donde:

LS = carga por sobrecarga viva (kg/m)

Δ_p = presión horizontal del suelo debido a sobrecarga viva (594.00 kg/m²)

$H = \text{altura donde se produce la sobrecarga } (5.05 - 0.30 = 4.75 \text{ m})$

$$LS = 594.00 \text{ kg/m}^2 * 4.75 \text{ m} = 2,821.50 \text{ kg/m}$$

- Carga vertical producida por LS

- Componente vertical de la sobrecarga por carga viva

$$LS_{1v} = LS * \sin(\delta) = 2,821.50 \text{ kg/m} * \sin(30) = 1,410.75 \text{ kg/m}$$

- Carga producida por el terreno extendido en los 30 cm del talón del estribo (LS_{2v})

$$LS_{2v} = b * heq * \gamma_s = 0.30 \text{ m} * 0.90 \text{ m} * 1,500 \text{ kg/m}^3 = 405.00 \text{ kg/m}$$

$$LS_v = LS_{1v} + LS_{2v} = 1,410.75 \text{ kg/m} + 405.00 \text{ kg/m} = 1,815.75 \text{ kg/m}$$

- Carga horizontal producida por LS

$$LS_h = LS * \cos(\delta) = 2,821.50 \text{ kg/m} * \cos(30) = 2,443.49 \text{ kg/m}$$

2.7.5.1.6. Empuje lateral activo de suelo

- Empuje lateral activo del suelo
 - Empuje producido por terreno

Con el coeficiente activo del suelo calculado en el diseño de la cortina, se procede a calcular el empuje lateral activo del suelo.

$$EH_1 = \frac{1}{2} * Ka * \gamma_s * h^2 = \frac{1}{2} * 0.44 * 1,500 \text{ kg/m}^3 * (4.75 \text{ m})^2 = 7,445.63 \text{ kg/m}$$

- Empuje producido por losa de aproximación

$$EH_2 = Ka * \gamma_s * h * b = 0.44 * 1,500 \text{ kg/m}^3 * 4.75 \text{ m} * 0.30 \text{ m} = 1,504.80 \text{ kg/m}$$

- Carga vertical producida por EH₁

$$EH_{1v} = EH_1 * \sin(\delta) = 7,445.63 \text{ kg/m} * \sin(30^\circ) = 3,722.82 \text{ kg/m}$$

- Carga vertical producida por EH₂

$$EH_{2v} = EH_2 * \sin(\delta) = 1,504.80 \text{ kg/m} * \sin(30^\circ) = 752.40 \text{ kg/m}$$

- Carga horizontal producida por EH₁

$$EH_{1h} = EH_1 * \cos(\delta) = 7,445.63 \text{ kg/m} * \cos(30^\circ) = 6,448.10 \text{ kg/m}$$

- Carga horizontal producida por EH₂

$$EH_{2h} = EH_2 * \cos(\delta) = 1,504.80 \text{ kg/m} * \cos(30^\circ) = 1,303.20 \text{ kg/m}$$

2.7.5.1.7. Carga muerta de estribo

Consiste en el peso propio del estribo en base a la geometría del mismo y del material que se compone.

Tabla 13.*Carga muerta y centroide del estribo*

Sección	Peso específico (Kg/m ³)	Área (m ²)	Peso (kg/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*Peso (Kg·m/m)	Ya*Peso (Kg·m/m)
1	2,400.00	0.26	624.00	2.40	4.63	1,497.60	2,889.12
2	2,400.00	0.32	768.00	2.15	4.00	1,651.20	3,072.00
3	2,400.00	2.64	6,336.00	2.15	1.60	13,622.40	10,137.60
4	2,400.00	2.39	5,736.00	1.27	2.15	7,284.72	12,332.40
5	2,400.00	1.43	3,432.00	1.43	1.60	4,907.76	5,491.20
P _{CM estribo} =			16,896.00		Σ =	28,963.68	33,922.32
Centro de gravedad X y Y respecto al punto A						1.71	2.01

Nota. Determinación de cargas y centroide de estribo. Elaboración propia, realizado con Excel.

2.7.5.1.8. Empuje vertical del suelo

Es la presión vertical ejercida por el peso del terreno sobre el estribo.

Tabla 14.*Empuje vertical del suelo sobre estribo*

Sección	Peso específico (Kg/m ³)	Área (m ²)	Peso (kg/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*Peso (Kg·m/m)	Ya*Peso (Kg·m/m)
6	1,500.00	1.43	2,145.00	2.70	2.78	5,791.50	5,963.10
EV =			2,145.00		Σ =	5,791.50	5,963.10
Centro de gravedad X y Y respecto al punto A						2.70	2.78

Nota. Determinación de carga vertical del suelo que realiza empuje sobre el estribo. Elaboración propia, realizado con Excel.

2.7.5.1.9. Carga de sismo

- Fuerza de presión dinámica del terreno

Del diseño de la cortina se recopila el coeficiente de presión activa sísmica calculado, para proceder a calcular la fuerza de presión dinámica del terreno.

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * K_{AE} * H^2 * \gamma_s = \frac{1}{2} * 0.84 * (4.75 \text{ m})^2 * 1,500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$P_{AE} = 14,214.38 \text{ kg/m}$$

- Fuerza de acción sísmica

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH_1 = 14,214.38 \text{ kg/m} - 7,445.63 \text{ kg/m} = 6,768.75 \text{ kg/m}$$

- Carga sísmica por superestructura

Según AASHTO 3.10.9.1, para puentes de un solo tramo, la sollicitación mínima de diseño entre superestructura y subestructura no debe ser menor al producto del coeficiente de aceleración ($AMS = A_s$) y la carga tributaria.

$$EQ_{CM \text{ Superestructura}} = P_{CM \text{ Superestructura}} * AMS_d$$

$$EQ_{CM \text{ Superestructura}} = 3,839.31 \text{ kg/m} * 0.508 = 1,950.37 \text{ kg/m}$$

- Carga sísmica por losa de aproximación

$$EQ_{CM \text{ Losa}} = 0.25 * 0.30 \text{ m} * 3.5 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3 = 630.00 \text{ kg/m}$$

- Fuerza inercial del estribo

Según AASHTO 11.6.5.1, la fuerza inercial del estribo debido a la carga muerta del estribo y el empuje de suelo sobre el mismo se calcula así:

$$EQ_{CM \text{ Subestructura}} = P_{IR} = (P_{CM \text{ estribo}} + EV) * K_h$$

$$P_{IR} = (16,896.00 \text{ kg/m} + 1,920.00 \text{ kg/m}) * 0.25 = 4,704.00 \text{ kg/m}$$

- Efecto combinado de P_{AE} y P_{IR}

Según AASHTO 11.6.5.1, se debe de utilizar el resultado más conservador del siguiente análisis:

- $P_{AE} + 0.50P_{IR}$

$$14,214.38 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + \left(0.50 * 4,704.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) = 16,566.38 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$14,214.38 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 2,352.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 16,566.38 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- $0.50P_{AE} \text{ o } EH > +P_{IR}$

$$\left(0.50 * 14,214.38 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 7,107.19 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) < 7,445.63 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 4,704.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$7,445.63 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 4,704.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 12,149.63 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Utilizando la expresión más crítica, para determinar la carga sísmica total aplicada al estribo debido al sismo y presión del suelo, se considera el efecto de acción sísmica P_{AE} descontándole la presión estática del terreno (EH) y la fuerza horizontal inercial P_{IR} . Utilizando la combinación de 100 % P_{AE} (presión sísmica del empuje de suelo) + 50 % P_{IR} (fuerza inercial del estribo).

2.7.5.2. Momentos y cargas actuantes en estribo

Son las cargas que le producen momentos de volteo al estribo desde un punto pivote, y también se compone de cargas que le producen momentos estabilizadores al estribo, los cuales contrarrestan el movimiento de volteo, por las condiciones a las que se encuentra sometido el estribo.

Tabla 15.

Resumen de cargas y momentos de volteo

Carga	F (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg·m/m)
BR	740.82	6.88	5,096.84
LS _h	2,443.49	2.38	5,815.51
EH _{1h}	6,448.10	1.58	10,188.00
EH _{2h}	1,303.20	2.38	3,101.62
EQ _{terreno}	6,768.75	2.53	17,124.94
EQ _{CM losa}	630.00	4.90	3,087.00
EQ _{CM superestructura}	1,950.37	4.63	9,030.21
0.50EQ _{CM subestructura}	2,352.00	2.09	4,915.68
	22,664.86		58,442.38

Nota. Tabla resumen de cargas y momentos de volteo actuantes sobre estribo. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 16.*Resumen de cargas y momentos de estabilizadores*

Carga	F (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg·m/m)
CM _{subestructura}	16,896.00	1.71	28,892.16
CM _{losa}	216.00	2.70	583.20
CM _{superestructura}	3,839.31	2.00	7,678.62
EV	2,145.00	2.70	5,791.50
EH _{1v}	3,722.82	2.85	10,610.04
EH _{2v}	752.40	2.85	2,144.34
CV _{superestructura}	8,549.56	2.00	17,099.12
LS _v	1,815.75	2.70	4,902.53
	37,936.84		77,701.51

Nota. Tabla resumen de cargas y momentos estabilizadores actuantes sobre estribo. Elaboración propia, realizado con Excel.

2.7.5.3. Factores de carga aplicados por estado límite de análisis

Con las cargas definidas para analizar la estabilización y volteo del estribo es necesario determinar las combinaciones de carga a utilizar para el análisis. Utilizando los estados límites de Resistencia I y Evento Extremo I.

Para el chequeo por deslizamiento y volteo se utilizará factores máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras), y factores mínimos para las cargas verticales (estabilizadoras), para este caso se denominada Ia. Y para el chequeo de presiones en la base se utilizará factores máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar la presión sobre el terreno, a dicho caso se denomina Ib.

Los factores máximos y mínimos utilizados fueron recopilados de AASHTO, Tabla 3.4.1-1 de combinación y factores de cargas, y Tabla 3.4.1-2 de factores de carga para cargas permanentes.

Tabla 17.

Factores de carga por estado límite de análisis

Estado límite	γ_{CM}	γ_{EV}	γ_{CV}	γ_{LSv}	γ_{LSH}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	1.00	1.75	1.75	1.75	1.50	0.00	1.75	Deslizamiento y volteo
Resistencia Ib	1.25	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	0.00	1.75	Volteo y presiones
Evento extremo Ia	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizamiento, volteo y presiones
Evento extremo Ib	1.25	1.35	0.50	0.50	0.50	1.50	1.00	0.50	

Nota. Factores de carga a utilizar por estado límite de análisis para estribo. Elaboración propia, realizado con Excel.

2.7.5.4. Revisión de estribo sin superestructura

Únicamente se consideran las cargas que afectan al estribo y su peso propio, sin tomar en cuenta carga viva y muerta de superestructura. A continuación, se muestran las cargas que sirven para el análisis de esta revisión.

Tabla 18.

Resumen de factores y combinaciones cargas verticales

Tipo de carga	CM		EV	EH		LS	Carga Total (kg/m)
	CM _{subestructura}	CM _{losa}		EH _{1v}	EH _{2v}	LS _v	
Carga (kg/m)	16,896.00	216.00	2,145.00	3,722.82	752.40	1,815.75	25,547.97

Continuación de la Tabla 18.

Tipo de carga	CM		EV	EH		LS	Carga Total (kg/m)
	CM _{subestructura}	CM _{losa}		EH _{1v}	EH _{2v}	LS _v	
Resistencia la	15,206.40	194.40	2,145.00	5,584.23	1,128.60	3,177.56	27,436.19
Resistencia lb	21,120.00	270.00	2,895.75	5,584.23	1,128.60	3,177.56	34,176.14
Ev. extremo la	16,896.00	216.00	2,145.00	3,722.82	752.40	907.88	24,640.10
Ev. extremo lb	21,120.00	270.00	2,895.75	5,584.23	1,128.60	907.88	31,906.46

Nota. Resumen de factores y combinaciones de cargas verticales actuantes sobre estribo. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 19.

Resumen de factores y combinaciones momentos estabilizadores

Tipo de momento	CM		EV	EH		LS	Momento Total (kg·m/m)
	CM _{subest}	CM _{losa}		EH _{1v}	EH _{2v}	LS _v	
Momento (kg·m/m)	28,892.16	583.20	5,791.50	10,610.04	2,144.34	4,902.53	52,923.77
Resistencia la	26,002.94	524.88	5,791.50	15,915.06	3,216.51	8,579.43	60,030.32
Resistencia lb	36,115.20	729.00	7,818.53	15,915.06	3,216.51	8,579.43	72,373.73
Ev. extremo la	28,892.16	583.20	5,791.50	10,610.04	2,144.34	2,451.27	50,472.51
Ev. extremo lb	36,115.20	729.00	7,818.53	15,915.06	3,216.51	2,451.27	66,245.57

Nota. Resumen de factores y combinaciones de momentos estabilizadores actuantes sobre estribo. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 20.*Resumen de factores y combinaciones cargas horizontales*

Tipo de carga	LS	EH		EQ			Carga Total (kg/m)
	LS _h	Eh _{1h}	Eh _{2h}	EQ _{terreno}	0.50EQ _{CM} subestructura	EQ _{CM} losa	
Carga (kg/m)	2,443.49	6,448.10	1,303.20	6,768.75	2,352.00	630.00	19,973.67
Resistencia la	4,276.11	9,672.15	1,954.80	0.00	0.00	0.00	15,903.06
Resistencia lb	4,276.11	9,672.15	1,954.80	0.00	0.00	0.00	15,903.06
Ev. extremo la	1,221.75	6,448.10	1,303.20	6,768.75	2,352.00	630.00	18,121.93
Ev. extremo lb	1,221.75	9,672.15	1,954.80	6,768.75	2,352.00	630.00	21,997.58

Nota. Resumen de factores y combinaciones de cargas horizontales actuantes sobre estribo.
Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 21.*Resumen de factores y combinaciones momentos de volteo*

Tipo de momento	LS	EH		EQ			Momento Total (kg·m/m)
	LS _h	Eh _{1h}	Eh _{2h}	EQ _{terreno}	0,50EQ _{CM} subestructura	EQ _{CM} losa	
Momento (kg·m/m)	5,815.51	10,188.00	3,101.62	17,124.94	4,915.68	3,087.00	44,315.33
Resistencia la	10,177.14	15,282.00	4,652.43	0.00	0.00	0.00	30,111.57
Resistencia lb	10,177.14	15,282.00	4,652.43	0.00	0.00	0.00	30,111.57
Ev. extremo la	2,907.76	10,188.00	3,101.62	17,124.94	4,915.68	3,087.00	38,320.58
Ev. extremo lb	2,907.76	15,282.00	4,652.43	17,124.94	4,915.68	3,087.00	44,965.39

Nota. Resumen de factores y combinaciones de momentos de volteo actuantes sobre estribo.
Elaboración propia, realizado con Excel.

- Chequeo por volteo

Haciendo el análisis desde el punto “A” mostrado en la sección del estribo. Con el método de Meyerhof, se halla la excentricidad “e” con respecto al punto central de la base del cimiento con las cargas aplicables factoradas con las siguientes expresiones.

$$x_A = \frac{\sum M_v - M_h}{V}$$

$$e = \left| \frac{B}{2} - x_A \right|$$

Donde:

x_A = distancia desde el punto “A” a punto donde se produce la excentricidad respecto al punto central de la base del cimiento (m)

e = excentricidad producida por cargas factoradas (m)

B = base del cimiento (2.85 m)

M_v = momento estabilizador o producido por fuerzas verticales (kg·m/m)

M_h = momento de volteo o producido por fuerzas horizontales (kg·m/m)

V = cargas verticales (kg/m)

Para cada estado límite utilizado se tiene una excentricidad máxima específica según la normativa, a la que no se debe de exceder para cumplir con el análisis por volteo.

- Estado límite de resistencia

Según AASHTO 11.6.3.3, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$).

$$e_{max} = \frac{B}{3} = \frac{2.85 \text{ m}}{3} = 0.95 \text{ m}$$

- Estado límite de evento extremo

Según AASHTO 11.6.5.1, para cualquier suelo cuando $\gamma_{EQ}=0$ se debe mantener la resultante dentro de los 2/3 centrales del cimiento ($e \leq B/3$) y cuando $\gamma_{EQ}=1$ la resultante se debe mantener dentro de los 8/10 centrales del cimiento ($e \leq 2/5B$). Por lo que interpolando para $\gamma_{EQ}= 0.5$ será $e \leq 11/30B$.

$$e_{max} = \frac{11B}{30} = \frac{11 * 2.85 \text{ m}}{30} = 1.05 \text{ m}$$

Tabla 22.

Revisión por volteo

Estado límite	V (kg/m)	M _v (kg·m/m)	M _h (kg·m/m)	X _A (m)	e (m)	e _{max} (m)	Cumple
Resistencia Ia	27,436.19	60,030.32	30,111.57	1.09	0.34	0.95	SI
Resistencia Ib	34,176.14	72,373.73	30,111.57	1.24	0.19	0.95	SI
Ev. extremo Ia	24,640.10	50,472.51	38,320.58	0.49	0.94	1.05	SI
Ev. extremo Ib	31,906.46	66,245.57	44,965.39	0.67	0.76	1.05	SI

Nota. Chequeo de valores obtenidos del análisis de volteo con valores máximos establecidos según análisis. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Chequeo por deslizamiento

Siendo el chequeo por deslizamiento el siguiente:

$$R_R > H$$

Donde:

R_R = resistencia factorada al deslizamiento (kg/m)

H = cargas horizontales factoradas (kg/m)

Según AASHTO 10.6.3.4, el valor de la resistencia factorada al deslizamiento corresponde a una componente friccional ($\phi\tau R\tau$) actuando a lo largo de la base del estribo y una componente debido a la presión pasiva del terreno ($\phi_{ep}R_{ep}$) actuando en la cara vertical correspondiente. La resistencia factorada contra la rotura por deslizamiento se toma como:

$$R_R = \phi\tau R\tau + \phi_{ep}R_{ep}$$

Donde:

R_R = resistencia contra rotura por deslizamiento (kg/m)

$\phi\tau$ = factor de resistencia a corte entre suelo y cimiento

$R\tau$ = resistencia nominal a deslizamiento entre suelo y cimiento (kg/m)

ϕ_{ep} = factor de resistencia a la presión pasiva del suelo

R_{ep} = resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la vida de diseño de la estructura (kg/m)

Para suelos con cohesión, la resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la cimentación se debe tomar como:

$$R_R = \phi\tau R\tau + \phi_{ep}R_{ep} = \phi\tau * C_u * B + \phi_{ep}R_{ep}$$

Donde:

C_u = cohesión del suelo del terreno (5,850 kg/m²)

B = base del cimiento (2.85 m)

$\phi\tau$ = factor de resistencia a corte entre suelo y cimiento

ϕ_{ep} = factor de resistencia a la presión pasiva del suelo

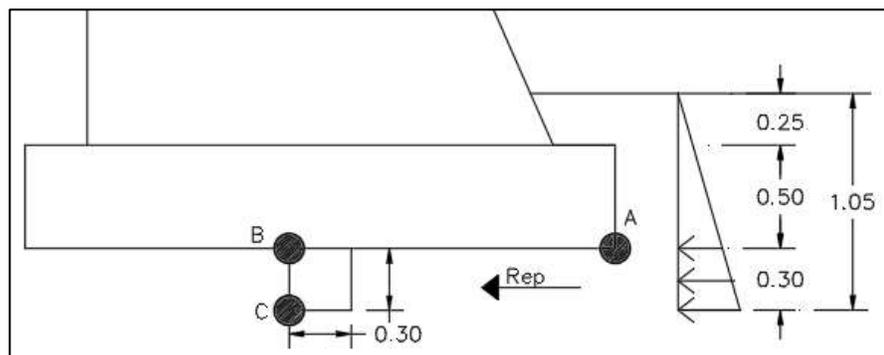
R_{ep} = resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la vida de diseño de la estructura (kg/m).

Para cada estado límite utilizado se tiene un factor de resistencia a corte entre suelo y cimiento ($\phi\tau$) y un factor de resistencia a la presión pasiva del suelo (ϕ_{ep}) específico según la normativa.

- Estado límite de resistencia, según Tabla 10.5.5.2.2-1 de AASHTO, el factor de resistencia para deslizamiento en el que el concreto se vacía in situ sobre suelo con cohesión será $\phi\tau = 0.85$. Y el valor de resistencia a presión pasiva del suelo será $\phi_{ep} = 0.50$.
- Estado límite evento extremo, según AASHTO 11.5.8, los factores de resistencia para dicho estado límite serán uno, siendo $\phi\tau = 1.00$ y $\phi_{ep} = 1.00$.

Figura 35.

Empuje pasivo actuando en el diente



Nota. Dibujo de empuje pasivo actuando en el diente propuesto en base de estribo. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

En la base del cimiento se coloca un diente de 0.30m X 0.30m el cual contrarresta el deslizamiento, por lo que para determinar su resistencia al deslizamiento se calcula el coeficiente de empuje pasivo (K_p), en el sector que afecta el diente con las siguientes ecuaciones.

$$\Gamma = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) * \sin(\phi_f + \beta)}{\sin(\theta + \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(19 + 30) * \sin(19 + 0)}{\sin(90 + 30) * \sin(90 + 0)}} \right]^2$$

$$\Gamma = 0.22$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\Gamma [\sin^2(\theta) * \sin(\theta + \delta)]} = \frac{\sin^2(90 + 19)}{0.22 * [\sin^2(90) * \sin(90 + 30)]} = 4.69$$

Según artículo 4.7.5 de la NSE 5.2-2018, el empuje pasivo para suelos cohesivos se calcula con la siguiente expresión.

$$P_p = K_p * \gamma_s * h + 2Cu\sqrt{K_p}$$

Donde:

P_p = empuje lateral pasivo del suelo (kg/m^2)

K_p = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo (4.69)

γ_s = peso específico del suelo ($1,500 \text{ kg/m}^3$)

h = profundidad debajo de la superficie del suelo (m)

Cu = cohesión del suelo ($5,850 \text{ kg/m}^2$)

La presión pasiva en la parte baja del estribo es:

$$P_{pB} = \left(1,500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 4.69 * 0.75 \text{ m} \right) + \left(2 * 5,850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \sqrt{4.69} \right) = 30,614.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La presión pasiva en la parte baja del diente es:

$$Pp_c = \left(1,500 \frac{kg}{m^3} * 4.69 * (0.75m + 0.30m) \right) + \left(2 * 5,850 \frac{kg}{m^3} * \sqrt{4.69} \right)$$

$$Pp_c = 32,724.75 \frac{kg}{m^2}$$

La resistencia pasiva es:

$$R_{ep} = \frac{1}{2} * \left(30,614.25 \frac{kg}{m^2} + 32,724.75 \frac{kg}{m^2} \right) * 0.30m = 9,500.85 \frac{kg}{m}$$

Tabla 23.

Revisión por deslizamiento

Estado límite	V (kg/m)	$\emptyset_T R_T$ (kg/m)	$\emptyset_{ep} R_{ep}$ (kg/m)	R_R (kg/m)	H (Kg/m)	Cumple
Resistencia Ia	27,436.19	14,171.63	4,750.43	18,922.06	15,903.06	SI
Resistencia Ib	34,176.14	14,171.63	4,750.43	18,922.06	15,903.06	SI
Ev. extremo Ia	24,640.10	16,672.50	9,500.85	26,173.35	18,121.93	SI
Ev. extremo Ib	31,906.46	16,672.50	9,500.85	26,173.35	21,997.58	SI

Nota. Chequeo de valores obtenidos del análisis de deslizamiento con valores máximos establecidos según análisis. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Chequeo por presiones

La presión aplicada sobre el suelo por la estructura debe ser menor que la capacidad soporte del suelo.

$$q_R > q$$

Con el método de Meyerhof se calculan las presiones actuantes con las cargas factoradas. Según AASHTO 10.6.3.1, la presión actuante en la base del suelo, cuando el cimiento está sobre suelo no rocoso se calcula así:

$$q = \frac{\sum V_{ert}}{B - 2e}$$

Donde:

q = presión actuante (kg/m²)

V = cargas verticales factoradas (kg/m)

B = base del estribo (2.85 m)

e = excentricidad (m)

Según AASHTO 10.6.3.1, la presión portante o capacidad portante del terreno se obtiene con la capacidad última de apoyo para el suelo multiplicado por el factor de resistencia apropiado.

$$q_R = \phi_b * q_n = \phi_b * V_s * F_s$$

Donde:

q_R = capacidad portante del terreno (kg/m²)

ϕ_b = factor de resistencia

q_n = capacidad portante nominal (kg/m²)

V_s = valor soporte del suelo (28,130.00 kg/m²)

F_s = factor de seguridad utilizado para determinar el valor soporte (3)

Para cada estado límite utilizado se tiene un factor de resistencia (ϕ_b) específico según la normativa.

- Estado límite de resistencia, según Tabla 10.5.5.2.2-1 de AASHTO, el factor de resistencia de apoyo para método semi-empírico de Meyerhof será $\phi_b = 0.45$.
- Estado límite evento extremo, según AASHTO 11.5.8, los factores de resistencia para dicho estado límite serán uno, $\phi_b = 1.00$.

Tabla 24.

Revisión por presiones

Estado límite	V (kg/m)	e (m)	q (Kg/m ²)	q _R (Kg/m ²)	Cumple
Resistencia Ia	27,436.19	0.34	12,643.41	37,975.50	SI
Resistencia Ib	34,176.14	0.19	13,836.49	37,975.50	SI
Ev. extremo Ia	24,640.10	0.94	25,402.16	84,390.00	SI
Ev. extremo Ib	31,906.46	0.76	23,989.82	84,390.00	SI

Nota. Chequeo de valores obtenidos del análisis por presiones con valores máximos establecidos según análisis. Elaboración propia, realizado con Excel.

2.7.5.5. Revisión estribo con superestructura y carga viva

Se realiza el mismo procedimiento anterior, considerando las cargas que afectan al estribo con carga muerta y viva de superestructura.

Tabla 25.*Resumen de factores y combinaciones cargas verticales*

Tipo de carga	CM			EV	EH		CV	LS	Carga Total (kg/m)
	CM _{subestr}	CM _{superest}	CM _{losa}		EH _{1v}	EH _{2v}	CV _{superest}	LS _v	
Carga (kg/m)	16,896.00	3,839.31	216.00	2,145.00	3,722.82	752.40	8,549.56	1,815.75	37,936.84
Resistencia Ia	15,206.40	3,455.38	194.40	2,145.00	5,584.23	1,128.60	14,961.73	3,177.56	45,853.30
Resistencia Ib	21,120.00	4,799.14	270.00	2,895.75	5,584.23	1,128.60	14,961.73	3,177.56	53,937.01
Ev. extremo Ia	16,896.00	3,839.31	216.00	2,145.00	3,722.82	752.40	4,274.78	907.88	32,754.19
Ev. extremo Ib	21,120.00	4,799.14	270.00	2,895.75	5,584.23	1,128.60	4,274.78	907.88	40,980.38

Nota. Tabla resumen de factores y combinaciones de cargas verticales utilizadas para análisis de estribo con cargas de superestructura y carga viva. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 26.*Resumen de factores y combinaciones momentos estabilizadores*

Tipo de momento	CM			EV	EH		CV	LS	Momento Total (kg·m/m)
	CM _{subestr}	CM _{superest}	CM _{losa}		EH _{1v}	EH _{2v}	CV _{superest}	LS _v	
Momento (kg·m/m)	28,892.16	7,678.62	583.20	5,791.50	10,610.04	2,144.34	17,099.12	4,902.53	77,094.01
Resistencia Ia	26,002.94	6,910.76	524.88	5,791.50	15,915.06	3,216.51	29,923.46	8,579.43	96,257.04
Resistencia Ib	36,115.20	9,598.28	729.00	7,818.53	15,915.06	3,216.51	29,923.46	8,579.43	111,075.34
Ev. extremo Ia	28,892.16	7,678.62	583.20	5,791.50	10,610.04	2,144.34	8,549.56	2,451.27	66,093.19
Ev. extremo Ib	36,115.20	9,598.28	729.00	7,818.53	15,915.06	3,216.51	8,549.56	2,451.27	83,573.28

Nota. Tabla resumen de factores y combinaciones de momentos estabilizadores utilizados para análisis de estribo con cargas de superestructura y carga viva. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 27.*Resumen de factores y combinaciones cargas horizontales*

Tipo de carga	BR	LS	EH		EQ				Carga Total (kg/m)
		LS _h	EH _{1h}	EH _{2h}	EQ _{terreno}	EQ _{CM sup}	EQ _{CM sub}	EQ _{CM losa}	
Carga (kg/m)	740.82	2,443.49	6,448.10	1,303.20	6,768.75	1,950.37	2,352.00	630.00	22,664.86
Resistencia la	1,296.44	4,276.11	9,672.15	1,954.80	0.00	0.00	0.00	0.00	17,199.50
Resistencia lb	1,296.44	427.11	9,672.15	1,954.80	0.00	0.00	0.00	0.00	17,199.50
Ev. extremo la	370.41	1,221.75	6,448.10	1,303.20	6,768.75	1,950.37	2,352.00	630.00	21,072.71
Ev. extremo lb	370.41	1,221.75	9,672.15	1,954.80	6,768.75	1,950.37	2,352.00	630.00	24,948.36

Nota. Tabla resumen de factores y combinaciones de cargas horizontales utilizados para análisis de estribo con cargas de superestructura y carga viva. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 28.*Resumen de factores y combinaciones momentos de volteo*

Tipo de carga	BR	LS	EH		EQ				Momento Total (kg-m/m)
		LS _h	EH _{1h}	EH _{2h}	EQ _{terreno}	EQ _{CM sup}	EQ _{CM sub}	EQ _{CM losa}	
Momento (kg-m/m)	5,096.84	5,815.51	10,188.00	3,101.62	17,124.94	9,030.21	4,915.68	3,087.00	58,442.38
Resistencia la	8,919.47	10,177.14	15,282.00	4,652.43	0.00	0.00	0.00	0.00	39,031.04
Resistencia lb	8,919.47	10,177.14	15,282.00	4,652.43	0.00	0.00	0.00	0.00	39,031.04
Ev. extremo la	2,548.42	2,907.76	10,188.00	3,101.62	17,124.94	9,030.21	4,915.68	3,087.00	52,986.21
Ev. extremo lb	2,548.42	2,907.76	15,282.00	4,652.43	17,124.94	9,030.21	4,915.68	3,087.00	59,631.02

Nota. Tabla resumen de factores y combinaciones de momentos de volteo utilizados para análisis de estribo con cargas de superestructura y carga viva. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Chequeo por volteo

Tabla 29.*Revisión por volteo*

Estado límite	V (kg/m)	M _v (kg·m/m)	M _h (kg·m/m)	X _A (m)	e (m)	e _{max} (m)	Cumple
Resistencia Ia	45,853.30	96,864.54	39,031.04	1.26	0.17	0.95	SI
Resistencia Ib	53,937.01	111,895.47	39,031.04	1.35	0.08	0.95	SI
Ev. extremo Ia	32,754.19	66,700.69	52,986.21	0.42	1.01	1.05	SI
Ev. extremo Ib	40,980.38	84,393.41	59,631.02	0.60	0.83	1.05	SI

Nota. Chequeo de valores obtenidos del análisis por volteo con valores máximos establecidos según análisis. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Chequeo por deslizamiento

Tabla 30.*Revisión por deslizamiento*

Estado límite	V (kg/m)	$\emptyset_{\tau}R_{\tau}$ (kg/m)	$\emptyset_{ep}R_{ep}$ (kg/m)	R _R (kg/m)	H (Kg/m)	Cumple
Resistencia Ia	45,853.30	14,171.63	4,750.43	18,922.06	17,199.50	SI
Resistencia Ib	53,937.01	14,171.63	4,750.43	18,922.06	17,199.50	SI
Ev. extremo Ia	32,754.19	16,672.50	9,500.85	26,173.35	21,072.71	SI
Ev. extremo Ib	40,980.38	16,672.50	9,500.85	26,173.35	24,935.61	SI

Nota. Chequeo de valores obtenidos del análisis por deslizamiento con valores máximos establecidos según análisis. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Chequeo por presiones

Tabla 31.*Revisión por presiones*

Estado límite	V (kg/m)	e (m)	q (Kg/m²)	q_R (Kg/m²)	Cumple
Resistencia Ia	45,853.30	0.17	18,268.25	37,975.50	SI
Resistencia Ib	53,937.01	0.08	20,050.93	37,975.50	SI
Ev. extremo Ia	32,754.19	1.01	39,462.88	84,390.00	SI
Ev. extremo Ib	40,980.38	0.83	34,437.29	84,390.00	SI

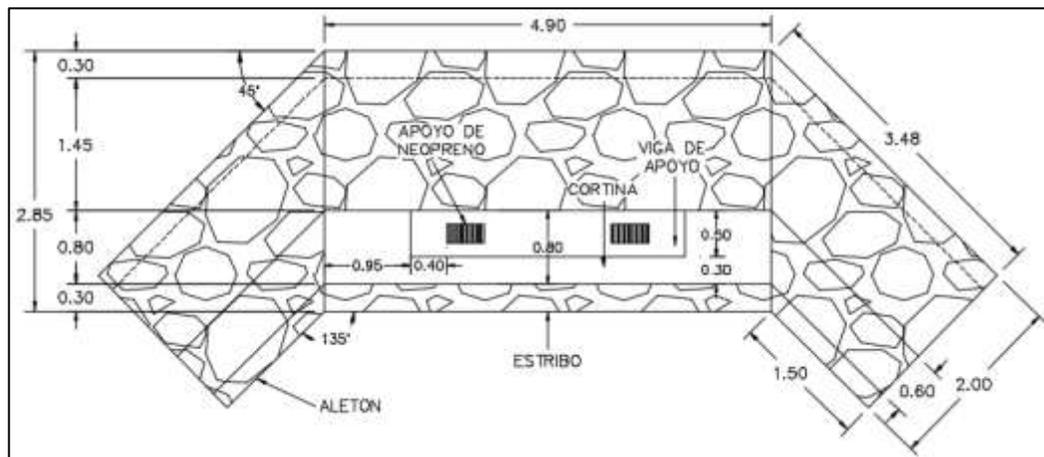
Nota. Chequeo de valores obtenidos del análisis por presiones con valores máximos establecidos según análisis. Elaboración propia, realizado con Excel.

2.7.6. Diseño de aletones

Son elementos estructurales que se encargan de proteger las bases del puente, evitando la socavación y el colapso de la estructura. Su función principal es la de proteger la subestructura y los aproches de posibles socavaciones. Los aletones serán de concreto ciclópeo, del mismo tipo que el estribo. Con este elemento estructural se tiene la siguiente vista en planta para cada estribo del presente proyecto.

Figura 36.

Configuración en planta de estribos



Nota. Dibujo de configuración en planta de estribos con aletones. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

2.8. Planos

Se incluyen todos los planos pertinentes al proyecto, como:

- Planta y perfil del puente
- Planta topográfica
- Detalles de armado de los elementos estructurales
- Detalles de anclajes y neopreno
- Composición de barandal

2.9. Presupuesto

Es la integración de precios unitarios que detallan los renglones de trabajo que conforma el proyecto. La cuantificación de materiales se realizó según los planos finales; y los precios de materiales, maquinaria, equipo y salarios son representativos de la región. Se incluyen costos directos e indirectos, considerando un factor de indirectos del 40.00 %.

2.9.1. Integración de precios unitarios

La integración de precios unitarios es el desglose de los renglones de trabajo que conforman las actividades a realizar para construir el proyecto, con los materiales, herramientas, mano de obra requerida, equipo y maquinaria necesaria, en una unidad de trabajo.

2.9.2. Resumen del presupuesto

Se presenta un cuadro resumen de los renglones de trabajo necesarios para la construcción del proyecto, con sus debidos precios unitarios.

Tabla 32.*Presupuesto del puente vehicular Santa Anita*

RESUMEN DE PRESUPUESTO	
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR COMUNIDAD SANTA ANITA LA UNIÓN, COLOMBA COSTA CUCA	

Ubicación:	Comunidad Santa Anita
Municipio:	Colomba Costa Cuca
Departamento:	Quetzaltenango
Dimensión:	8,00 metros

NO.	RENLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO RENLÓN
1	Preliminares				
1.1	Limpieza y chapeo	70.00	M2	Q 9.26	Q 648.20
1.2	Trazo y replanteo topográfico	70.00	M2	Q 64.70	Q 4,529.00
1.3	Bodega	1.00	Global	Q 8,336.67	Q 8,336.67
1.4	Rótulo de identificación del proyecto	1.00	Unidad	Q 4,359.84	Q 4,359.84
2	Movimiento de tierras				
2.1	Corte y excavación	226.55	M3	Q 141.61	Q 32,081.75
2.2	Relleno y compactación	154.70	M3	Q 404.71	Q 62,608.64
3	Subestructura				
3.1	Estribos + aletones	141.71	M3	Q 1,553.86	Q 220,197.50
3.2	Cortina + viga de apoyo	9.80	ML	Q 4,299.50	Q 42,135.10
3.3	Apoyos de almohadilla de neopreno	4.00	Unidad	Q 3,539.97	Q 14,159.88
4	Superestructura				
4.1	Losa de rodadura + banquetas	39.20	M2	Q 1,415.35	Q 55,481.72
4.2	Viga principal	16.00	ML	Q 2,762.93	Q 44,206.88
4.3	Diafragma externo	3.60	ML	Q 2,410.96	Q 8,679.46
4.4	Barandal	16.00	ML	Q 764.34	Q 12,229.44
4.5	Junta de dilatación	2.00	Unidad	Q 3,719.95	Q 7,439.90
4.6	Losa de aproximación	21.00	M2	Q 1,097.37	Q 23,044.77
5	Limpieza final				
5.1	Limpieza y señalización final	1.00	Unidad	Q 4,296.94	Q 4,296.94
MONTO ESTIMADO					Q544,435.69

Nota. Resumen de presupuesto de renglones de trabajo para construcción de puente vehicular. Elaboración propia, realizado con Excel.

2.10. Cronograma de ejecución física y financiera

Herramienta en la que se establece el programa de trabajo, en donde se define el calendario de ejecución de las actividades previstas. Normalmente se utiliza el diagrama de Gantt y el presupuesto para estructurarlo; sin embargo, su elaboración dependerá del sistema constructivo y la complejidad del proyecto.

Figura 37.

Cronograma físico/financiero del puente vehicular en comunidad Santa Anita

NO.	RENLÓN	MONTO	PORCENTAJE	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4
1.1	Limpieza y chapeo	Q 648.20	0.12%	■			
1.2	Trazo y replanteo topográfico	Q 4,529.00	0.83%	■			
1.3	Bodega	Q 8,336.67	1.53%	■			
1.4	Rótulo de identificación del proyecto	Q 4,359.84	0.80%	■			
2.1	Corte y excavación	Q 32,081.75	5.89%	■	■		
2.2	Relleno y compactación	Q 62,608.64	11.50%		■	■	
3.1	Estribos + aletones	Q 220,197.50	40.45%		■	■	
3.2	Cortina + viga de apoyo	Q 42,135.10	7.74%		■	■	
3.3	Apoyos de almohadilla de neopreno	Q 14,159.88	2.60%			■	
4.1	Losa de rodadura + banquetas	Q 55,481.72	10.19%				■
4.2	Viga principal	Q 44,206.88	8.12%			■	
4.3	Diafragma externo	Q 8,679.46	1.59%			■	
4.4	Barandal	Q 12,229.44	2.25%				■
4.5	Junta de dilatación	Q 7,439.90	1.37%				■
4.6	Losa de aproximación	Q 23,044.77	4.23%				■
5.1	Limpieza y señalización final	Q 4,296.94	0.79%				■
TOTAL		Q 544,435.69	100.00%				
TOTAL PARCIAL (Q)				Q 105,004.84	Q 193,238.19	Q 143,699.89	Q 102,492.77
TOTAL PARCIAL (%)				19.29%	35.49%	26.39%	18.83%
TOTAL ACUMULADO (Q)				Q 105,004.84	Q 298,243.03	Q 441,942.92	Q 544,435.69
TOTAL ACUMULADO (%)				19.29%	54.78%	81.17%	100.00%

Nota. Cronograma físico y financiero de construcción de puente vehicular. Elaboración propia, realizado con Excel.

2.11. Evaluación ambiental

Impacto ambiental es la modificación en el ambiente, que se origina por los efectos de acción por la actividad humana, el impacto generado puede ser negativo o positivo.

Este proyecto se encuentra dentro del listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), en la sección "F", división 42, grupo 420, categoría 599 y clase 4,210 como: "Diseño, construcción y operación de puentes vehiculares de una vía", dicho listado ubica al proyecto con potencial de moderado a bajo impacto ambiental, o conocida como categoría B2.

La resolución administrativa No. 011-2020 establece que dentro de los requisitos de evaluación de impacto ambiental B2, se deberá incluir el formato de instrumento ambiental de evaluación ambiental inicial, que deberá ser elaborado por un consultor ambiental acreditado en el MARN.

3. DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO PARA CALLE DE COLONIA SAN FRANCISCO Y SECTOR EL MANANTIAL HACIA CALLE PRINCIPAL Y CALLE DE COLONIA 15 DE SEPTIEMBRE, COLOMBA COSTA CUCA

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño del pavimento para las calles que comunican el sector El Manantial y colonia San Francisco con la calle principal y colonia 15 de Septiembre del municipio de Colomba Costa Cuca, ubicado en el casco urbano. Dicho proyecto contribuirá en el restablecimiento y mejora de la infraestructura vial del municipio y la economía del mismo ya que facilitará el flujo vehicular y peatonal de los habitantes que trabajan en el casco urbano y que residen en las colonias y sectores aledaños al proyecto.

El tipo de pavimento a utilizar será pavimento rígido de concreto hidráulico sin dovelas, consta con ancho de 6.00 metros, de dos carriles de 3.00 metros cada uno, con cuneta y bordillos laterales, la longitud proyectada del tramo es de aproximadamente 1.92 kilómetros.

3.2. Topografía

El levantamiento topográfico es esencial para el diseño, ya que permite expresar gráficamente los posibles puntos de ubicación, así como proporcionar información sobre las pendientes y áreas donde se ubicará el pavimento y estructuras de drenaje.

Esto fue realizado mediante el uso de una brújula para referir el norte magnético y una estación total marca Spectra Precision, serie FOCUS 2, para obtener las curvas de nivel y secciones transversales necesarias para determinar los niveles de la pavimentación y la ubicación de las estructuras de drenaje.

3.2.1. Planimetría

Se define como el conjunto de métodos y mediciones que determinan la representación a escala de todos los puntos del terreno sobre una superficie plana, exceptuando su relieve y representándose en una proyección horizontal como líneas rectas, puntos, superficies y contornos, sin considerar la diferencia de elevación, tomando como referencia el norte para su orientación.

Para el trazo de las calles se utiliza una poligonal abierta, con método de conservación de azimuts con vuelta de campana, y se va avanzando según el caminamiento.

3.2.2. Altimetría

Se define como el conjunto de procedimientos y mediciones que se utilizan para determinar y representar la altura o cota de cada punto del terreno (planimetría) respecto de un plano de referencia, definiendo la superficie en estudio.

Por medio del uso de la estación total se obtuvo los valores de los tres ejes x, y, z. Y en el caminamiento de las calles se determinaron alturas y ubicaciones de puntos obligados como pozos de visita o casas habitacionales en los que es necesario conservar la altura de la carpeta de rodadura de la calle.

3.3. Estudio de suelos

Para realizar el diseño del pavimento rígido es necesario realizar un estudio de suelos para conocer las características físicas y mecánicas del suelo, para así determinar los espesores de base y carpeta de rodadura efectivos para soportar las cargas a las que estará expuesto el pavimento. Se realizó una exploración de campo para extraer la muestra de estudio y análisis, los ensayos realizados fueron ensayo de compactación Proctor y ensayo de valor soporte CBR.

3.3.1. Granulometría

Este ensayo tiene como finalidad determinar la distribución de tamaños de las partículas de suelo en su totalidad, representadas en porcentajes y mediante un gráfico. Las condiciones del ensayo se especifican en AASHTO T-27. Básicamente consiste en separar las partículas de la muestra pasándola por tamices de distintos tamaños, posterior al lavado y secado de la muestra. La masa de las partículas retenidas en cada tamiz se expresa respecto a la masa inicial.

De inspección visual se determinó un suelo fino de limos con arena color café, según la clasificación ASTM se encuentra dentro del grupo con simbología ML con una evaluación de subrasante de aceptable a mala. Misma que se puede respaldar con los resultados de CBR y densidad máxima seca, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 33.

Propiedades de los suelos según clasificación ASTM

Clasificación	Símbolo del grupo	Valor como expresado en acción de la humedad	Sensibilidad a la hinchazón	Compresibilidad e hinchamiento	Capacidad de drenaje	d, máx. P. M. (Eq. 2.1)	CBR	Módulo de reacción (K/MN/m ²)	
GRAVAS	GW	Excelente	Nula a muy ligera	Casi nulos	Excelente	2.0-2.3	40-80	80-140	
	GP	Buena a excelente	Nula a muy ligera	Casi nulos	Excelente	1.8-2.3	30-60	80-140	
	GM	d	Buena a excelente	Ligera a media	Muy ligeras	Aceptable a mala	2.0-2.4	40-60	80-140
		u	Buena	Ligera a media	Ligeras	Mala a impermeable	1.9-2.2	20-30	50-140
	GC	Buena	Ligera a media	Ligeras	Mala a impermeable	2.1-2.4	20-40	50-140	
ARENAS	SW	Buena	Nula a muy ligera	Casi nulos	Excelente	1.8-2.1	20-40	50-100	
	SP	Aceptable a buena	Nula a muy ligera	Casi nulos	Excelente	1.7-2.2	10-40	40-100	
	SM	d	Aceptable a buena	Ligera a alta	Muy ligeras	Aceptable a mala	1.9-2.2	15-40	40-100
		u	Aceptable	Ligera a alta	Ligeras a medias	Mala a impermeable	1.6-2.1	10-20	20-80
	SC	Mala a aceptable	Ligera a alta	Ligeras a medias	Mala a impermeable	1.6-2.2	5-20	20-80	
LIMOS Y ARCILLAS	LL < 50 LL > 50	ML	Mala a aceptable	Medio a muy alta	Ligeras a medias	Aceptable a mala	1.4-2.1	≤ 15	20-50
		CL	Mala a aceptable	Medio a alta	Medias	Impermeable	1.4-2.1	≤ 15	10-40
		OL	Mala	Medio a alta	Medias a altas	Mala	1.4-1.7	≤ 5	10-20
		MH	Mala	Medio a muy alta	Altas	Aceptable a mala	1.3-1.7	≤ 10	10-20
		CH	Mala a aceptable	Medio	Altas	Impermeable	1.4-1.9	≤ 15	10-40
	OH	Mala a muy mala	Medio	Altas	Impermeable	1.3-1.8	≤ 5	5-20	
SUELOS ORGÁNICOS	PT	Inaplicable	Ligera	Muy altas	Aceptable a mala				

d = LL ≤ 25 IP ≤ 6
u = Restantes casos

Nota. Tabla 35.4 de propiedades de los suelos según la clasificación ASTM. Obtenido de C. Kraemer, J. Pardillo, S. Rocci, M. Romana, V. Sánchez y M. del Val (2004). *Ingeniería de Carreteras Volumen I*. (p. 41). McGraw Hill.

3.3.2. Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg determinan el porcentaje de humedad que un suelo tiene para pasar de un estado líquido a uno de plasticidad. El ensayo pretende clasificar el material según el comportamiento de los finos.

El límite líquido es el contenido de humedad expresado en porcentaje, respecto del peso seco de la muestra con el cual el suelo cambia de estado líquido al estado plástico, el método utilizado para determinar este límite lo ideó Casagrande y las condiciones para su ejecución están en AASHTO T-89. El límite

líquido debe determinarse con muestras del suelo seca que hayan pasado por el tamiz No. 40.

La muestra se humedece y se coloca en el aparato de Casagrande donde se talla hasta nivelarla, se realiza un corte dividiendo la muestra en dos partes iguales y se procede a girar la manivela del aparato hasta alcanzar un total de 25 golpes. Si la muestra tarda más de 30 golpes en cerrar la ranura previamente hecha se debe agregar más humedad y repetir el ensayo, si sucede lo contrario y se cierra en 25 golpes o menos se procede a tomar una muestra de suelo para pesarla y secarla hasta obtener una masa constante. La diferencia de masas antes y después de secada es el contenido de humedad que tenía al realizar el ensayo, dato que al dividirlo entre la masa antes de secado será el porcentaje de humedad correspondiente al límite líquido.

El límite plástico es el contenido de humedad expresado en porcentaje, respecto del peso seco de la muestra con el cual el suelo se encuentra entre el estado plástico y semisólido, las condiciones para su ejecución están en AASHTO T-90. El ensayo consiste en moldear cilindros de 3 milímetros de espesor, hasta contener una muestra de masa significativa, dicha muestra se pesa y luego es secada hasta obtener una masa constante. La diferencia de masas antes y después del secado indicará el contenido de humedad del suelo para moldear los cilindros, dato que al dividirlo entre la masa antes del secado da el porcentaje de humedad, que será el límite plástico.

El índice de plasticidad define el porcentaje de humedad que debe de tener un suelo para conservarse en estado plástico. Es la diferencia entre límites líquido y plástico, un valor bajo de este índice indica que el suelo necesita un incremento pequeño en la humedad para cambiar del estado semisólido al estado líquido.

3.3.3. Ensayo de compactación o proctor modificado

Tiene como finalidad determinar la humedad óptima para obtener la densidad seca máxima del suelo, con relación en la humedad mientras se le aplica una determinada energía de compactación, las condiciones del ensayo se encuentran en AASHTO T-180.

El ensayo consiste en humedecer la muestra seca y compactarla en el cilindro de volumen conocido por medio de 3 capas con 25 golpes cada capa con el martillo de compactación. Luego de compactada la muestra se remueve del molde del cilindro y se recopilan pequeñas porciones de suelo que se secan hasta una masa constante para determinar el contenido de humedad de la muestra. Se añade más agua a la muestra, para obtener un amuestra más húmeda y homogénea para nuevamente aplicar el proceso de compactación descrito previamente. Esto se repite sucesivamente para obtener datos para la curva de densidad seca contra contenido de humedad, con dicha curva se obtiene la densidad seca máxima y la humedad óptima, que representa la cantidad de agua necesaria para que el suelo pueda alcanzar el grado máximo de resistencia y acomodo de sus partículas.

Los resultados obtenidos del suelo indican que el posee una densidad seca máxima de 2,111.00 kg/m³ y una humedad optima de 16.50 %.

3.3.4. Ensayo de valor soporte (CBR)

Este ensayo es utilizado para comprobar las características mecánicas del suelo mediante penetración, las condiciones del ensayo se encuentran en AASHTO T-193.

El ensayo consiste en formar probetas de suelo compactado con la humedad óptima y aplicando distintos niveles de energía. Se coloca sobre la probeta un disco de masa equivalente a la de una carpeta de rodadura estándar y se dejan reposar en agua durante 96 horas para simular las condiciones de saturación más adversas, luego de este tiempo se ensayan las probetas haciendo penetrar un cilindro a velocidad constante.

El CBR se expresa como un porcentaje del esfuerzo requerido para hacer penetrar un pistón en el suelo que se ensaya, en relación con el esfuerzo requerido para hacer penetrar el mismo pistón, hasta la misma profundidad de una muestra de suelo patrón de piedra triturada de propiedades conocidas.

El resultado del suelo muestra que tiene un CBR de 9.34 % al 95 % de compactación. Y en la tabla siguiente se identifica la clasificación del suelo como regular el cual se puede utilizar como subbase, también se aprecia la identificación hecha in situ ML.

Tabla 34.

Clasificación típica para el uso de diferentes materiales

No. CBR	Clasificación General	Usos	SISTEMA DE CLASIFICACION	
			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	Buena	Base, sub-base	GM, GC, SW, SM, SP, GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
> 50	Excelente	Base	GW, GM	A1a, A2-4, A3

Nota. Tabla de la clasificación típica para el uso de diferentes materiales. Obtenido de J. Bowles (1981). *Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil* (p. 191). McGraw Hill.

3.4. Diseño geométrico

Un diseño geométrico de carreteras óptimo es aquel que se adapta económicamente a la topografía del terreno y cumple, a la vez, con las características de seguridad y comodidad del vehículo. En el diseño se deben tomar en cuenta los criterios mínimos para pendientes, curvas verticales, curvas horizontales, longitudes, tangentes de intersección, distancias mínimas de visibilidad y frenado, todo de acuerdo con las especificaciones geométricas para carreteras.

En este proyecto debido a la existencia de las calles, pozos de visita y casas en la periferia de las mencionadas, se considera la misma geometría, no se realiza un diseño del alineamiento horizontal y vertical ya que se deben de tomar en cuenta los puntos obligados.

3.4.1. Alineamiento horizontal

Es la proyección del eje de la carretera sobre un plano horizontal. Este eje se encuentra constituido de tramos rectos llamados tangentes que se enlazan entre sí a través de curvas horizontales.

3.4.2. Alineamiento vertical

Lo constituyen tramos rectos que se denominan tangentes verticales, enlazados entre sí por curvas verticales, tomando en cuenta la topografía del terreno natural.

3.5. Movimiento de tierras

Consiste en los trabajos que se requieren para preparar el ancho de calzada para la construcción del tramo carretero, en este se incluyen la remoción de suelo, excavación y corte, así como la colocación de relleno en donde sea necesario para la composición de la vía.

3.5.1. Secciones transversales

Las secciones transversales son representaciones gráficas de un corte transversal sobre el alineamiento. El objetivo de estas gráficas es representar los puntos geométricos de la carretera vista de frente, aportando datos como elevación del centro y líneas externas de la carretera. Así como mostrar con detalle los taludes de corte y relleno. Por lo general, estas secciones son calculadas a cada 20 metros en tangentes y 10 metros en curvas.

3.5.2. Volúmenes de corte y relleno

Los volúmenes de corte y relleno permiten conocer la cantidad de suelo que deberá ser trabajado. Estos volúmenes son calculados de acuerdo con las secciones transversales, por lo que se calcula el área de corte y relleno en dos secciones consecutivas. El volumen de corte y relleno se calcula con las siguientes expresiones:

$$V_{\text{corte}} = \frac{(\text{área de corte 1} + \text{área de corte 2}) * \text{distancia entre estaciones}}{2}$$

$$V_{\text{relleno}} = \frac{(\text{área relleno 1} + \text{área relleno 2}) * \text{distancia entre estaciones}}{2}$$

Tabla 35.*Volúmenes de corte y relleno de calle principal*

CALLE PRINCIPAL							
Estación	Área de corte	Volumen de corte	Área de relleno	Volumen de relleno	Volumen de corte Acum.	Volumen de relleno Acum.	Volumen neto Acum.
0+000.000	0.91	0	0.18	0	0	0	0
0+020.000	1.61	25.19	0.06	2.35	25.19	2.35	22.83
0+040.000	1.6	32.11	0.26	3.24	57.3	5.6	51.7
0+060.000	0	16	3.26	35.26	73.3	40.85	32.44
0+080.000	0.57	5.88	0.43	27.92	79.18	68.77	10.4
0+100.000	2.1	26.74	0.19	6.12	105.92	74.89	31.02
0+120.000	0.58	26.78	2.03	22.19	132.69	97.08	35.61
0+140.000	2.83	34.09	0.69	27.25	166.78	124.33	42.45
0+160.000	5.89	87.25	0	6.93	254.03	131.26	122.77
0+180.000	4.71	106.05	0.21	2.14	360.09	133.4	226.69
0+200.000	3.21	79.2	0.39	6.06	439.29	139.47	299.82
0+220.000	2.12	53.24	0	3.96	492.53	143.42	349.11
0+240.000	2.66	47.77	0	0.04	540.3	143.46	396.84
0+260.000	0.79	35.72	0.47	3.69	576.03	147.16	428.87
0+280.000	1.16	19.49	0.28	7.44	595.52	154.6	440.92
0+300.000	0.52	16.81	0.7	9.74	612.32	164.34	447.98
0+320.000	4.65	51.45	0	7.08	663.78	171.42	492.36
0+340.000	0.58	52.32	1.28	12.84	716.1	184.26	531.84
0+360.000	0	5.7	1.56	28.92	721.8	213.19	508.61
0+380.000	0	0.02	6.59	81.67	721.82	294.86	426.96
0+400.000	1.8	17.92	0.16	67.59	739.74	362.45	377.29
0+420.000	6.42	82.17	0	1.6	821.9	364.04	457.86
0+440.000	2.41	88.37	0	0.08	910.28	364.12	546.16
0+460.000	0.88	32.63	0.84	8.38	942.91	372.5	570.41
0+480.000	0.43	13.04	0.91	17.53	955.95	390.03	565.91
0+500.000	1.34	17.7	0.37	12.83	973.65	402.86	570.79
0+520.000	0.92	22.68	0.45	8.19	996.33	411.05	585.28
0+540.000	3.51	44.54	0	4.44	1040.87	415.49	625.38
0+560.000	3.24	67.62	0	0.05	1108.49	415.54	692.96
0+580.000	3.3	65.42	0	0.05	1173.92	415.59	758.33

Continuación de la Tabla 35.

CALLE PRINCIPAL							
Estación	Área de corte	Volumen de corte	Área de relleno	Volumen de relleno	Volumen de corte Acum.	Volumen de relleno Acum.	Volumen neto Acum.
0+600.000	3.56	69.31	0	0.04	1243.23	415.63	827.6
0+620.000	2.86	64.33	0	0.02	1307.56	415.65	891.91
0+640.000	2.19	50.51	0	0.01	1358.07	415.66	942.4
0+660.000	2.57	47.54	0.03	0.27	1405.6	415.93	989.67
0+680.000	1.72	42.89	0.16	1.9	1448.5	417.83	1030.67
0+700.000	3.67	53.96	0.08	2.4	1502.46	420.23	1082.22
0+720.000	1.03	47.04	0.54	6.1	1549.5	426.33	1123.16
0+740.000	4.83	58.57	0.64	11.8	1608.07	438.13	1169.93
0+760.000	3.32	80.67	0.43	4.42	1688.74	442.55	1246.19
0+780.000	5.02	83.36	0	4.34	1772.1	446.9	1325.2
0+798.030	2.61	69	0	0.05	1841.09	446.95	1394.14

Nota. Tabla de los volúmenes de corte y relleno para el tramo carretero denominado calle principal. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Tabla 36.

Volúmenes de corte y relleno de calle A

CALLE A							
Estación	Área de corte	Volumen de corte	Área de relleno	Volumen de relleno	Volumen de corte Acum.	Volumen de relleno Acum.	Volumen neto Acum.
0+000.000	1.47	0	0.55	0	0	0	0
0+020.000	2.67	41.5	0.08	6.27	41.5	6.27	35.23
0+040.000	2.91	55.83	0.03	1.07	97.33	7.34	89.99
0+060.000	4.61	75.22	0	0.25	172.55	7.59	164.96
0+080.000	2.52	71.29	0.22	2.2	243.84	9.79	234.05
0+100.000	2.07	45.82	0.98	12.01	289.66	21.8	267.87
0+120.000	4.45	65.14	0.1	10.81	354.81	32.6	322.2

Continuación de la Tabla 36.

CALLE A							
Estación	Área de corte	Volumen de corte	Área de relleno	Volumen de relleno	Volumen de corte Acum.	Volumen de relleno Acum.	Volumen neto Acum.
0+140.000	3.33	77.82	1.19	12.95	432.62	45.55	387.07
0+160.000	6.73	100.62	0.1	12.98	533.24	58.53	474.71
0+180.000	2.02	87.74	0.83	9.28	620.98	67.81	553.17
0+200.000	3.97	59.89	0.13	9.59	680.87	77.4	603.47
0+220.000	0.94	49.09	0.83	9.58	729.96	86.98	642.97
0+240.000	1.41	23.49	1.63	24.59	753.44	111.57	641.88
0+244.890	693.13	1699.81	0	3.99	2453.25	115.56	2337.69

Nota. Tabla de los volúmenes de corte y relleno para el tramo carretero denominado calle A. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Tabla 37.

Volúmenes de corte y relleno de calle B

CALLE B							
Estación	Área de corte	Volumen de corte	Área de relleno	Volumen de relleno	Volumen de corte Acum.	Volumen de relleno Acum.	Volumen neto Acum.
0+000.000	0	0	4.34	0	0	0	0
0+020.000	0.9	9.03	0.9	52.4	9.03	52.4	-43.37
0+040.000	4.2	51.03	0	8.98	60.06	61.37	-1.31
0+060.000	6.02	102.2	0	0	162.26	61.37	100.89
0+080.000	5	110.12	0	0	272.39	61.37	211.01
0+100.000	3.78	87.71	0	0	360.1	61.37	298.72
0+120.000	3.58	73.59	0	0	433.69	61.37	372.32
0+140.000	1.74	53.28	0.03	0.29	486.97	61.66	425.31
0+160.000	4.05	58.08	0	0.29	545.05	61.95	483.1
0+180.000	4.13	82.27	0	0	627.31	61.95	565.37
0+200.000	1.77	59.07	0	0.05	686.38	62	624.38
0+220.000	1.42	31.95	0.19	1.94	718.33	63.94	654.4

Continuación de la Tabla 37.

CALLE B							
Estación	Área de corte	Volumen de corte	Área de relleno	Volumen de relleno	Volumen de corte Acum.	Volumen de relleno Acum.	Volumen neto Acum.
0+240.000	0.38	18.08	0.78	9.67	736.41	73.6	662.81
0+253.500	0.34	4.88	2.55	22.45	741.29	96.05	645.24

Nota. Tabla de los volúmenes de corte y relleno para el tramo carretero denominado calle B. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Tabla 38.

Volúmenes de corte y relleno de calle C

CALLE C							
Estación	Área de corte	Volumen de corte	Área de relleno	Volumen de relleno	Volumen de corte Acum.	Volumen de relleno Acum.	Volumen neto Acum.
0+000.000	0.68	0	0.89	0	0	0	0
0+020.000	1.51	21.9	0.32	12.1	21.9	12.1	9.8
0+040.000	2.14	36.56	0.05	3.73	58.46	15.83	42.63
0+060.000	2.14	42.81	0.16	2.16	101.27	17.99	83.28
0+080.000	2.02	41.6	0.07	2.33	142.87	20.32	122.55
0+100.000	2.54	45.6	0.71	7.76	188.47	28.08	160.39
0+120.000	4.29	66.96	0	5.26	255.43	33.34	222.09
0+140.000	0.14	44.28	2.65	26.46	299.71	59.8	239.91
0+160.000	0	1.61	3.92	64.27	301.32	124.07	177.25
0+180.000	3.37	33.62	0.13	40.53	334.94	164.6	170.34
0+200.000	4.71	80.76	0	1.28	415.7	165.88	249.82
0+220.000	0	47.06	8.07	80.76	462.76	246.64	216.12
0+280.000	0	0	9.77	98	462.76	344.64	118.12
0+300.000	11.8	117.96	0	97.65	580.72	442.29	138.43
0+320.000	17.4	291.89	0	0	872.61	442.29	430.32
0+340.000	5.4	228.07	0	0	1100.68	442.29	658.39

Continuación de la Tabla 38.

CALLE C							
Estación	Área de corte	Volumen de corte	Área de relleno	Volumen de relleno	Volumen de corte Acum.	Volumen de relleno Acum.	Volumen neto Acum.
0+360.000	0	52.38	3.43	28.28	1153.06	470.57	682.49
0+380.000	0.12	1.27	1.88	53.07	1154.33	523.64	630.69
0+400.000	0.32	4.42	1.27	31.45	1158.75	555.09	603.66
0+420.000	1.33	16.51	0.29	15.62	1175.26	570.71	604.55
0+440.000	4.23	55.58	0	2.93	1230.84	573.64	657.2
0+460.000	8.13	123.46	0	0	1354.3	573.64	780.66
0+480.000	7.06	152.1	0	0	1506.4	573.64	932.76
0+500.000	3.84	109.08	0.03	0.31	1615.48	573.95	1041.53
0+520.000	3.38	72.27	0	0.35	1687.75	574.3	1113.45
0+540.000	1	43.84	0.74	7.49	1731.59	581.79	1149.8
0+560.000	0.05	10.49	1.82	25.67	1742.08	607.46	1134.62
0+580.000	0	0.48	3.32	51.39	1742.56	658.85	1083.71
0+600.000	0	0.09	1.45	47.65	1742.65	706.5	1036.15
0+620.000	0.83	8.42	0.43	18.75	1751.07	725.25	1025.82
0+629.250	1.42	10.44	0.15	2.66	1761.51	727.91	1033.6

Nota. Tabla de los volúmenes de corte y relleno para el tramo carretero denominado calle C. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

3.6. Definición de pavimento

Pavimento es una estructura que se encarga de soportar y distribuir las cargas de tránsito en forma adecuada al suelo sin que se sobrepase la capacidad de soporte del suelo y llegue a fallar, así mismo el pavimento debe tener una superficie de rodadura que preste comodidad y seguridad en el tránsito.

3.6.1. Tipos de pavimento

Atendiendo a la forma de cómo se distribuyen las cargas sobre la subrasante se definen como:

- Pavimentos rígidos los que están formados por losas de concreto simple o reforzado, debido a su consistencia y alto módulo de elasticidad, utilizan la acción de viga para distribuir la carga en un área de suelo relativamente grande. La mayor parte de la capacidad estructural es proporcionada por la losa de concreto.
- Pavimentos flexibles los que están constituidos por asfaltos y en los cuales, la carpeta de rodadura produce una mínima distribución de cargas, las cuales se distribuyen por el contacto de partícula a partícula en todo el espesor del pavimento y en este caso su capacidad estructural es proporcionada por las capas de base, subbase y subrasante.
- Pavimentos semiflexibles los de tipo adoquín que por la forma de cómo se distribuyen las cargas en las capas inferiores a la superficie de rodadura.

3.6.1.1. Pavimentos flexibles

Son los construidos con materiales asfálticos y materiales granulares. En general, están constituidos por una capa delgada de mezcla asfáltica construida sobre una capa de base y una capa de subbase las que usualmente son de material granular. Estas capas descansan en una capa de suelo compactado, llamada subrasante. Los materiales bituminosos empleados en la construcción de pavimentos son el asfalto y el alquitrán.

3.6.1.2. Pavimentos rígidos

Son aquellos en que la capa de rodamiento está constituida por una losa de concreto hidráulico, puede ser con o sin refuerzo. La losa de concreto hidráulico se construye sobre la base y el pavimento tiene por objeto proporcionar al tránsito una capa rígida, estable con superficie uniforme, impermeable y que además transmite los esfuerzos provocados por el tránsito a la base y en ocasiones a la terracería. Por lo general el pavimento rígido consta de dos capas que son la base, muchas veces puede ser la subbase y la losa o carpeta de rodadura de concreto hidráulico.

3.6.2. Elementos de un pavimento

Un pavimento consta por varias capas de material, las cuales varían en su espesor y material, mismas que están en función de las propiedades mecánicas del suelo y del tránsito.

3.6.2.1. Subrasante

La subrasante es el suelo sobre el cual se construirá el pavimento, dicha capa debe presentar una capacidad de soporte adecuada, de no ser así debe mejorarse por medio de una estabilización de suelo, como se indica en el Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos. Del ensayo de CBR se obtuvo un valor de 9.34 % al 95 % de compactación, por lo que, según la clasificación de la calidad de la subrasante en función de dicho ensayo, corresponde a una calidad regular.

3.6.2.2. Subbase

Es la capa de la estructura del pavimento destinada a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad el efecto de las cargas de tránsito provenientes de las capas superiores de pavimento, de tal manera que el suelo de la subrasante las pueda soportar. También controla o evita los cambios de volumen, la plasticidad y elasticidad que pueda presentar el material de subrasante, de igual manera, servir como drenaje de la estructura de pavimento.

De acuerdo con las *Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes*, de la Dirección General de Caminos (2000), en su sección 304, los requisitos para la subbase granular son:

- El material deberá ser seleccionado y tener valor soporte (C.B.R.) mínimo de 30 efectuado sobre muestra saturada a 95 % de compactación.
- El valor soporte (C.B.R.) debe determinarse según AASHTO T-193 sobre muestra saturada según AASHTO T-180.
- El tamaño de las piedras que contenga el material no debe ser mayor de $\frac{1}{2}$ del espesor de esta y los porcentajes que pasan los tamices No. 40 y No. 200, deben ser más de 50 % y 25 % del peso, respectivamente.
- El índice de plasticidad no debe ser mayor de 6 y debe determinarse según AASHTO T-90. El límite líquido no debe ser mayor de 25 y debe determinarse según AASHTO T-89. Ambos ensayos se realizan sobre una muestra preparada en húmedo, según AASHTO T-146.

- El equivalente de arena no debe ser menor de 25 y determinado por AASHTO T-146.
- El material debe estar libre de impurezas tales como: basura, materia orgánica, terrones de arcilla y cualquier otro material que pueda ocasionar problemas específicos al pavimento.

3.6.2.3. Carpeta de rodadura

La carpeta de rodadura es el área propiamente dicha por donde circulan los vehículos y peatones. Para pavimentos rígidos está constituida por losas de concreto de cemento Portland simple o reforzado, diseñada para que soporte las cargas del tránsito.

Es necesario que cuente con elementos de protección tanto para esta capa de rodadura como las inferiores, dichos elementos pueden ser juntas de dilatación rellenas con material elastómero (para impermeabilizarlos), bordillos y cunetas; o un sistema de drenaje correcto para el agua de la superficie.

3.7. Diseño del espesor de carpeta de rodadura

El tipo de pavimento a diseñar corresponde a un pavimento rígido sin refuerzo compuesto por cemento Portland y agregados.

El método utilizado para el diseño de losas de pavimentos es el método de Portland Cement Association (PCA).

3.7.1. Método de la PCA

El procedimiento para obtener el diseño de la carpeta de rodadura es el siguiente:

- Calcular el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) del conteo de tránsito promedio diario obtenido, para lo cual se utiliza la Tabla 39 para determinar el factor para el período de diseño y el crecimiento anual a utilizar.

Tabla 39.

Factores de crecimiento anual para periodos de diseño

Tabla 8.1		
Crecimiento anual, en %	Período de diseño de 20 años	Período de diseño de 40 años
1.0	1.1	1.2
1.5	1.2	1.3
2.0	1.2	1.5
2.5	1.3	1.6
3.0	1.3	1.8
3.5	1.4	2.0
4.0	1.5	2.2
4.5	1.6	2.4
5.0	1.6	2.7
5.5	1.7	2.9
6.0	1.8	3.2

Nota. Tabla de factores de crecimiento anual para distintos períodos de diseño. Obtenido de A. Salazar (2015). *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos.* (p. 98). IMCYC.

- Identificar la categoría de la carretera según el TPDA y determinar el rango del TPPD para identificar cantidades de tráfico de transporte pesado, mediante la Tabla 40.

Tabla 40.

Clasificación de carreteras según TPD

Tabla 10.10 Categorías de tráfico en función de cargas por eje						
Categoría de ejes	Descripción	TPDA	Tráfico			
			TPPD	Carga máxima por eje		
Cargados			%	Por día	Eje sencillo	Ejes dobles
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 y caminos principales (bajos*)	700 - 5,000	5 - 18	40 - 1,000	26	44
3	Caminos primarios y arterias principales (medio*) Viaductos, vías rápidas periféricos, vialidades urbanas y rurales (de bajo a medio*)	3,000 - 12,000 en 2 carriles 3,000 - 50,000 4 carriles	8 - 30	500 - 1,000	30	52
4	Arterias principales, carreteras principales, viaductos (altos*) Carreteras y vías urbanas y rurales (de medios a alto*)	3,000 - 20,000 2 carriles 3,000 - 150,000* 4 carriles o más	8 - 30	1,500 - 8,000*	34	60

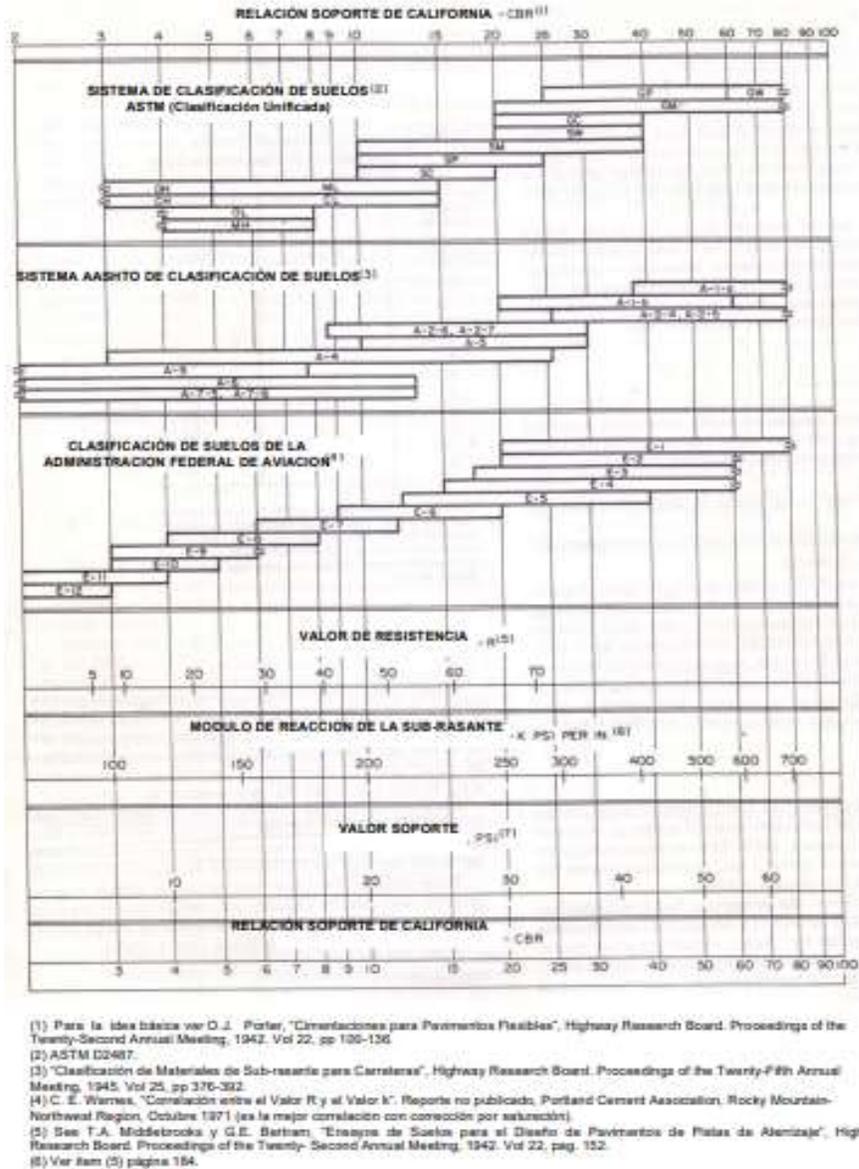
* La descripción de bajo, medio y alto corresponde al peso relativo de los ejes cargados para el tipo de calle o camino; es decir, "bajo" para un camino rural representaría cargas más pesadas que para el caso de "bajo" para un camino secundario.

Nota. Tabla de Categorías de tráfico en función del TPPD. Obtenido de A. Salazar (2015). *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos.* (p. 148). IMCYC.

- Estimar el tránsito promedio diario de camiones TPDC con el porcentaje que representa al TPDA obtenido de la tabla anterior.
- Determinar el valor K o módulo de reacción, basándose en historial de valores obtenidos en laboratorio como se muestra en la Figura 38 y determinar el tipo de apoyo que cuenta en función del módulo de reacción según la Tabla 38.

Figura 38.

Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos



Nota. Correlación entre la clasificación de los suelos según valor soporte, módulo de reacción de subrasante, relación soporte de california y valor de resistencia. Obtenido de R. Packard (2019). *Diseño de espesores de pavimentos de concreto para carreteras y calles.* (p. 10). Instituto para el Desarrollo de los Pavimentos en el Perú.

Tabla 41.

Valores de K para subrasante

Tabla 10.11 Tipos de suelo de apoyo y sus módulos de reacción aproximados		
Tipo de suelo	Condición de apoyo	Rango en los Módulos de reacción, en kg/cm^3
Limos y arcillas plásticas	Bajo	2.0 - 3.35
Arenas y mezclas de arena y gravas con cantidades moderadas de limo y arcilla	Medio	3.6 - 4.7
Arenas y mezclas de arena y gravas prácticamente libre de finos	Alto	5.0 - 6.0
Sub-bases estabilizadas con cemento	Muy alto	6.9 - 11.0

Nota. Tabla de tipo de suelo y módulos de reacción. Obtenido de A. Salazar (2015). *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos.* (p. 149). IMCYC.

- Determinar el módulo de ruptura del concreto tomando un porcentaje de la resistencia a compresión, mediante la siguiente ecuación $15\% * f'c$.
- Determinar el espesor de la base por medio del valor K de la subrasante se determina la altura según la Tabla 42.

Tabla 42.

Valores de K para el diseño sobre bases granulares (PCA)

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

Nota. Tabla 1. Efecto de la subbase no Tratada sobre los valores K (módulo de reacción). Obtenido de R. Packard (2019). *Diseño de Espesores de pavimentos de concreto para carreteras y calles.* (p. 9). Instituto para el Desarrollo de los Pavimentos en el Perú.

- Determinar espesor de carpeta de rodadura basándose en lo indicado en la Tabla 43, con los valores de soporte de subrasante, TPDC, el módulo de ruptura del concreto y determinando si el pavimento será con reforzado o sin refuerzo.

Tabla 43.

TPDC permisible para categoría 1 de pavimentos con juntas y agregados de trabe

Tabla 10.12 TPPD permisible*, categoría de carga por eje N° 1 pavimentos con junta de trabazón de agregado (no se necesitan pasajuntas)								
Sin acotamiento ni quarrión					Acotamiento o quarrión			
Espesor de losa cm	Apoyo del terreno natural o de sub-base			Espesor de losa, cm	Apoyo del terreno natural o de sub-base			
	Bajo	Medio	Alto		Bajo	Medio	Alto	
MR = 45 kg/cm ²	11.5			10.0		0.2	0.9	
	12.5	0.1	0.8	11.5	2	8	25	
	14.0	3	15	12.5	30	130	330	
	15.0	40	160	14.5	320			
	16.5	330						
MR=42 kg/cm ²	12.5		0.1	10.0			0.1	
	14.0	0.5	3	11.5	0.2	1	5	
	15.0	8	36	12.5	6	27	75	
	16.5	76	300	14.5	73	290	730	
	17.8	620		15.0	610			
MR=39 kg/cm ²	14.0	0.1	0.3	11.5		0.2	0.6	
	15.0	1	6	12.5	0.8	4	13	
	16.5	13	60	14.0	13	57	150	
	17.8	110	400	15.0	130	480		
	19.0	620						

Nota: El diseño controla el análisis por fatiga

Nota: Una fracción del TPPD indica que el pavimento puede soportar un número ilimitado de camiones para pasajeros, automóviles y pick-ups, pero sólo pocos vehículos pesados por semana (TPPD de 0.3 x 7 días indica dos camiones pesados por semana)

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

Nota. Tabla de TPPD permisible entre la categoría de carga por el eje 1 para pavimentos sin pasajuntas. Obtenido de A. Salazar (2015). *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos.* (p. 149). IMCYC.

3.7.2. Procedimiento y cálculos de diseño

- El TPD obtenido es de 54 vehículos, según Observatorio Nacional de Seguridad del Tránsito (ONSET) para mayo 2,021, se tuvo un crecimiento anual de 4.5 %. Sin embargo, en el texto de la PCA de *Diseño de espesores de pavimentos de concreto para calles y carreteras*, indica que las tasas de crecimiento elevadas no son aplicables en carreteras rurales de doble vía y en calles residenciales, las tasas de crecimiento pueden estar debajo del 2 % por año. Por lo que el crecimiento anual a utilizar es de 2 %, y de la Tabla 39 se obtiene el factor de crecimiento de 1.2. El

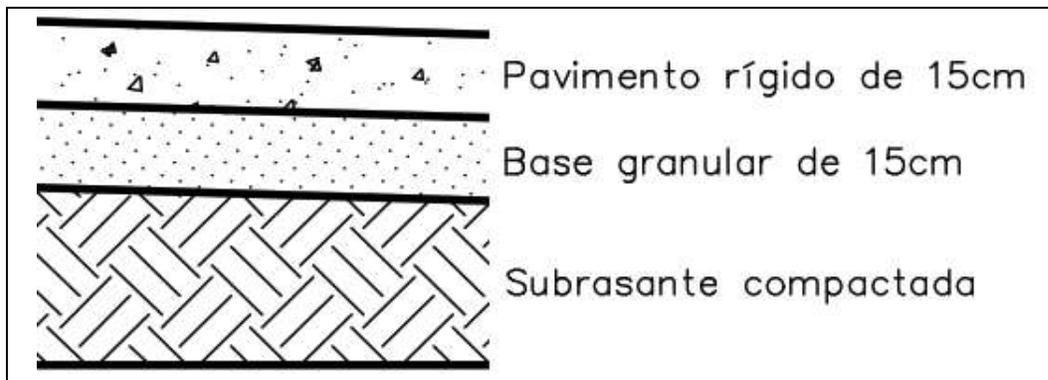
TPDA se obtiene de la siguiente manera: $TPDA = 1.2 * 54 \text{ veh\u00edculos/d\u00eda} = 65 \text{ veh\u00edculos}$

- Se tiene un TPDA de 65 veh\u00edculos por lo que se incluye en la categor\u00eda 1, de m\u00e1s de 200 veh\u00edculos diarios, para calles residenciales, carreteras rurales y secundarias.
- De la Tabla 40, se obtiene el TPPD como 3 % de TPDA, se calcula $TPPD = 3 \% * 65 \text{ veh\u00edculos} = 2 \text{ camiones}$
- Para un CBR de 9.34 % al 95 % de compactaci\u00f3n se tiene un valor de m\u00f3dulo de reacci\u00f3n de 190 Lb/pulg² y un tipo de apoyo “alto” para subrasante.
- M\u00f3dulo de ruptura del concreto de 4,000 psi se calcula de esta manera: $15 \% * 4,000 \text{ psi} = 600 \text{ psi}$
- Sabiendo que la subrasante es de soporte alto y que el m\u00f3dulo de reacci\u00f3n K es de 190 Lb/pulg², se propone una capa de base granular de 15 cm, dicho valor se encuentra dentro del rango de 10 – 70 cent\u00edmetros seg\u00fan la secci\u00f3n 303.03 del Libro Azul de la DGC.
- Sabiendo que el pavimento se funde sin bordillo/hombro, se utiliza el lado izquierdo de la Tabla 43, denominada *Sin hombros de concreto o bordillo*. Se identifican las filas del m\u00f3dulo de ruptura de 600 psi, y el n\u00famero de camiones de 2 unidades bajo la columna del soporte K clasificado como alto. Dando como resultado un espesor de losa de 5.5 pulgadas o 14 cent\u00edmetros. Por facilidad de construcci\u00f3n el espesor del pavimento r\u00edgido ser\u00e1 de 15 cm.

El pavimento rígido tendrá una composición de una capa no menor de 30.00 cm de subrasante, una capa base de material granular con partículas de diámetro no mayor a 40.00 mm, de espesor 15.00 cm y una carpeta de rodadura de concreto hidráulico de 15.00 cm.

Figura 39.

Estructura de pavimento rígido diseñado



Nota. Dibujo de la estructura de pavimento rígido diseñado para el tramo carretero. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

3.8. Diseño de juntas

Las juntas tienen objetivo principal permitir la construcción de pavimento por losas separadas para evitar grietas de construcción, estableciendo al mismo tiempo una unión adecuada entre ellas, para asegurar la continuidad de la superficie de rodadura y la buena conservación del pavimento.

Las juntas se crean para evitar que las grietas inducidas por secado, temperatura y cambios en los contenidos de agua se presenten de manera desordenada, sin patrones geométricos. Se clasifican en transversales y

longitudinales, que también pueden clasificarse como juntas de contracción, construcción y expansión.

3.8.1. Transversales

Se construyen transversalmente al eje de trazo del pavimento. Controlan el agrietamiento transversal que se produce por cambios de temperatura, humedad y secado.

Según el texto *Guía para el diseño de pavimentos rígidos* de Salazar y Rodríguez (2015), la profundidad del corte varía en función del espesor de la losa, pues es común realizarlo entre un rango de 1/3 a 1/4 del espesor; también indica que el espaciamiento en pies, para pavimentos sin refuerzo no debe exceder a dos veces el espesor en pulgadas; y las juntas transversales se espacian en un rango de 4 a 5 metros.

Espesor de losa = 15 cm = 5.91 pulgadas

Profundidad de juntas = $1/3 * 15 \text{ cm} = 5.00 \text{ cm} = 1.97 \text{ pulgadas}$

Espaciamiento máximo de juntas = $2 * 5.91 \text{ pulgadas} = 11.82 \text{ pies} * 0.3048 \text{ m} = 3.60 \text{ m}$

Las juntas transversales tendrán un espaciamiento de 3.00 metros y constarán de una profundidad de 5.00 cm.

3.8.2. Longitudinales

Se construyen paralelamente al eje longitudinal del pavimento, pueden ser de forma mecánica o unión macho-hembra. Controla el agrietamiento por

contracción y determina que ancho tendrá el carril, pues divide longitudinalmente los carriles.

Según el texto *Guía para el diseño de pavimentos rígidos* de Salazar y Rodríguez (2015), se planean para que coincidan con las marcas de carril, están van en intervalos de 2.5 a 3.7 metros, pues no se recomienda pasar ese límite; y la profundidad de los cortes para la junta longitudinal será de un tercio del espesor de la losa.

Espesor de losa = 15 cm = 5.91 pulgadas

Profundidad de juntas = $1/3 * 15 \text{ cm} = 5.00 \text{ cm} = 1.97 \text{ pulgadas}$

Ancho de calzada = 5.00 m

Espaciamiento de juntas = $5.00 \text{ m} / 2 = 2.50 \text{ m}$

El espaciamiento está dentro del intervalo propuesto 2.50 m a 3.70 m, por lo que cumple con el requisito. Se colocarán juntas longitudinales al centro de la calle, quedando una separación de 2.50 metros y una profundidad de 5.00 cm.

3.8.3. Expansión

Son necesarias cuando existen estructuras fijas como aceras, alcantarillas, entre otros, permiten el movimiento horizontal o desplazamientos del pavimento respecto a las estructuras existentes, pues disminuye los esfuerzos de borde cuando el concreto se expande.

Según la sección 501 del Libro Azul de la DGC (2000), indica que las juntas de expansión o aislamiento deben tener de 19 mm a 25 mm (3/4" a 1") de ancho. El relleno debe quedar como 25.4 mm (1") más abajo del nivel de la

superficie y debe extenderse en la profundidad y ancho total de la losa. El ancho de las juntas será de 2.00 cm.

3.8.4. Construcción

Se realizan al final de cada día de labores, por su construcción en diferentes etapas o por necesidades del proyecto como en cambios de pendientes, estas juntas son planeadas.

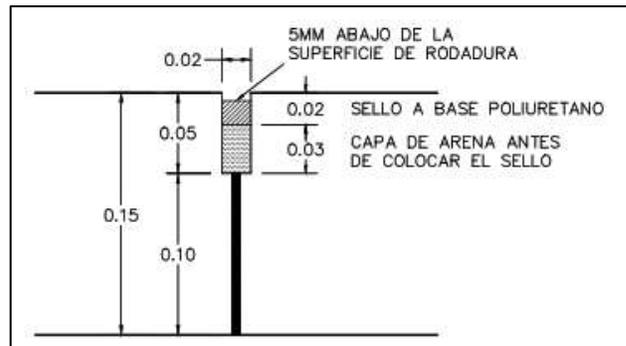
3.8.5. Sellado de juntas

Utilizadas para minimizar la filtración de agua superficial dentro de las juntas y capas adyacentes, y evitar la entrada de materiales incompresibles. El material de relleno debe ser cuidadosamente colocado sin desbordamiento en las juntas previamente secas y limpias. El sello de junta a aplicar será elástico con base a silicona neutra como remate de las juntas y el relleno de las juntas será de material fino.

Según la sección 501.14 del Libro Azul de la DGC (2000), se coloca un relleno de material fino como la arena para mejorar la adherencia del sellador a las paredes de la junta, este no se efectúa directamente a la junta sino cercana a la misma. Posteriormente se realiza una limpieza con soplador para quitar restos innecesarios de la tarea anterior o del tránsito de la obra; una vez limpia la junta se coloca el material de respaldo, usualmente de polietileno, este es un cordón que optimiza la cantidad de material sellante a utilizar que minimiza las pérdidas de material en el fondo de junta, y por último se agrega el material sellante que corresponde a un elastómero.

Figura 40.

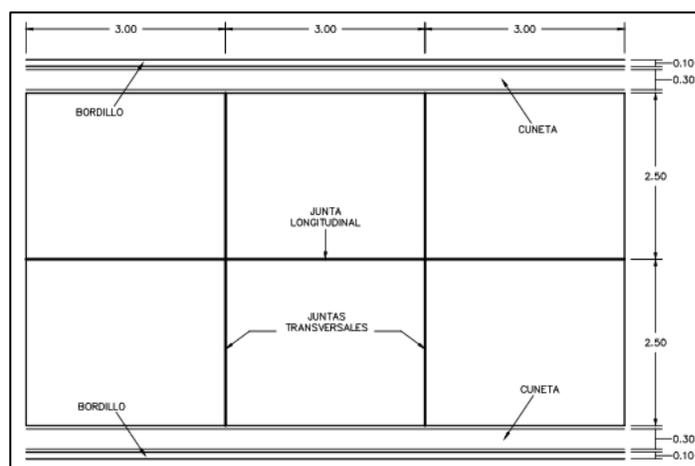
Detalle de sellado de juntas



Nota. Dibujo del detalle de sellado de juntas para el pavimento rígido. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Figura 41.

Distribución de juntas en losas



Nota. Dibujo de distribución de juntas determinado para losas del tramo carretero. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

3.9. Diseño de mezcla

Consiste en seleccionar elementos (cemento, agregados, agua y aditivos), en distintas cantidades relativas o proporcionales, para producir concreto de trabajabilidad, durabilidad y resistencias necesaria. Se contemplan los parámetros de la Dirección General de Caminos en su sección 501.03.

Tabla 44.

Composición de concreto de cemento hidráulico para pavimentos

Relación Agua Cemento Máxima	Temperatura del Concreto	Asentamiento AASHTO T 119	Contenido de Aire Mínimo ⁽¹⁾	Tamaños agregados AASHTO M 43	Resistencia a la Compresión AASHTO T-22	Resistencia a la Flexión AASHTO T 97
0.49	20 ± 10 ° C	40 ± 20 mm	4.5 %	551.04 (b) y (c)	28 MPa (4,000 psi)	4.5 MPa (650 psi)

⁽¹⁾ Si se usa agregado de tamaño nominal máximo ¾", el contenido mínimo de aire es de 5%.

Nota. Parámetros para elaboración de concreto de cemento hidráulico para pavimentos. Obtenido de Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda de la República de Guatemala (2000). *Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes* (p. 501-2). Ingenieros Consultores de Centro América, S.A.

El método utilizado para el diseño de mezcla es el Método ACI 211.1-91, el procedimiento es el siguiente:

- Determinar asentamiento, el cual es una propiedad del concreto fresco que indica con qué facilidad puede ser mezclado, manejado, transportado y que tan trabajable es el concreto. De la Tabla 45 y según el tipo de construcción que se trata se determina el asentamiento. Para pavimentos y losas se tiene un rango de 1 a 3 pulgadas, se utilizará 3 pulg = 8 cm.

Tabla 45.*Asentamientos recomendados para varios tipos de construcción*

Types of construction	Slump, in.	
	Maximum+	Minimum
Reinforced foundation walls and footings	3	1
Plain footings, caissons, and substructure walls	3	1
Beams and reinforced walls	4	1
Building columns	4	1
Pavements and slabs	3	1
Mass concrete	2	1

Nota. Tabla de asentamientos recomendados del concreto para la construcción de diferentes estructuras. Obtenido de American Concrete Institute 211.1-91 (2002). *Práctica estándar para seleccionar proporciones para concreto normal, pesado y en masa.* (p. 211.1-7). ACI Comité 211.

- Determinar el tamaño máximo nominal del agregado grueso, en la sección 6.3.2 del Manual de ACI 211.1-91 el agregado grueso no será mayor que 1/5 de la dimensión más estrecha entre los lados de los encofrados, no será mayor que 1/3 del espesor de la losa y no será mayor que 3/4 del espacio libre mínimo entre barras de refuerzo.

Espesor de losa = 15.00 cm

Tamaño máximo nominal del agregado grueso = $1/3 * 15.00 \text{ cm} = 5.00 \text{ cm}$
= 1.97 pulg

Tamaño nominal del agregado grueso a utilizar = 3/4 pulg

- Estimar el contenido de agua y aire en la mezcla de la Tabla 46 según el asentamiento y el tamaño de agregado grueso a utilizar, para concreto sin inyección de aire. Teniendo agregado grueso de 3/4" y un asentamiento de 3", la cantidad de agua es de $340 \text{ Lb/yd}^3 = 202 \text{ kg/m}^3$.

Tabla 46.

Contenido de agua requerido para distintos asentamientos

Water, lb/yd ³ of concrete for indicated nominal maximum sizes of aggregate								
Slump, in.	¾ in.*	½ in.*	¼ in.*	1 in.*	1-½ in.*	2 in.**	3 in.**	6 in.**
Non-air-entrained concrete								
1 to 2	350	335	315	300	275	260	220	190
3 to 4	385	365	340	325	300	285	245	210
6 to 7	410	385	360	340	315	300	270	—
More than 7*	—	—	—	—	—	—	—	—
Approximate amount of entrapped air in non-air-entrained concrete, percent	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
Air-entrained concrete								
1 to 2	305	295	280	270	250	240	205	180
3 to 4	340	325	305	295	275	265	225	200
6 to 7	365	345	325	310	290	280	260	—
More than 7*	—	—	—	—	—	—	—	—
Recommended averages ¹ total air content, percent for level of exposure:								
Mild exposure	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5** ¹¹	1.0** ¹¹
Moderate exposure	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5** ¹¹	3.0** ¹¹
Severe exposure ²¹	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5** ¹¹	4.0** ¹¹

Nota. Tabla de contenido de aire y agua para concreto con distintos asentamientos y tamaños de agregado máximo nominal. Obtenido de American Concrete Institute 211.1-91 (2002). *Práctica estándar para seleccionar proporciones para concreto normal, pesado y en masa.* (p. 211.1-8). ACI Comité 211.

- Seleccionar la relación de agua-cemento a utilizar según la resistencia y el tipo del concreto a utilizar, se selecciona la relación mostrada en la Tabla 47. Para un concreto sin inyección de concreto y de resistencia a la compresión de 4,000 psi, según ACI se tiene una relación de agua-cemento de 0.57; sin embargo, la DGC propone una relación máxima a utilizar de 0.49, razón por la cual se utilizará una relación agua-cemento de 0.49.

Tabla 47.

Relación agua-cemento según resistencia de concreto

Compressive strength at 28 days, psi*	Water-cement ratio, by weight	
	Non-air-entrained concrete	Air-entrained concrete
6000	0.41	—
5000	0.48	0.40
4000	0.57	0.48
3000	0.68	0.59
2000	0.82	0.74

Nota. Tabla de relación agua-cemento según la resistencia de concreto requerida. Obtenido de American Concrete Institute 211.1-91 (2002). *Práctica estándar para seleccionar proporciones para concreto normal, pesado y en masa.* (p. 211.1-9). ACI Comité 211.

- Calcular el contenido de cemento tomando en consideración la cantidad de agua necesaria obtenida previamente, la relación de agua-cemento y la densidad del agua siendo de 1.00 Kg/L.

$$\text{Cemento} = \frac{202 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1 \frac{\text{kg}}{\text{L}}}{0.49 \frac{\text{A}}{\text{C}}} = 412.24 \text{ kg/m}^3$$

- Determinar el módulo de finura del agregado fino, según ASTM C-33, apartado 6.2, y según DGC en su sección 551.04 para materiales para fabricación de concreto. El módulo de finura no debe ser menor a 2.3 ni mayor a 3.1; ni variar en más de 0.2 del valor asumido al seleccionar las proporciones del concreto. Razón por la cual se determina un módulo de finura de 3.0.
- Estimar el contenido de agregado grueso. A partir del peso del concreto definido quitando el peso de agua y cemento calculado previamente, se

obtiene el peso correspondiente a los agregados. Y para determinar la cantidad de agregado grueso que corresponde al peso de los agregados, con el módulo de finura del agregado fino mediante la Tabla 48 se determina el porcentaje de agregado grueso.

Del peso de agregados el 60 % corresponde a agregado grueso.

Peso concreto = 2,400 kg/m³

Peso agua = 202 kg/m³

Peso cemento = 412.24 kg/m³

Peso agregado = 2,400 kg/m³ - 202 kg/m³ - 412.24 kg/m³ = 1,785.76 kg/m³

Cantidad agregado grueso = 60 % * 1,785.76 kg/m³ = 1,071.46 kg/m³

Tabla 48.

Volumen de agregado grueso por unidad de volumen de concreto

Nominal maximum size of aggregate, in.	Volume of oven-dry-rodded coarse aggregate* per unit volume of concrete for different fineness moduli of fine aggregate+			
	2.40	2.60	2.80	3.00
3/8	0.50	0.48	0.46	0.44
1/2	0.59	0.57	0.55	0.53
3/4	0.66	0.64	0.62	0.60
1	0.71	0.69	0.67	0.65
1 1/2	0.75	0.73	0.71	0.69
2	0.78	0.76	0.74	0.72
3	0.82	0.80	0.78	0.76
6	0.87	0.85	0.83	0.81

Nota. Tabla de volumen de agregado necesario por unidad de volumen de concreto, según tamaño nominal de agregado. Obtenido de American Concrete Institute 211.1-91 (2002). *Práctica estándar para seleccionar proporciones para concreto normal, pesado y en masa.* (p. 211.1-12). ACI Comité 211.

- Estimar el contenido de agregado fino pues corresponde al sobrante del peso de agregados.

Peso agregado = 1,785.76 kg/m³

Peso agregado grueso = 1,071.46 kg/m³

Peso agregado fino = 1,785.76 kg/m³ - 1,071.46 kg/m³ = 714.30 kg/m³

- Proporciones

- Pesos unitarios de los materiales

Cemento = 1,500 kg/m³

Arena = 1,400 kg/m³

Piedrín = 1,600 kg/m³

Agua = 1,000 kg/m³

- Pesos para mezcla de concreto para pavimento

Cemento = 412.24 kg/m³

Arena = 714.30 kg/m³

Piedrín = 1,071.46 kg/m³

Agua = 202 kg/m³

Concreto = 2,400 kg/m³

- Proporción en peso

$$\text{Cemento: } \frac{412.24 \text{ kg/m}^3}{412.24 \text{ kg/m}^3} = 1$$

$$\text{Arena: } \frac{714.30 \text{ kg/m}^3}{412.24 \text{ kg/m}^3} = 1.73$$

$$\text{Piedrín: } \frac{1,071.46 \text{ kg/m}^3}{412.24 \text{ kg/m}^3} = 2.60$$

$$\text{Agua: } \frac{202 \text{ kg/m}^3}{412.24 \text{ kg/m}^3} = 0.49$$

$$\begin{array}{cccc} C & AF & AG & A \\ 1.00 & 1.73 & 2.60 & 0.49 \end{array}$$

- Proporción volumétrica para 1 m³ de concreto

Las cantidades de materiales para el metro cubico de concreto son:

$$\text{Cemento} = 412.24 \text{ kg/m}^3 * 1 \text{ m}^3 = 412.24 \text{ kg} / 42.5 \text{ kg} / \text{saco} = 9.70 \text{ sacos}$$

$$\text{Arena} = 714.30 \text{ kg/m}^3 * 1 \text{ m}^3 = 714.30 \text{ kg} / 1,400 \text{ kg/m}^3 = 0.51 \text{ m}^3$$

$$\text{Piedrín} = 412.24 \text{ kg/m}^3 * 1 \text{ m}^3 = 412.24 \text{ kg} / 1,600 \text{ kg/m}^3 = 0.67 \text{ m}^3$$

$$\text{Agua} = 202 \text{ L/m}^3 * 1 \text{ m}^3 = 202 \text{ L} / 3.785 \text{ L} / \text{gal} = 53.37 \text{ gal}$$

Para convertir la relación de peso a relación en volumen, se toma en cuenta que un saco de cemento tiene un volumen de un pie cúbico.

$$\text{Cemento} = 1 \text{ pie}^3 * (1\text{m} / 3.28 \text{ pie})^3 = 0.028 \text{ m}^3$$

$$\text{Arena} = (1.73 * 42.5 \text{ kg}) / 1,400 \text{ kg/m}^3 = 0.053 \text{ m}^3$$

$$\text{Piedrín} = (2.60 * 42.5 \text{ kg}) / 1,600 \text{ kg/m}^3 = 0.069 \text{ m}^3$$

$$\text{Cemento: } \frac{0.028 \text{ m}^3}{0.028 \text{ m}^3} = 1$$

$$\text{Arena: } \frac{0.053 \text{ m}^3}{0.028 \text{ m}^3} = 1.86$$

$$\text{Piedrín: } \frac{0.069 \text{ m}^3}{0.028 \text{ m}^3} = 2.44$$

$$\begin{array}{ccc} C & AF & AG \\ 1.00 & 1.86 & 2.44 \end{array}$$

3.10. Diseño de drenajes

Los drenajes viales son obras destinadas a la recolección, conducción y evacuación de agua pluvial hacia un lugar adecuado, evitando la inundación de la losa y la saturación del suelo donde ésta se apoya.

3.10.1. Drenaje transversal

Es una estructura que permite transportar aguas pluviales provenientes de una cuneta, atravesando la carretera para ya sea desembocar en el lado opuesto o a una conducción de alcantarillado pluvial sobre la carretera.

Para el diseño se utiliza la fórmula de Manning para una tubería circular actuando como canal abierto, el proceso de cálculo es el siguiente:

- Calcular el caudal de diseño por medio del método racional con la siguiente expresión matemática:

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

Donde: Q = caudal (m²/s)

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia (mm/hr)

A = área de cuenca (ha)

- Área de la cuenca: esta se obtuvo por medio de la herramienta computacional Google Earth Pro, el cual es 150,312.00 m² lo que se traduce a 15.03 hectáreas. El área de influencia consiste en 34,196.00m² de viviendas, 13,300.00m² de pavimento y 102,816.00m² de zona verde.

Figura 42.

Cuenca de alineamiento



Nota. Figura del área que forma la cuenca que tributa sobre el alineamiento del tramo carretero. Elaboración propia, realizado con Google Earth.

- Coeficiente de escorrentía: determinado con un promedio ponderado entre el coeficiente de escorrentía por área de influencia que componen la cuenca. Los valores de coeficiente de escorrentía se obtienen de la siguiente tabla por área de influencia, para un tiempo de retorno de 25 años.

Área zona verde = 102,816.00 m²

Área pavimento = 13,300.00 m²

Área techo de viviendas = 34,196.00 m²

Coeficiente para zona verde en condición buena con pendiente mayor a 7 % = 0.40

Coeficiente para pavimento de concreto = 0.85

Coeficiente para techo de viviendas = 0.80

$$C = \frac{(102,816m^2 * 0.40) + (13,300m^2 * 0.85) + (34,196m^2 * 0.80)}{150,312 m^2}$$

$$C = 0,53$$

Tabla 49.

Coefficientes de escorrentía para método racional

Característica de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada con autorización.

Nota. Tabla 15.1.1 de coeficientes de escorrentía para el método racional. Obtenido de V. T. Chow, D. Maidment, L y Mays (1994). *Hidrología Aplicada*. (p. 511). McGraw Hill.

- Intensidad de lluvia: por medio de las curvas IDF proporcionadas por INSIVUMEH de la estación más cercana al punto de análisis, se utiliza la estación Labor Ovalle y para un tiempo de retorno de 25 años.

$$I = \frac{24,690}{(t + 30)^{1.43}}$$

Donde: I = intensidad de lluvia (mm/hr)
 t = tiempo de concentración (min)

Y el tiempo de concentración se determina con la ecuación de Kirpich de la siguiente manera:

$$t = \frac{3 * L^{1.15}}{154 * H^{0.38}}$$

Donde: t = tiempo de concentración (min)
 L = longitud de interés (1,900 m)
 H = diferencia de alturas en tramo carretero (65.81 m)

$$t = \frac{3 * 1,900m^{1.15}}{154 * 65.81m^{0.38}} = 37.54 \text{ min}$$

Se procede a calcular la intensidad de lluvia

$$I = \frac{24,690}{(37.54 + 30)^{1.43}} = 59.74 \text{ mm/hr}$$

Con los valores anteriormente obtenidos, el caudal se calcula así

$$Q = \frac{0.53 * 59.74 \text{ mm/hr} * 15.03 \text{ ha}}{360} = 1.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Calcular el diámetro de la tubería con la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A$$

Donde: Q = caudal de diseño (1.32 m³/s)
 n = coeficiente de Manning (0.01 para PVC)
 Rh = radio hidráulico (m)
 S = pendiente de tubería (3 %)
 A = área de la sección (m²)

Para un canal circular al 50 % de su capacidad total, la ecuación quedaría:

$$Q = \frac{1}{n} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{\pi * D^2}{8}\right)$$

Y despejando para diámetro:

$$D = \left(\frac{Q * n * 8 * 4^{\frac{2}{3}}}{\pi * S^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{3}{8}}$$

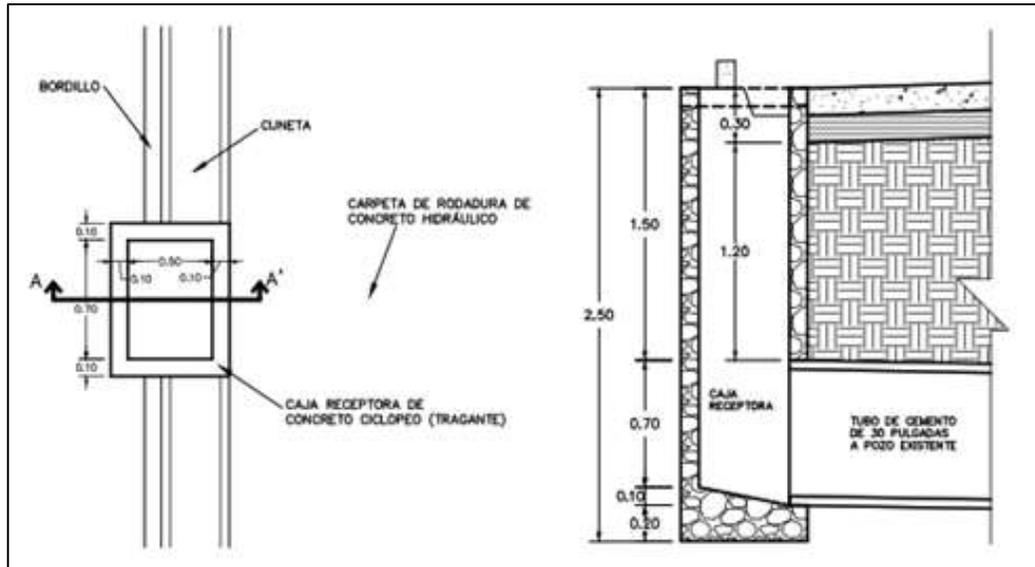
$$D = \left(\frac{1.32 \frac{m^3}{s} * 0.01 * 8 * 4^{\frac{2}{3}}}{\pi * 3 \%^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{3}{8}} = 0.76 m$$

$$D \text{ 29.92 plg}$$

Se obtiene como resultado una tubería de PVC 30 pulgadas como parte del drenaje transversal.

Figura 43.

Detalle de drenaje transversal



Nota. Dibujo del detalle de drenaje transversal para el tramo carretero. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

3.10.2. Drenaje longitudinal

La cuneta es una zanja de sección triangular o trapezoidal, destinada a recoger y encausar hacia afuera del corte, el agua que escurre de la superficie del camino por bombeo, así como la que escurre por los taludes de los cortes; estas son construidas paralelamente al eje del camino y se aloja a partir de la corona.

El cálculo para que la cuneta pueda transportar adecuadamente el caudal de diseño es el siguiente:

- Calcular el caudal de diseño por medio del método racional con la siguiente expresión matemática:

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

Donde: Q = caudal (m³/s)

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia (mm/hr)

A = área de influencia (ha)

- Área de la influencia: esta se obtuvo por medio de la herramienta computacional Google Earth Pro, para el área de estudio en donde la pendiente es la más suave de todo el trayecto de las calles. El área es 1,580.00 m² lo que se traduce a 0.16 hectáreas consiste en 704.00 m² de viviendas, 700.00 m² de pavimento y 176.00 m² de zona verde.
- Coeficiente de escorrentía: determinado con un promedio ponderado entre el coeficiente de escorrentía por área de influencia que componen la cuenca. Los valores de coeficiente de escorrentía se obtienen de la Tabla 49 por área de influencia, para un tiempo de retorno de 25 años.

Área zona verde = 176.00 m²

Área pavimento = 700.00 m²

Área techo de viviendas = 704.00 m²

Coeficiente para zona verde en condición buena con pendiente mayor a 7 % = 0.40

Coeficiente para pavimento de concreto = 0.85

Coeficiente para techo de viviendas = 0.80

$$C = \frac{(176 \text{ m}^2 * 0.40) + (700 \text{ m}^2 * 0.85) + (704 \text{ m}^2 * 0.80)}{1,580 \text{ m}^2} = 0.78$$

- Intensidad de lluvia: por medio de las curvas IDF proporcionadas por INSIVUMEH de la Labor Ovalle para un tiempo de retorno de 25 años.

$$I = \frac{24,690}{(t + 30)^{1.43}}$$

Donde: I = intensidad de lluvia (mm/hr)
 t = tiempo de concentración (min)

Y el tiempo de concentración se determina con la ecuación de Kirpich de la siguiente manera:

$$t = \frac{3 * L^{1.15}}{154 * H^{0.38}}$$

Donde: t = tiempo de concentración (min)
 L = longitud de interés (100 m)
 H = diferencia de alturas en tramo carretero con menor pendiente antes de desfogar en drenaje transversal (1.00 m)

$$t = \frac{3 * 100 \text{ m}^{1.15}}{154 * 1 \text{ m}^{0.38}} = 3.89 \text{ min}$$

Se procede a calcular la intensidad de lluvia

$$I = \frac{24,690}{(3.89 + 30)^{1.43}} = 160.17 \text{ mm/hr}$$

Con los valores anteriormente obtenidos, el caudal se calcula así

$$Q = \frac{0.78 * 160.17 \text{ mm/hr} * 0.16 \text{ ha}}{360} = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Calcular el caudal que puede transportar la cuneta por medio de la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A$$

Donde: Q = caudal de diseño (0.05 m³/s)

n = coeficiente de Manning (0.014 para concreto)

Rh = radio hidráulico (m)

S = pendiente de tramo (1 % pendiente mínima del trayecto)

A = área de la sección (m²)

Se seleccionó un canal trapezoidal para el diseño de la cuneta usando un talud z:1 de acuerdo con la Figura 44, se proponen las siguientes dimensiones para la cuneta y se procede a calcular el caudal que puede transportar y se compara con el de diseño.

Espejo de agua $T = 0,30$ m

Base de la sección $b = 0,20$ m

Altura $y = 0,15$ m

Horizontal de talud z:

$$T = b + 2zy$$

$$z = \frac{0.30m - 0.20m}{2 * 0.15 m} = 0.33$$

Área de la sección:

$$A = \frac{b + zy}{y}$$

$$A = \frac{0.20m + 0.33 * 0.15m}{0.15 m} = 0.04 m^2$$

Perímetro mojado:

$$Pm = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$Pm = 0.20m + 2 * 0.15m\sqrt{1 + 0.33^2} = 0.52m$$

Radio hidráulico:

$$Rh = \frac{A}{Pm}$$

$$Rh = \frac{0.04 m^2}{0.52 m} = 0.08m$$

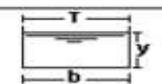
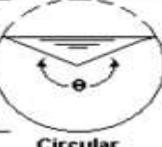
El caudal que puede transportar la cuneta trapezoidal es:

$$Q = \frac{1}{0.014} * 0.08 m^{\frac{2}{3}} * 1 \%^{\frac{1}{2}} * 0.04 m^2 = 0.05 m^3/s$$

El caudal que la cuneta transporta si cumple con el caudal de diseño por lo que las dimensiones propuestas para la cuneta trapezoidal son correctas.

Tabla 50.

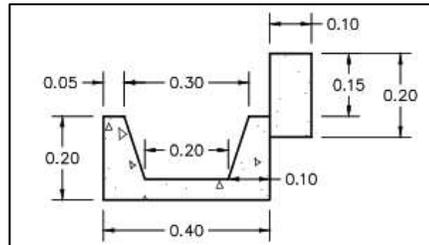
Propiedades geométricas de canales

Sección	Area hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta-\text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1-\frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\text{sen}\frac{\theta}{2})D$ ó $\frac{2y(D-y)}{2\sqrt{y(D-y)}}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T+\frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Nota. Tabla de propiedades geométricas de canales. Obtenido de V. T. Chow (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. (p. 21). McGraw Hill.

Figura 44.

Detalle de cuneta y bordillo



Nota. Dibujo del detalle de composición de cuneta y bordillo. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

3.11. Planos

Se incluyen todos los planos pertinentes al proyecto, como planta y perfil de las calles, sección típica transversal, drenaje transversal y drenaje longitudinal.

3.12. Presupuesto

Es la integración de precios unitarios que detallan los renglones de trabajo que conforma el proyecto. La cuantificación de materiales se realizó según los planos finales; y los precios de materiales, maquinaria, equipo y salarios son representativos de la región. Se incluyen costos directos e indirectos, considerando un factor de indirectos del 40.00 %.

3.12.1. Integración de precios unitarios

La integración de precios unitarios es el desglose de los renglones de trabajo que conforman las actividades a realizar para construir el proyecto, con

los materiales, herramientas, mano de obra requerida, equipo y maquinaria necesaria, en una unidad de trabajo.

3.12.2. Resumen del presupuesto

Tabla 51.

Resumen de presupuesto del pavimento rígido

RESUMEN DE PRESUPUESTO						
PROYECTO: PAVIMENTO RÍGIDO PARA CALLE DE COLONIA SAN FRANCISCO Y SECTOR EL MANANTIAL HACIA CALLE PRINCIPAL Y CALLE DE COLONIA 15 DE SEPTIEMBRE, COLOMBA COSTA CUCA						
Ubicación:		Colonia San Francisco y Sector El Manantial				
Municipio:		Colomba Costa Cuca				
Departamento:		Quetzaltenango				
Dimensión:		1.925 km				
NO.	REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO REGLÓN	
1	Preliminares					
1.1	Limpieza y chapeo	14,963.02	M2	Q 0.35	Q	5,237.06
1.2	Trazo y replanteo topográfico	14,963.02	M2	Q 5.83	Q	87,234.41
1.3	Bodega	1.00	Global	Q 8,336.67	Q	8,336.67
1.4	Rótulo de identificación del proyecto	1.00	Unidad	Q 4,359.84	Q	4,359.84
2	Movimiento de tierras					
2.1	Corte y excavación	4,336.33	M3	Q 97.58	Q	423,139.52
2.2	Acarreo de material de desperdicio	2,168.17	M3/KM	Q 70.95	Q	153,831.47
2.3	Relleno y compactación	1,732.65	M3	Q 204.18	Q	353,773.09
3	Estructura y Pavimento Rígido					
3.1	Reacondicionamiento de subrasante, incluye área de aceras y cunetas	14,963.02	M2	Q 25.41	Q	380,210.34
3.2	Base granular (e=0.15m) compactada al 95%	1,443.88	M3	Q 241.61	Q	348,855.24
3.3	Pavimento rígido de concreto 4,000 PSI (e=0.15m)	1,443.88	M3	Q 2,424.18	Q	3,500,218.96
3.4	Bordillos de concreto 2,500 PSI (0.10m X 0.20m)	3,850.34	ML	Q 47.91	Q	184,469.79
3.5	Cunetas trapezoidales de concreto 2,500 PSI (espesor 0.05m)	3,850.34	ML	Q 163.15	Q	628,182.97
3.6	Aceras de concreto 2,500 PSI (0.15m X 1.00m)	1,706.00	ML	Q 338.84	Q	578,061.04
4	Drenaje Pluvial					
4.1	Excavación estructural para alcantarillas	69.45	M3	Q 172.76	Q	11,998.18
4.2	Acarreo de material de desperdicio	69.45	M3/KM	Q 75.59	Q	5,249.73
4.3	Relleno estructural para alcantarillas	31.20	M3	Q 275.25	Q	8,587.80
4.4	Cajas receptoras de concreto ciclopeo (tragante)	6.00	Unidad	Q 3,193.60	Q	19,161.60
4.5	Tubería material plástico alta densidad de 30"	24.00	ML	Q 1,869.83	Q	44,875.92
5	Señalización vial horizontal					
5.1	Pintura termoplástica con microesferas de vidrio Drop On	5,775.51	ML	Q 19.42	Q	112,160.40
6	Limpieza final					
6.1	Limpieza final	14,963.02	M2	Q 1.44	Q	21,546.75
MONTO ESTIMADO						Q6,879,490.78

Nota. Tabla resumen de presupuesto con renglones de trabajo para construcción de pavimento rígido. Elaboración propia, realizado con Excel.

3.13. Cronograma de ejecución física y financiera

Herramienta en la que se establece el programa de trabajo, en donde se define el calendario de ejecución de las actividades previstas. Normalmente se utiliza el diagrama de Gantt y el presupuesto para estructurarlo; sin embargo, su elaboración dependerá del sistema constructivo y la complejidad del proyecto.

Figura 45.

Cronograma físico/financiero del pavimento rígido

NO.	REGLÓN	MONTO	PORCENTAJE	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4
1.1	Limpieza y chapeo	Q 5,237.06	0.08%	■			
1.2	Trazo y replanteo topográfico	Q 87,234.41	1.27%	■			
1.3	Bodega	Q 8,336.67	0.12%	■			
1.4	Rótulo de identificación del proyecto	Q 4,359.84	0.06%	■			
2.1	Corte y excavación	Q 423,139.52	6.15%	■			
2.2	Acarreo de material de desperdicio	Q 153,831.47	2.24%		■		
2.3	Relleno y compactación	Q 353,773.09	5.14%		■		
3.1	Reacondicionamiento de subrasante, incluye área de aceras y cunetas	Q 380,210.34	5.53%		■		
3.2	Base granular (e=0.15m) compactada al 95%	Q 348,855.24	5.07%		■		
3.3	Pavimento rígido de concreto 4,000 PSI (e=0.15m)	Q 3,500,218.96	50.88%			■	
3.4	Bordillos de concreto 2,500 PSI (0.10m X 0.20m)	Q 184,469.79	2.68%				■
3.5	Cunetas trapezoidales de concreto 2,500 PSI (espesor 0.05m)	Q 628,182.97	9.13%				■
3.6	Aceras de concreto 2,500 PSI (0.15m X 1.00m)	Q 578,061.04	8.40%				■
4.1	Excavación estructural para alcantarillas	Q 11,998.18	0.17%	■			
4.2	Tubería material plástico alta densidad de 30"	Q 5,249.73	0.08%	■			
4.3	Relleno estructural para alcantarillas	Q 8,587.80	0.12%		■		
4.4	Cajas receptoras de concreto ciclopeo (tragante)	Q 19,161.60	0.28%		■		
4.5	Tubería material plástico alta densidad de 30"	Q 44,875.92	0.65%		■		
5.1	Pintura termoplástica con microesferas de vidrio Drop On	Q 112,160.40	1.63%				■
6.1	Limpieza final	Q 21,546.75	0.31%				■
TOTAL		Q 6,879,490.78	100.00%				
TOTAL PARCIAL (Q)				Q 731,405.64	Q 769,672.14	Q 2,978,937.31	Q 2,399,475.69
TOTAL PARCIAL (%)				10.63%	11.19%	43.30%	34.88%
TOTAL ACUMULADO (Q)				Q 731,405.64	Q 1,501,077.78	Q 4,480,015.09	Q 6,879,490.78
TOTAL ACUMULADO (%)				10.63%	21.82%	65.12%	100.00%

Nota. Cronograma de trabajo para construcción de pavimento rígido para el tramo carretero. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

3.14. Evaluación ambiental

Impacto ambiental es la modificación en el ambiente, que se origina por los efectos de acción por la actividad humana, el impacto generado puede ser negativo o positivo.

Este proyecto se encuentra dentro del listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) en el Sector “10” Infraestructura, Construcción y Vivienda; Subsector “A”, para proyectos de Reparación, mantenimiento y rehabilitación de calles, caminos, puentes y carreteras, ubica al proyecto con bajo impacto ambiental, o conocido como una categoría C, mismo al que se le debe de adjuntar un plan de desechos sólidos y seguridad industrial y vial, elaborado por profesionales en la materia.

La resolución administrativa No. 011-2020 establece que dentro de los requisitos de evaluación de impacto ambiental C, se deberá incluir el formato de instrumento ambiental de evaluación ambiental inicial, que deberá ser elaborado por un consultor ambiental acreditado en el MARN.

4. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL SECTOR EL MANANTIAL, COLOMBA COSTA CUCA

4.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular para la conexión del tramo carretero que comunica la Colonia San Francisco y Sector El Manantial con el casco urbano del municipio de Colomba Costa Cuca. Dicho proyecto contribuirá en el restablecimiento y mejora de la infraestructura vial del municipio y la economía del mismo ya que permitirá agilizar la comunicación y traslado de las personas para sus actividades laborales o comerciales de los lugares aledaños con los beneficiados.

El puente vehicular es de concreto reforzado, consta de un carril capaz de soportar una carga viva HL-93, según AASHTO 3.6.1.2.2, tendrá una longitud de 15.00 metros con un ancho de rodadura de 4.50 metros y bordillos laterales de 0.70 metros.

4.2. Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto en sección en viga y losa

Las normativas utilizadas para el diseño del puente son las siguientes: Normas ACI (American Concrete Institute, 2019), AASHTO 2017 (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017) y AGIES (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020).

Los requisitos para estructuras de concreto proporcionados por ACI 318-19 no se encontrarán citados con frecuencia debido a que las propias normas AASHTO son elaboradas en base a las publicaciones del ACI, y las destinadas para Guatemala presentadas en AGIES son elaboradas a partir de la AASHTO.

Existen varios criterios y especificaciones para el diseño de puentes vehiculares, entre cuales se encuentran los siguientes:

- Recubrimientos (AASHTO 5.10.1): se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto.
 - Cimientos y muros 8 centímetros
 - Losas 5 centímetros
 - Columnas y vigas 5 centímetros
- Ganchos (AASHTO 5.10.2.1): los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados y 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.
- Longitud de desarrollo o de anclaje (AASHTO 5.10.8.2.): se deben aplicar a todas las barras que lo necesitan, será la mayor profundidad efectiva del elemento, 15 veces el diámetro de la barra o $luz/20$.
- Traslapes (AASHTO 5.10.8.4): se calculará con base en la longitud de desarrollo según sea el caso. Para varillas número 11 en adelante, se recomienda el uso de uniones mecánicas con un desarrollo del 125 % del f_y nominal de la varilla y así evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; tendrán que colocarse alternos a cada 60 centímetros.

- El concreto que tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días de 281 kg/cm² (4,000 psi); el acero de refuerzo será de varillas de acero corrugadas con una resistencia a la fluencia de 4,200 kg/cm² (grado 60).
- La carga viva para el diseño del puente es un camión HL-93 con un peso total de 32.67 toneladas, el cual cuenta con un eje delantero de 3.63 toneladas y dos ejes traseros con un peso de 14.52 toneladas cada uno.
- El relleno estructural que conforman los aproches o accesos del puente, debe ser granular de libre drenaje, libre de exceso de humedad, materiales contaminantes, y deben de cumplir con lo siguiente:
 - Dimensión mínima 50 mm
 - Material que pasa el tamiz 75µm (AASHTO T27 y T11) 15 %
máximo.
 - Límite líquido (AASHTO T89) 30 %
máximo.

4.3. Topografía

El levantamiento topográfico es esencial para el diseño, ya que permite expresar gráficamente los posibles puntos de ubicación, así como proporcionar información sobre las pendientes y áreas donde se ubicará la estructura, determinando la altura mínima del puente.

Esto fue realizado mediante el uso de una estación total marca Spectra Precision, serie FOCUS 2, para obtener las curvas de nivel y secciones transversales necesarias para realizar el diseño geométrico de la estructura.

4.3.1. Planimetría

Definido como el conjunto de métodos y mediciones que determinan la representación a escala de todos los puntos del terreno sobre una superficie plana, exceptuando su relieve y representándose en una proyección horizontal como líneas rectas, puntos, superficies y contornos, sin considerar la diferencia de elevación, tomando como referencia el norte para su orientación.

4.3.2. Altimetría

Se define como el conjunto de procedimientos y mediciones que se utilizan para determinar y representar la altura o cota de cada punto del terreno (planimetría), respecto de un plano de referencia, definiendo la superficie en estudio.

4.4. Estudio hidrológico

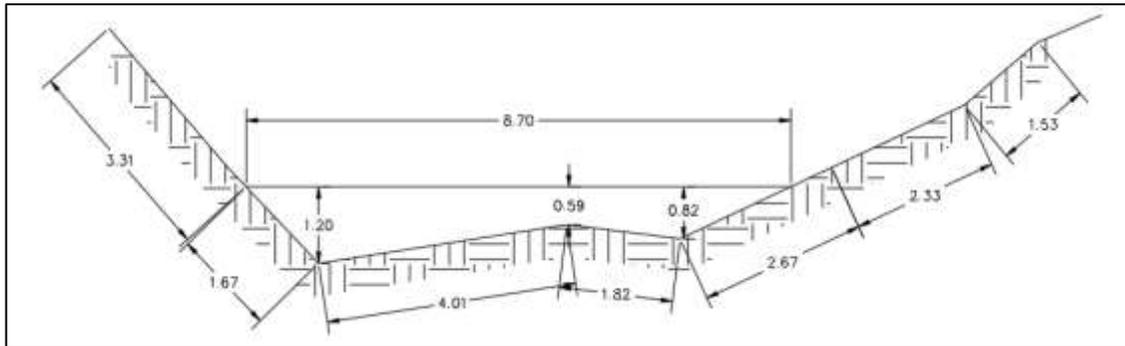
Es necesario para determinar el caudal que circula por la sección donde se ubica el puente y sus crecidas máximas, de manera que se pueda ubicar el puente a una altura conveniente, determinando así la luz del mismo y así proceder a diseñar. Para este diseño se utilizó el método de sección-pendiente y la ecuación de Manning para determinar la sección del río y su caudal máximo.

4.4.1. Método de sección-pendiente

Para determinar la altura máxima alcanzada por la corriente, se recurrió al punto de interés y observó en el suelo el nivel al cual ha llegado el río por sus crecidas anteriores, esto debido a que no existe información exacta del río.

Figura 46.

Sección del río para la crecida máxima de diseño



Nota. Dibujo de sección del río formado con la crecida máxima de diseño. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.4.2. Cálculo de caudal máximo

Información recopilada de la sección del cauce:

Cota terreno (CTf)	= 21.95 m
Cota terreno (CTi)	= 20.84 m
Distancia horizontal (DH)	= 20.00 m

- Coeficiente de rugosidad

Dicho coeficiente depende de la cobertura del cauce, por lo que según Chow (2004) en su texto *Hidráulica de canales abiertos*, el coeficiente de rugosidad de Manning, para cauces naturales menores a 30 m con tramos con pastos, será de 0.07 como se mostró en el diseño del puente anterior, Tabla 1. Coeficiente de rugosidad para canales abiertos.

- Área de la sección

$$A = 6.24m^2$$

- Perímetro mojado

$$Pm = 9.44 m$$

- Radio hidráulico

$$R_h = \frac{6.24m^2}{9.44 m} = 0.66 m$$

- Pendiente del terreno

$$S = \frac{21.95 m - 20.84 m}{20.00 m} \times 100 = 5.55 \%$$

- Cálculo de velocidad

$$v = \frac{1}{0.07} * 0.66^{2/3} * 0.0555^{1/2} = 2.55 m/s$$

- Cálculo de caudal

$$Q = v * A = 2.55 m/s * 6.24 m^2 = 15.91 m^3/s$$

4.5. Estudio de suelos

Para la obtención del valor soporte del suelo se realizó el ensayo de corte directo no consolidado y no drenado, de una muestra inalterada extraída a una profundidad de 1.00 metros. Se muestran los resultados obtenidos en el ensayo:

Tipo de suelo	Arena limosa color café
Ángulo de fricción interna (ϕ)	21.00 °
Cohesión (C_u)	5.93 Ton/m ²
Peso específico del suelo (γ)	1.29 Ton/m ³
Profundidad de cimentación (D_f)	1.00 m
Ancho de cimentación (B)	1.00 m

El factor de seguridad para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales respecto a la falla de corte (FS corte) a utilizar será de 1.25.

Los valores de cohesión (C_d) y el ángulo de fricción interna (ϕ_d), aplicando el factor de seguridad de carga con respecto a la falla de corte serán:

$$C_d = \frac{5.93 \text{ Ton/m}^2}{1.25} = 4.74 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan(21^\circ)}{1.25} \right) = 17.07^\circ$$

- Factor de flujo de carga

Los factores de capacidad de carga modificados por Terzaghi obtenidos de una interpolación de los valores en la Figura 5, para $\phi = 17.07^\circ$ se tiene:

$$N'_c = 14.64$$

$$N'_q = 5.49$$

$$N'_\gamma = 2.21$$

- Capacidad de carga ultima

$$q_u = 98.43 \text{ Ton}/m^2$$

- Capacidad de carga ultima neta (admisible)

$$q_{adm} = \frac{98.43 - (1.00 * 1.29)}{3} = 32.38 \text{ Ton}/m^2$$

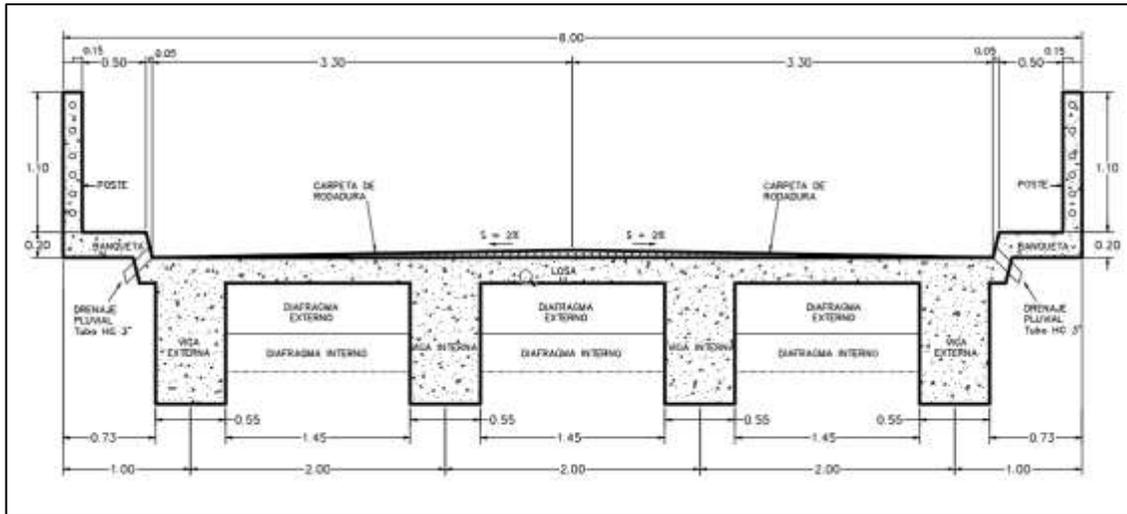
El valor de capacidad soporte del suelo admisible es de 24.29 ton/m².

4.6. Diseño de superestructura

La superestructura del proyecto es de concreto reforzado y el cual consta de una losa para dos carriles, banquetas laterales, baranda peatonal, 2 vigas exteriores, 2 vigas interiores, 1 diafragma interno y 2 diafragmas exteriores.

Figura 47.

Sección transversal del puente en tramo carretero



Nota. Dibujo de sección transversal del puente. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.6.1. Consideraciones de diseño

En este apartado se muestra una tabla resumen de los parámetros de la estructura y los materiales que determinan el diseño del puente vehicular.

Tabla 52.

Datos generales para diseño de puente vehicular

Parámetro	Valor
Longitud del puente	15.00 m
Ancho del puente	8.00 m
Ancho de rodadura	6.60 m
Ancho de bordillo	0.70 m
Peso específico del concreto	2,400.00 kg/m ³
Peso específico del asfalto	2,250.00 kg/m ³

Continuación de la Tabla 52.

Parámetro	Valor
Peso específico del suelo	1,290.00 kg/m ³
Valor soporte del suelo	32,380.00 kg/m ²
Carga viva HL-93	32,670.00 kg
Resistencia a la compresión del concreto	281.00 kg/cm ²
Resistencia a la fluencia del acero	4,200.00 kg/cm ²

Nota. Tabla de especificaciones técnicas para diseño del puente vehicular. Elaboración propia, realizado con Word.

4.6.2. Diseño de losa

El puente es de dos carriles, por lo que la geometría de la losa es de 15 metros de largo y un ancho de 6.60 metros. La losa trabaja en un sentido y el refuerzo principal es perpendicular al tráfico.

4.6.2.1. Espesor de losa

Según el artículo 9.7.1.1 de AASHTO LRFD (2017) el espesor de la losa deberá ser mayor o igual a 17.50 centímetros, y el artículo 13.7.3.1.2 menciona que el espesor para los voladizos que soportan barandales deberá ser mayor o igual a 20.00 centímetros. Por lo que se utilizará un espesor de losa de 20.00 centímetros.

4.6.2.2. Cálculo de momentos

Integrando las cargas actuantes para un tramo de un metro lineal de la longitud del puente.

- Integración de cargas

- Carga muerta

$$W_{losa} = \gamma_c * t * b = (2,400 \text{ kg/m}^3) (0.20 \text{ m})(1.00 \text{ m}) = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{barandal} = \frac{\text{Peso concreto} + \text{peso tubo}}{\text{longitud}}$$

$$W_{barandal} = \frac{2,400(0.15 * 0.15 * 1.10 * 5) + (8 * 6 * 1.77)}{8} = \frac{44.37 \text{ kg}}{1\text{m}} \approx 45 \text{ kg/m}$$

$$W_{rodadura} = \gamma_{cr} * t * b = (2,250 \text{ kg/m}^3) (0.05 \text{ m})(1.00 \text{ m}) = 112.50 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 637.50 \text{ kg/m}$$

- Carga viva

Se utilizará el camión de diseño HL-93, mostrado en la Figura 7 del capítulo 2, con una separación simétrica entre ejes de 4.27 metros, una carga del eje de cabina de 3,630 kilogramos y dos ejes traseros con una carga de 14,520 kilogramos cada uno.

Tomando la carga puntual del mayor eje, se obtiene:

Carga eje = 14,520 kg

Carga por llanta P = 7,260 kg

- Factor de impacto

Según AASHTO 3.6.2.1 y Tabla 3.6.2.1-1, el factor de impacto (IM), no se aplica para barandas o carga de carril y para el estado límite de resistencia I, deberá ser:

$$IM = 33 \%$$

- Momento por carga muerta
 - Momento en vigas (momentos internos)

$$M_{viga} = \frac{(637.50 \text{ kg/m})(2.00 \text{ m})^2}{10} = 255.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento en voladizo (momentos externos)

$$M_v = \frac{(637.50 \text{ kg/m})(1.00 \text{ m})^2}{2} = 318.75 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Se toma el momento de mayor valor numérico para el análisis de la losa, entonces M_{cm} es igual a 318.75 kg·m

- Momento por carga viva

$$M_{cv} = 0.8 * \left(\frac{6.56 + 2}{32} \right) * 16,008.00 = 3,425.71 \text{ lb} \cdot \text{pie}$$

$$M_{cv} = 3,425.71 \text{ lb} \cdot \text{pie} \approx 473.54 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento último

Se realiza una combinación de momentos producidos por la carga muerta, carga viva y sus factores. Para ello se utiliza una combinación de cargas por estado límite de resistencia I, de acuerdo con los factores de carga en AASHTO 3.4.1-1.

$$M_u = n[1.25M_{CM} + 1.75(M_{CV} * IM)]$$

$$n = n_D n_R n_1 = 1$$

Donde:

n = modificador de carga (AASHTO 1.3.2)

n_D = factor de ductilidad = 1

n_R = factor de redundancia = 1

n_1 = factor de importancia = 1

M_u = momento último de diseño (kg·m)

M_{CM} = momento por carga muerta (318.75 kg·m)

M_{CV} = momento por carga viva (473.54 kg·m)

IM = factor de impacto (33 %)

$$M_u = 1 * [1.25 * (318.75) + 1.75 * ((473.54) * (1 + 0.33))] = 1,500.60 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

4.6.2.3. Cálculo de peralte

$$d = 20 - 5 - \frac{1.27}{2} = 14.37 \text{ cm}$$

4.6.2.4. Cálculo de refuerzo

- Refuerzo transversal (perpendicular al tráfico), para la cama inferior
 - Acero requerido

$$A_s = \left[(100 * 14.37) - \sqrt{(100 * 14.37)^2 - \frac{1,500.60 * 100}{0.003825 (281)}} \right] * \frac{0.85(281)}{(4,200)}$$

$$A_s = 2.81 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$A_{s_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{281}}{4,200} * (100 * 14.37) = 4.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min B}} = \frac{14.1}{4,200} * (100 * 14.37) = 4.82 \text{ cm}^2$$

Utilizando el valor numérico mayor de los dos resultados anteriores

$$A_{s_{\min}} = 4.82 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{\min}} > A_s$ entonces se trabajará con el área de acero mínima.

Se propone varilla número 4 grado 60 y luego se calcula el espaciamiento a través de una regla de 3.

$$\begin{array}{l} 4.82 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 1.27 \text{ ----- } S \end{array}$$

$$S = \frac{1.27 * 100}{4.82} = 26.35 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas número 4 grado 60, espaciadas 20 cm entre sí.

- Refuerzo en ambas direcciones para la cama superior

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla número 4 grado 60

$$S = \frac{1.27 * 100}{3.60} = 35.28 \text{ cm}$$

$$S \approx 30 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas número 4 grado 60 con espaciamiento entre varillas de 30 cm.

- Refuerzo longitudinal (paralelo al tráfico), para cama inferior

$$A_{S_{long}} = FL_{AS} \leq 0.67$$

$$FL_{AS} = \frac{220}{\sqrt{S}} = \frac{220}{\sqrt{4.76}} = 100.84 \%$$

Como el porcentaje obtenido es mayor al permitido, se utilizará 67 % como factor para calcular el área de acero longitudinal.

$$A_{S_{long}} = 4.82 * 0.67 = 3.23 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla número 4 grado 60

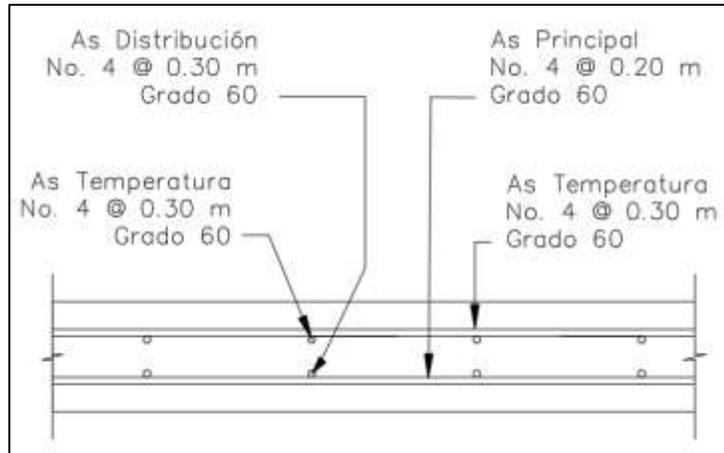
$$S = \frac{1.27 * 100}{3.23} = 39.32 \text{ cm}$$

$$S \approx 30 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas número 4 grado 60 espaciadas entre sí 30.00 cm. Para las banquetas el refuerzo será el mismo del calculado para la losa.

Figura 48.

Detalle de armado de losa para puente en tramo carretero



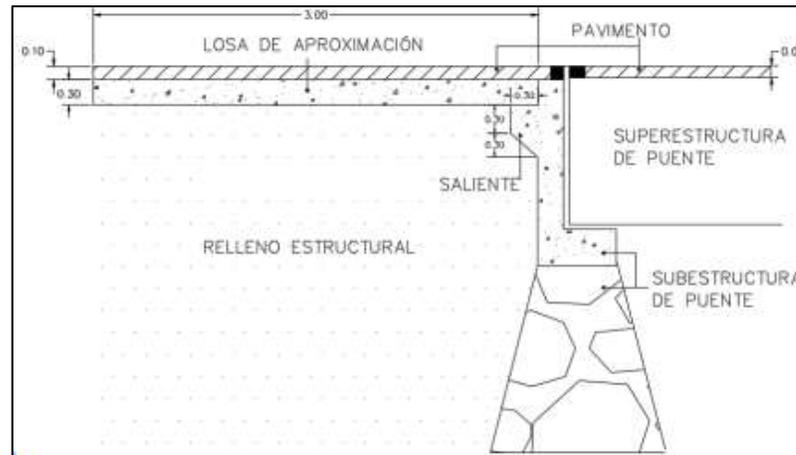
Nota. Dibujo del detalle de armado de losa para puente vehicular. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.6.3. Diseño de losa de aproximación

Se determina que la losa de transición tendrá una longitud de 3 metros, un ancho de vía de dos planchas de concreto de 3,30 metros cada una y un espesor de 30 centímetros. Por la relación en su geometría, $3/3,3 = 0,91$, lo cual indica que la losa trabaja en dos sentidos y el refuerzo principal será paralelo al tráfico.

Figura 49.

Detalle de losa de aproximación en tramo carretero



Nota. Dibujo del detalle conjunto de losa de aproximación con estructura del puente vehicular.
Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.6.3.1. Integración de cargas

Se considera una franja unitaria de un metro para la integración de cargas que actúan en la losa de transición.

- Carga muerta

$$CM = (0.30 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (0.10 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2,250 \text{ kg/m}^3)$$

$$CM = 945.00 \text{ kg/m}$$

- Carga viva

$$CV_{\text{Carril Carga}} = 952.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$CV_{\text{Camión Diseño}} = \frac{14,520.00 \text{ Kg}}{2} = 7,260.00 \text{ kg}$$

4.6.3.2. Cálculo de momentos

- Momento por carga muerta

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{8} = \frac{(945.00 \text{ kg/m})(3 \text{ m})^2}{8} = 1,063.13 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento por carga viva

$$M_{CV CD} = \frac{PL}{4} = \frac{14,520.00 \text{ kg} * 3.00 \text{ m}}{4} = 5,445.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CV CC} = \frac{WL^2}{8} = \frac{952.00 \text{ kg/m} * (3.00 \text{ m})^2}{8} = 1,071.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CV} = M_{CV CD} + M_{CV CC} = 5,445.00 + 1,071.00 = 6,516.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento último

$$M_u = (1.25 * 1,063.13) + (1.75 * 6,516.00) = 12,731.91 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

4.6.3.3. Cálculo de refuerzo

- Refuerzo principal (paralelo al tráfico), en cama inferior
 - Peralte

$$d = 30 - 5 - \frac{1.27}{2} = 24.36 \text{ cm}$$

- Acero requerido

$$A_s = \left[(100 * 24.36) - \sqrt{(100 * 24.36)^2 - \frac{12,731.91 * 100}{0.003825 (281)}} \right] * \frac{0.85(281)}{(4,200)}$$

$$A_s = 14.60 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$A_{s_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.8\sqrt{281}}{4,200} * (100 * 24.36) = 7.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min B}} = \frac{14.1}{fy} * b * d = \frac{14.1}{4,200} * (100 * 24.36) = 8.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 8.18 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{\min}} < A_s$ entonces se trabajará con el área de acero requerido.

$$14.60 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ ----- } S$$

$$S = \frac{1.27 * 100}{14.60} = 8.70 \text{ cm} \approx 8.50 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas número 4 grado 60, espaciadas 8.50 cm entre sí.

- Refuerzo en ambas direcciones para la cama superior

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * 100 * 30 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla número 4 grado 60

$$\begin{array}{l} 5.40 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 1.27 \text{ ----- } S \end{array}$$

$$S = \frac{1.27 * 100}{5.40} = 23.52 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas número 4 grado 60 con espaciamiento entre varillas de 20 cm.

- Refuerzo longitudinal (perpendicular al tráfico) para cama inferior

$$A_{S_{long}} = FL_{AS} \leq 0.50$$

$$FL_{AS} = \frac{220}{\sqrt{S}}$$

$$FL_{AS} = \frac{220}{\sqrt{9.84}} = 31.88 \% \approx 32 \%$$

$$A_{S_{long}} = 14.60 * 0.32 = 4.67 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla número 4 grado 60

4.67 ----- 100 cm

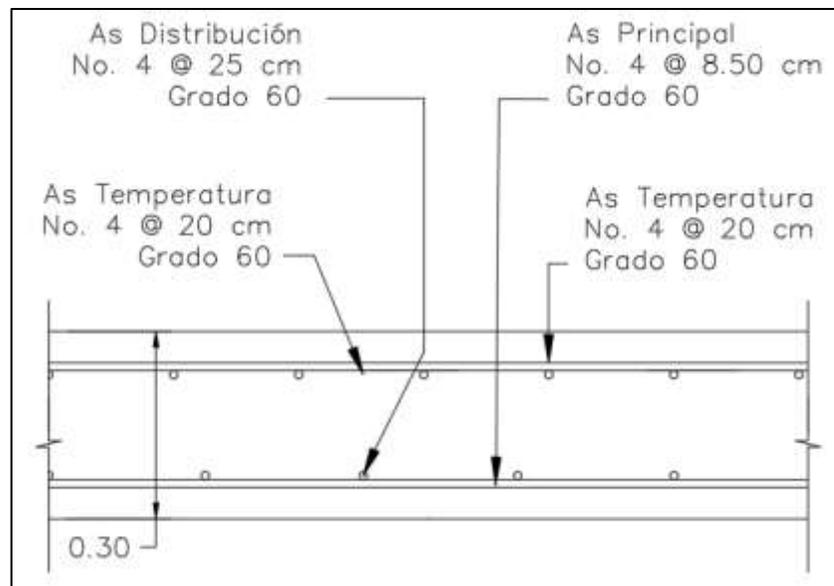
1.27 ----- S

$$S = \frac{1.27 * 100}{4.67} = 27.19\text{cm} \approx 25\text{ cm}$$

Se utilizarán varillas número 4 grado 60, espaciadas a 25 cm entre sí.

Figura 50.

Detalle de armado de losa de aproximación en vista longitudinal



Nota. Dibujo del detalle del acero de refuerzo de losa de aproximación. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.6.4. Diseño de vigas internas

El predimensionamiento de la viga según Tabla 2.5.2.6.3-1 de AASHTO, indica que la altura de las vigas con tramos continuos será el siguiente:

$$H = 0.07 * 15 = 1.05 \text{ m} \approx 1.15 \text{ m}$$

Para la base de la viga se usa la siguiente expresión:

$$B = \frac{H}{3.5} = \frac{1.15}{3.5} = 0.33 \text{ m} \approx 0.55 \text{ m}$$

El puente es de dos carriles, con un ancho de carril de 3.30 metros cada uno, consta de 2 vigas exteriores y 2 vigas interiores de 1.15 metros de alto y 0.55 metros de ancho.

4.6.4.1. Cálculo de momento por sobrecarga

- Factor de distribución de carga

Según la Tabla 4.6.2.2.2b-1 de AASHTO LRFD, sobre el factor de distribución de carga viva para momento en vigas interiores indica que debe de calcularse por medio de las siguientes expresiones y tomarse el más crítico:

Caso de un carril cargado

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{L * ts^3}\right)^{0.1}$$

Caso de dos carriles cargados

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^2 \left(\frac{Kg}{L * ts^3}\right)^{0.1}$$

Donde: g = factor de distribución de carga

S = separación entre vigas o almas (mm)

L = longitud de tramo de la viga (cm)

Kg = parámetro de rigidez longitudinal (cm⁴)

n = módulo de elasticidad del tablero / módulo de elasticidad de la viga

I = momento de inercia de la viga (cm⁴)

A = área de la viga (cm²)

eg = distancia entre los centros de gravedad de la viga de la base y el tablero (cm)

ts = profundidad de la losa de concreto (cm)

de = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de una banquetta (mm)

$$Kg = n(I_{viga} + Ae_g^2)$$

$$n = \frac{E_{losa}}{E_{viga}} = 1 \text{ (por ser el mismo material)}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{55 * (115 - 20)^3}{12} = 3,929,635.42 \text{ cm}^4$$

$$A = b * h = 55 * (115 - 20) = 5,225.00 \text{ cm}^2$$

$$eg = \left(\frac{20}{2} + \frac{115 - 20}{2} \right) = 57.50 \text{ cm}$$

$$kg = 1(3,929,635.42 + 5,225 * 57.50^2) = 21,204,791.67 \text{ cm}^4$$

$$\left(\frac{Kg}{L * ts^3} \right)^{0.1} = \left(\frac{21,204,791.67}{1,500 * 20^3} \right)^{0.1} = 1.06$$

Una vez calculados todos los parámetros necesarios para determinar el factor de distribución para momentos en vigas internas, se calcula en los previamente presentados, de la siguiente manera

Caso de un carril cargado

$$g = 0.06 + \left(\frac{2,000}{4,300}\right)^{0.4} \left(\frac{2,000}{15,000}\right)^{0.3} 1.06 = 0.49$$

Caso de dos carriles cargados

$$g = 0.075 + \left(\frac{2,000}{2,900}\right)^{0.6} \left(\frac{2,000}{15,000}\right)^2 1.06 = 0.64$$

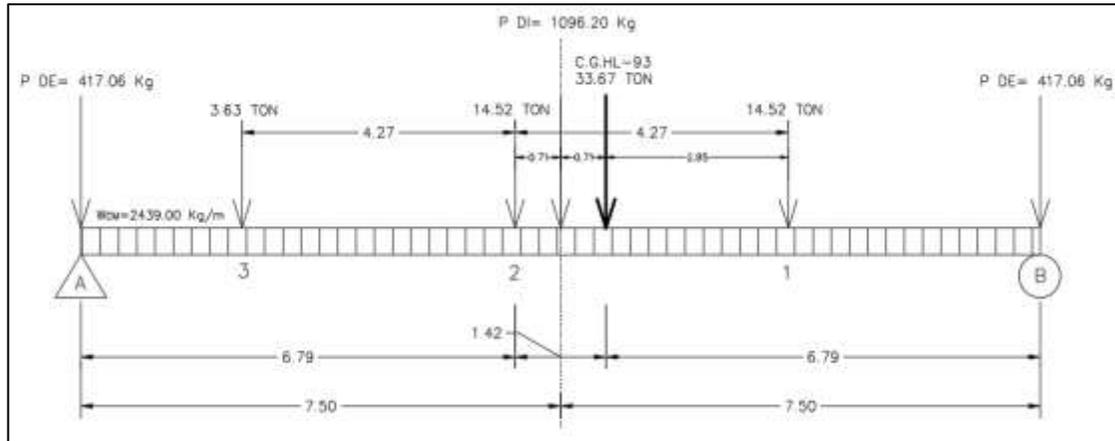
Utilizando el valor más crítico obtenido ante los dos casos evaluados previamente, $g = 0.64$.

- Momento máximo por sobrecarga

Mediante el Teorema de Barre se determina el momento máximo de deflexión de la viga simplemente apoyada para las cargas del camión de diseño HL-93, utilizando el siguiente esquema:

Figura 51.

Esquema de carga viva Camión de Diseño HL-93 sobre viga en puente



Nota. Dibujo de cargas vivas actuantes en viga de puente vehicular. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Se tomará como pivote el extremo derecho eje 1 mostrado en el esquema anterior para determinar el centro de gravedad.

Tabla 53.

Cálculo de centro de gravedad para camión de diseño HL-93

Eje	P (ton)	d (m entre ejes)	d (desde pivote)	Pd
1	14.52	0.00	0.00	0.00
2	14.52	4.27	4.27	62.00
3	3.63	4.27	8.54	31.00
Total =	33.67			93.00

Nota. Tabla de cálculo de centro de gravedad para camión de diseño HL-93. Elaboración propia, realizado con Excel.

$$dCG = \frac{93.00}{33.67}$$

$$dCG = 2.85 \text{ m}$$

La distancia a la que se encuentra el centro de gravedad es 2.85 metros del extremo derecho, quedando así entre los ejes 1 y 2, por lo que según el Teorema de Barre el mayor momento se encuentra bisecando la distancia entre el centro de gravedad y la carga más próxima del tren de cargas, por un eje que pasa por el centro de la luz.

$$x = 4.27\text{m} - 2.85\text{m}$$

$$x = 1.42\text{m}$$

Por lo que para centrar el camión en el puente se coloca el eje 2 (carga más próxima al centro de gravedad) a una distancia $x/2 = 1.42 \text{ m} / 2 = 0.71 \text{ m}$ a la izquierda del centro de la luz del puente y así obtener una distancia equidistante (a) del centro de gravedad y el eje 2 a las reacciones más cercanas del modelo.

$$a = \frac{15 - 0.71}{2}$$

$$a = 6.79 \text{ m}$$

- Calculando las reacciones

$$\sum \mathcal{U} + \sum M_{Rb} = 0$$

$$33,670 (6.79) + R_a(15.00) = 0$$

$$R_a = 14,788.62 \text{ kg}$$

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

$$R_a + R_b - 33,670 = 0$$

$$R_b = 17,881.38 \text{ kg}$$

Calculando el momento desde el centro de gravedad (C.G), hasta cada apoyo, tomando el momento de mayor valor numérico para el análisis respectivo.

- Momento debido a camión de diseño

Identificando que en el eje 2 se encuentra el mayor momento por el teorema de Barre, se procede a realizar una sumatoria de momentos desde el eje 2 como neutro hacia la reacción A y las cargas que se encuentran en ese lado. También puede efectuarse en la otra dirección, desde el eje 2 como neutro hacia la reacción B y las cargas que se encuentran en ese lado. Cabe resaltar que no se debe de considerar el centro de gravedad ya que este parámetro es necesario para ubicar el modelo del camión de diseño en la luz del puente que produce mayor momento.

$$\curvearrowright + \sum M_2 = M_{CM} = 14,788.62 * 6.79 - 3,630 * 4.27$$

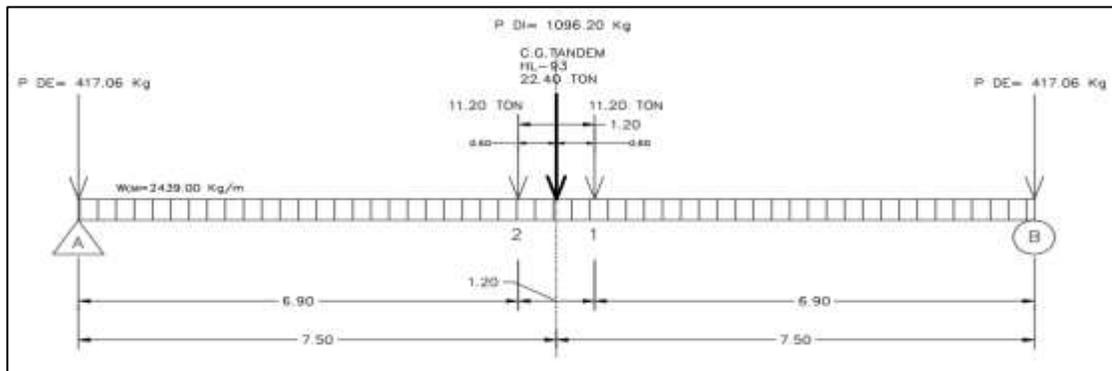
$$M_{CM} = 84,914.63 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

El momento de carga viva por el camión de diseño será $84,914.63 \text{ kg} \cdot \text{m}$

- Momento debido a tándem de diseño

Figura 52.

Esquema de carga viva Tándem de Diseño HL-93 sobre viga en puente



Nota. Dibujo de cargas de Tandem de Diseño actuantes en viga de puente vehicular. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

$$CG = 11,200 \text{ kg} + 11,200 \text{ kg} = 22,400 \text{ kg}$$

El centro de gravedad coincide con el eje central de la luz, se encuentra a 0.60 m de cualquiera de los ejes del tándem de diseño, por lo que la equidistancia hacia las reacciones se calcula como

$$a = \frac{15}{2} - 0.60 = 6.90 \text{ m}$$

Las reacciones ante el modelo de cargas del tándem de diseño se obtienen así

$$\zeta + \sum M_{Rb} = 0$$

$$22.400 (6.90) + R_a(15.00) = 0$$

$$R_a = 11,200.00 \text{ kg}$$

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

$$R_a + R_b - 22,400 = 0$$

$$R_b = 11,200.00 \text{ kg}$$

Y para determinar el momento máximo producido ante el tren de cargas del tándem de diseño se realiza sumatoria de fuerzas en alguno de los dos ejes hacia la dirección de la reacción más cercana.

$$\curvearrowright + \sum M_2 = M_{CM} = 11,200.00 * 6.90 = 77,280.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Realizado el análisis entre el tándem de diseño y el camión de diseño, el momento crítico será $84,914.63 \text{ kg} \cdot \text{m}$

- Momento debido a carril de carga

Se debe de combinar el momento crítico del análisis anterior con la carga de carril. Siendo en este caso camión de diseño con carga de carril en la posición $x = 6.79 \text{ m}$ desde el apoyo izquierdo.

$$R_A = R_B = \frac{952 \text{ kg/m} * 15\text{m}}{2} = 7,140.00 \text{ kg}$$

$$M_{CC} = 7,140\text{kg} * 6.79\text{m} - \frac{952 \text{ kg/m} * 6.79\text{m} * 6.79\text{m}}{2} = 26,535.05 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

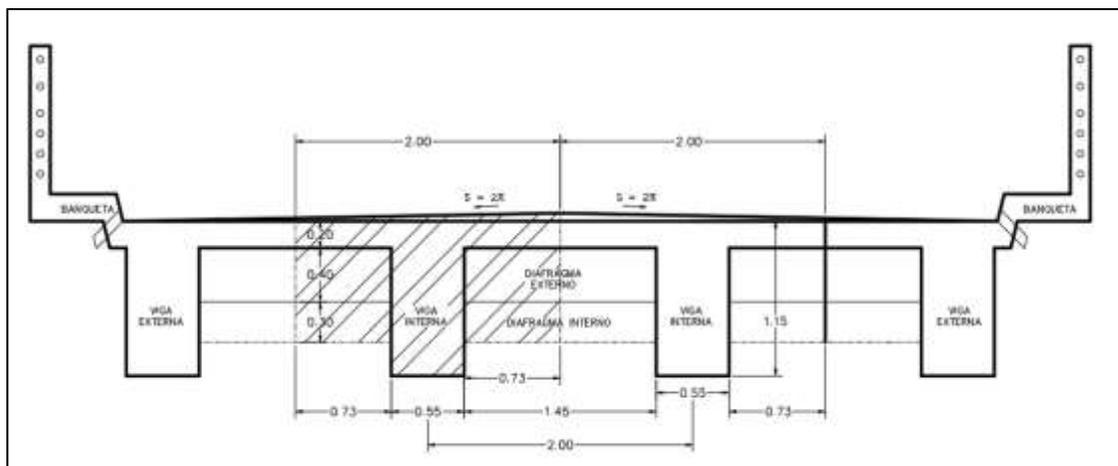
Este momento no se ve afectado por modificadores como el impacto y factor de distribución, únicamente por los factores de carga correspondientes para carga viva.

4.6.4.2. Cálculo de momento por carga muerta

Para el cálculo del momento por carga muerta se consideran las cargas generadas por el peso propio de la estructura, los cuales incluye el peso de la viga interna, losa y carpeta de rodadura.

Figura 53.

Área tributaria para viga interna



Nota. Dibujo de área tributaria para viga interna. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

$$W_{losa} = (2,400 \text{ kg/m}^3) (0.20 \text{ m})(2.00 \text{ m}) = 960.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{rodadura} = (2,250 \text{ kg/m}^3) (0.05 \text{ m})(2.00 \text{ m}) = 225.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{viga} = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.55 \text{ m})(0.95 \text{ m}) = 1,254.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{CM} = 2,439.00 \text{ kg/m}$$

Peso de diafragma interno

$$P_{DI} = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.45 \text{ m})(0.90 - 0.20 \text{ m})(2.00 - 0.55 \text{ m}) = 1,096.20 \text{ kg}$$

Peso de diafragma externo

$$P_{DE} = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.30 \text{ m})(0.60 - 0.20 \text{ m})(2.00 - 0.55 \text{ m}) = 417.60 \text{ kg}$$

○ Cálculo de momento

$$M_{CM} = \frac{(2,439)(15)^2}{8} + \frac{1,096.20 * 15}{4} = 72,707.63 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

4.6.4.3. Cálculo de momento debido a impacto

El factor de incremento por carga dinámica corresponde al 33 %, según AASHTO 3.6.2.1.

$$M_{CV+IM} = (1 + 0.33) * 84,914.63 \text{ kg} \cdot \text{m} + 26,535.05 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CV+IM} = 139,471.51 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

4.6.4.4. Cálculo de momento total

$$M_u = (1.25 * 72,707.63) + (1.75 * (139,471.51 * 0.64))$$

$$M_u = 247,092.63 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

4.6.4.5. Cálculo de refuerzo

- Acero requerido

Para varillas número 10 ($\phi = 3.18 \text{ cm}$ y $A_v = 7.92 \text{ cm}^2$)

$$d = 115 - 5 - \frac{3.18}{2} = 106.82 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[(55 * 106.82) - \sqrt{(55 * 106.82)^2 - \frac{247,092.63 * 55}{0.003825 (281)}} \right] * \frac{0.85(281)}{4,200}$$

$$A_s = 68.14 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$A_{s_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{281}}{4,200} * (55 * 106.82) = 18.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min B}} = \frac{14.1}{4,200} * (55 * 106.82) = 19.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 19.72 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.5 * 0.020 * 55 * 106.82 = 73.44 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{min}} < A_s < A_{s_{max}}$, el acero a tensión a colocar es de 68.14 cm²

- Acero a tensión (cama inferior)

Utilizando 8 varillas número 10 ($A_v = 7.92 \text{ cm}^2$) en dos camas con eslabón de varilla número 4; y 3 varillas número 5 ($A_v = 1.98 \text{ cm}^2$) se cubre un área de acero de 69.28 cm², lo cual cumple con el requerido y es menor al máximo permitido.

- Acero de refuerzo a compresión (cama superior)

$$A_{s_{comp}} = \frac{1}{3} * 69.28 = 23.09 \text{ cm}^2$$

Utilizando 3 varillas número 10 ($A_v = 7.92 \text{ cm}^2$) y 2 varillas número 5 ($A_v = 1.98 \text{ cm}^2$), cubriendo así un área de acero de 27.71 cm² mayor al requerido a compresión y al mínimo designado por la sección.

- Refuerzo adicional por altura

Según AASHTO sección 5.10.6, el acero que se recomienda colocar adicional por la altura del elemento corresponde al acero por temperatura en cada cara lateral, mismo que no debe ser menor a 2.33 cm²/m ni ser mayor a 12.70 cm²/m.

$$A_{Stemp} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b + h)} cm^2/m$$

$$A_{Stemp} = \frac{0.18 * 0.55 * 1.15}{2 * (0.55 + 1.15)} = 3.35 cm^2/m$$

$$A_{Stemp} = 3.35 cm^2/m * 1.15m = 3.85 cm^2$$

Utilizando 2 varillas número 5 ($A_v = 1.98 cm^2$), en cada cara de la viga, se obtiene un área de acero de $3.96 cm^2$ lo cual cumple con el área de refuerzo adicional por altura obtenido, cabe recordar que ese armado se replica en la otra cara de la viga.

4.6.4.6. Cálculo de cortante

- Cortante por carga muerta

El cálculo del cortante en la reacción A producida por el peso propio de los elementos que interfieren en el análisis de diseño de viga interna se muestra a continuación.

$$\sum + \sum M_{Rb} = 0$$

$$2,439 * \frac{15^2}{2} + 1,096.20 * \frac{15}{2} + 417.60 * 15 - R_a(15.00) = 0$$

$$R_a = V_{CM} = 19,258.20 kg$$

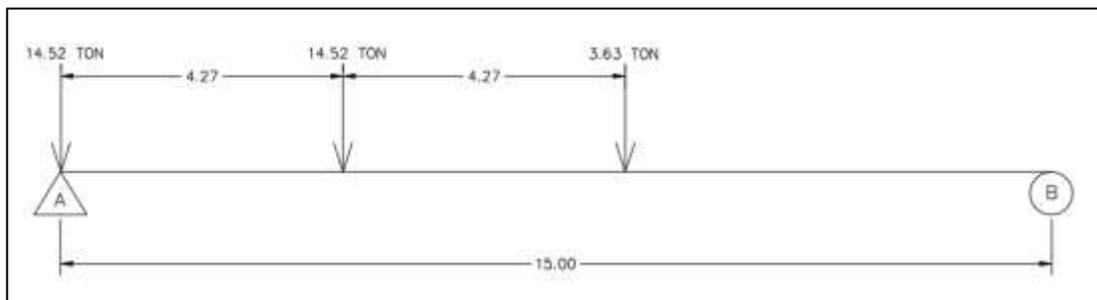
- Cortante por carga viva

- Camión de diseño

El cortante máximo por camión de diseño ocurre cuando la carga del eje más pesado se encuentra sobre el apoyo y el resto del vehículo está sobre la superestructura.

Figura 54.

Esquema para cortante máximo por camión de diseño



Nota. Dibujo cargas de camión de diseño actuantes sobre viga para cálculo de cortante máximo. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

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

$$14,520 * 15 + 14,520 * (15 - 4,27) + 3,630 * (15 - 4,27 - 4,27) + R_a * (15) = 0$$

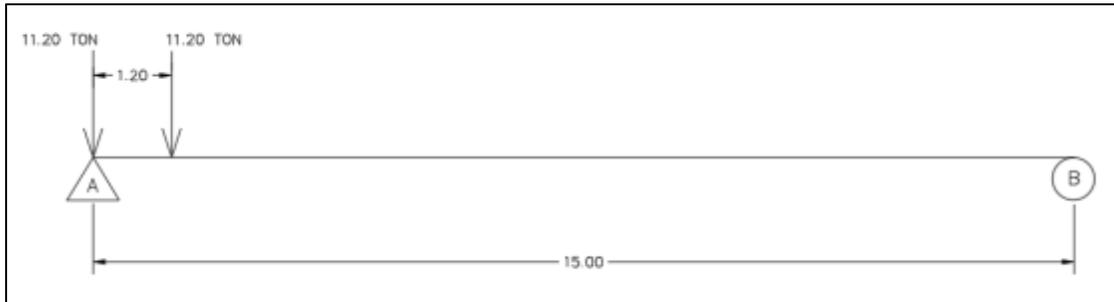
$$R_a = V_{CD} = 26,469.96 \text{ kg}$$

- Tándem de diseño

Se varían las cargas según el modelo del tándem de diseño, y la carga mayor de estas se sitúa sobre el apoyo y el resto del vehículo sobre la superestructura, de manera que se produzca el mayor cortante.

Figura 55.

Esquema para cortante máximo por tándem de diseño



Nota. Dibujo de cargas de tándem de diseño actuantes en viga para determinación de cortante máximo. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

$$\sum \mathcal{U} + \sum M_{Rb} = 0$$

$$11,200 * 15 + 11,200 * (15 - 1.20) - R_a * (15) = 0$$

$$R_a = V_{CD} = 21,504.00 \text{ kg}$$

- Carril de carga

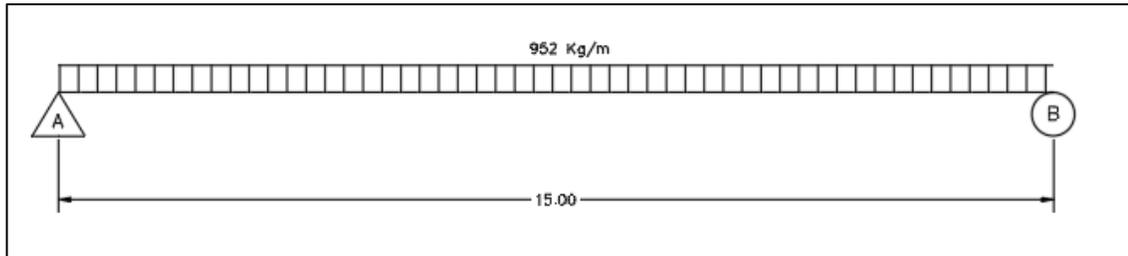
$$\sum \mathcal{U} + \sum M_{Rb} = 0$$

$$(15m * R_a) - \frac{952 \text{ kg/m} * (15m)^2}{2} = 0$$

$$R_a = V_{CC} = 7\ 140,00 \text{ kg}$$

Figura 56.

Esquema para cortante máximo por carril de carga



Nota. Dibujo carga de carril actuante en viga para determinación de cortante máximo. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Realizando la combinación más crítica a partir de los análisis previos, se procede a utilizar el cortante producido por la combinación de camión de diseño y carril de carga.

$$V_{CV+IM} = 26,469.96 \text{ kg} * 1.33 + 7,140.00 \text{ kg} = 42,345.05 \text{ kg}$$

- Factor de distribución por corte en vigas internas

Según la Tabla 4.6.2.2.3a-1 de AASHTO LRFD, sobre el factor de distribución de carga viva para corte en vigas interiores indica que debe de calcularse por medio de las siguientes expresiones y tomarse el más crítico.

Caso de un carril cargado

$$g = 0.36 + \frac{S}{7.60}$$

Caso de dos carriles cargados

$$g = 0.2 + \frac{S}{3.6} - \left(\frac{S}{10.7}\right)^2$$

Donde:

S = separación entre vigas o almas (m)

Caso de un carril cargado

$$g = 0.36 + \frac{2}{7.60} = 0.62$$

Caso de dos carriles cargados

$$g = 0.2 + \frac{2}{3.6} - \left(\frac{2}{10.7}\right)^2 = 0.72$$

Utilizando el valor más crítico obtenido ante los dos casos evaluados previamente, $g = 0.72$.

- Cortante último

$$V_u = (1.25 * V_{CM}) + (1.75 * (V_{CV+IM+FD}))$$

$$V_u = (1.25 * 19,258.20) + (1.75 * (42,345.05 * 0.72)) = 77,427.51 \text{ kg}$$

4.6.4.7. Cálculo de refuerzo a corte

- Cortante resistente del concreto

$$V_{CR} = 0.53 * 0.85 * 55 * 106.82 * \sqrt{281} = 44,367.32 \text{ kg}$$

Como el cortante último es mayor al cortante que resiste el concreto se debe reforzar a corte.

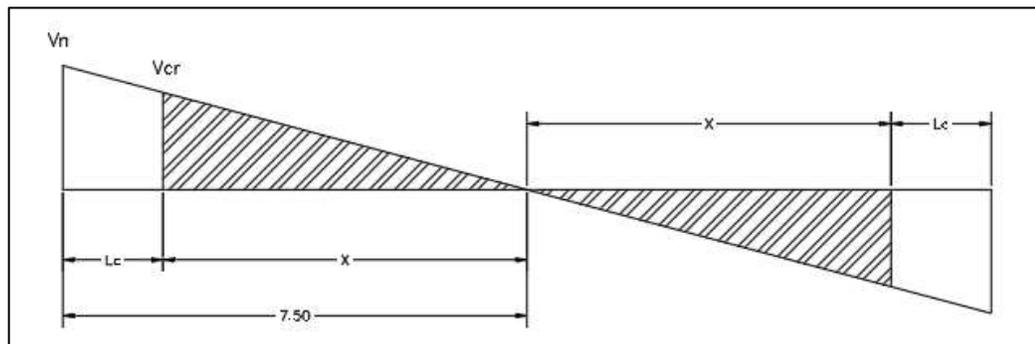
- Cortante nominal

$$V_n = \frac{77,427.51 \text{ kg}}{0.75} = 103,236.68 \text{ kg}$$

- Longitud de confinamiento

Figura 57.

Diagrama de corte que resiste el concreto



Nota. Diagrama de corte que resiste el concreto. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

$$\frac{V_n}{7.5} = \frac{V_{CR}}{X}$$

$$X = \frac{44,367.32 \text{ kg} * 7.5 \text{ m}}{103,236.68 \text{ kg}} = 3.22 \text{ m}$$

$$L_c = \frac{15 \text{ m}}{2} - 3.22 \text{ m} = 4.28 \text{ m} \approx 4.30 \text{ m}$$

- Espaciamiento

Se utilizará estribos de varilla número 4 ($A_v = 1.27 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{2 * 1.27 * 4,200 * 106.82}{103,236.68 - 44,367.32} = 19.36 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

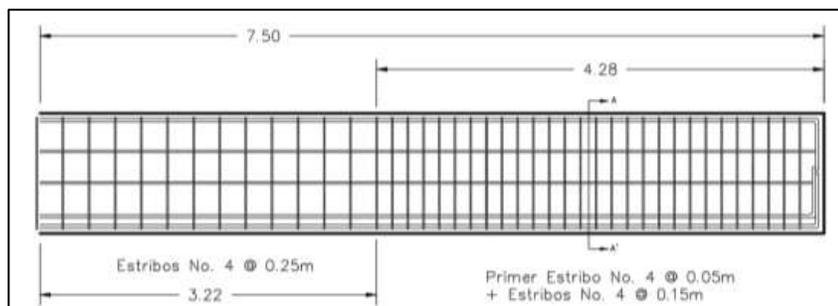
Y el espaciamiento en la zona no confinada, denominada X, según AASHTO 5.7.2.6-2 debe ser de 30 cm o a $d/2$.

$$S_{max} = \frac{106.82 \text{ cm}}{2} = 53.41 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

En la longitud de confinamiento se colocará el primer estribo a 5 cm y el resto a 15 cm, y en la zona de no confinamiento el estribo se colocará a 25 cm.

Figura 58.

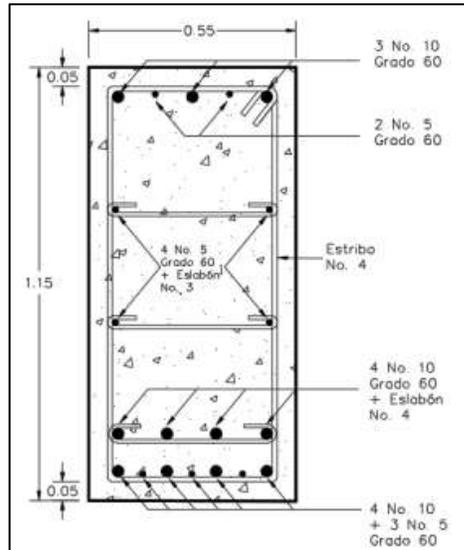
Detalle armado transversal de viga interior



Nota. Dibujo de armado transversal de viga interior. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Figura 59.

Detalle armado en sección de viga interior



Nota. Dibujo de armado de viga interior visto en sección. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.6.5. Diseño de vigas exteriores

Replicando la geometría de las vigas internas, la sección será de 115.00 centímetros de altura y 55.00 centímetros de base.

4.6.5.1. Cálculo de momento por sobrecarga

- Factor de distribución de carga

Según la Tabla 3.6.1.1.2-1 de AASHTO LRFD, el factor de presencia múltiple se aplica en la regla de la palanca o en requerimientos especiales para vigas externas en puentes viga-losa.

Tabla 54.

Factor de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Nota. Tabla 2.2 que relaciona factores de presencia múltiple según número de carriles cargados. Obtenido de AASHTO (2020). *Puentes con AASHTO LRFD 2017*. (p. 19).

Considerar que el factor de presencia múltiple variará por el número de carriles cargados según el análisis realizado para los factores de distribución de carga.

Para un carril cargado se utilizará $m = 1.20$ y para dos carriles cargados se utilizará $m = 1.00$.

Según la Tabla 4.6.2.2.2d-1 de AASHTO LRFD, sobre el factor de distribución de carga viva para momento en vigas exteriores indica que debe de calcularse de la siguiente manera.

Caso de un carril cargado

Para el caso de puentes de viga y losa con diafragmas rígidamente conectados según el artículo 4.6.2.2.2d, se calcula el factor de distribución de carga por medio del método de Courbon pues considera los diafragmas y las barreras.

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum X^2}$$

Donde:

R = reacción sobre la viga exterior en términos de carril

N_L = número de carriles cargados

N_b = número de vigas

e = excentricidad del camión de diseño o carril de carga respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas.

X_{ext} = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior.

X = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga.

$$R = \frac{1}{4} + \frac{3 * 1.80}{(4 - 1)^2 + (4 - 1 - 2)^2} = 0.52$$

Con el factor de presencia múltiple, $m = 1.20$

$$g = R = 1.20 * 0.52 = 0.62$$

Caso de dos carriles cargados

$$R = \frac{2}{4} + \frac{3 * (1.80 - 1.80)}{2 * ((4 - 1)^2 + (4 - 1 - 2)^2)} = 0.50$$

Con el factor de presencia múltiple, $m = 1.00$

$$g = R = 1.00 * 0.50 = 0.50$$

Utilizando el valor más crítico obtenido ante los dos casos evaluados previamente, $g = 0.62$.

- Momento máximo por sobrecarga

- Momento debido a camión de diseño

$$M_{CD} = 84,914.63 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento debido a tándem de diseño

$$M_{TD} = 77,280.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Realizado el análisis entre el tándem de diseño y el camión de diseño, el momento crítico será $84,914.63 \text{ kg} \cdot \text{m}$

- Momento debido a carril de carga

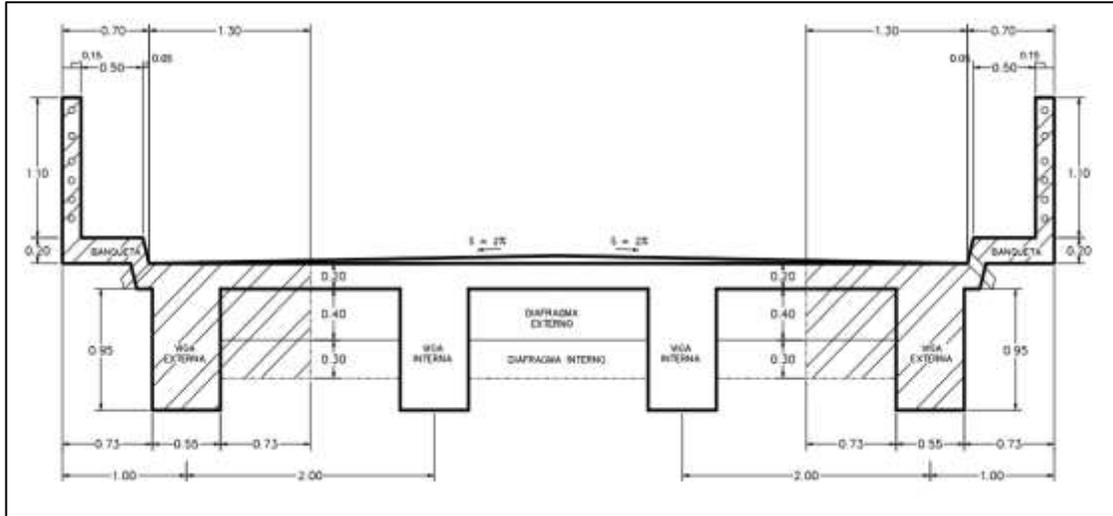
$$M_{CC} = 26,535.05 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

4.6.5.2. Cálculo de momento por carga muerta

Para el cálculo del momento por carga muerta se consideran las cargas generadas por el peso propio de la estructura, los cuales incluye el peso del barandal peatonal, banqueta, viga externa, losa y carpeta de rodadura.

Figura 60.

Área tributaria para viga externa



Nota. Dibujo del área tributaria de viga externa. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Para el peso del barandal se utilizan 45 kg/m, previamente calculado ver diseño de losa, y según AASHTO 3.6.1.6 se considera una carga peatonal de 367 kg/m² para veredas que son mayores a 60 centímetros.

$$W_{losa} = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.20 \text{ m})(2.00 - 1.00 \text{ m}) = 624.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{rodadura} = (2,250 \text{ kg/m}^3)(0.05 \text{ m})(2.00 - 1.00 \text{ m}) = 146.25 \text{ kg/m}$$

$$W_{viga} = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.55 \text{ m})(1.15 - 0.20 \text{ m}) = 1,254.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{banqueta} = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.20 \text{ m})(0.70 \text{ m}) = 336.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{barandal} = 45.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{carga\ peatonal} = (367 \text{ kg/m}^2)(0.70\text{m}) = 256.90 \text{ kg/m}$$

$$W_{CM} = 2,662.15 \text{ kg/m}$$

Peso de diafragma interno

$$P_{DI} = (2,400 \text{ kg/m}^3) (0.45 \text{ m})(0.90 - 0.20 \text{ m})(1.00 - 0.275 \text{ m}) = 548.10 \text{ kg}$$

Peso de diafragma externo

$$P_{DE} = (2,400 \text{ kg/m}^3) (0.30 \text{ m})(0.60 - 0.20 \text{ m})(1.00 - 0.275 \text{ m}) = 208.80 \text{ kg}$$

○ Cálculo de momento

$$M_{CM} = \frac{(2,662.15)(15)^2}{8} + \frac{548.10 * 15}{4} = 76,928.34 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

4.6.5.3. Cálculo de momento debido a impacto

$$M_{CV+IM} = 248,463.31 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

4.6.5.4. Cálculo de momento total

$$M_u = (1.25 * 76,928.34) + (1.75 * (248 463.31 * 0.62))$$

$$M_u = 248,463.31 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

4.6.5.5. Cálculo de refuerzo

- Acero requerido

Para varillas número 10 ($\emptyset = 3.18$ cm y $A_v = 7.92$ cm²)

$$d = 115 - 5 - \frac{3.18}{2}$$

$$d = 106.82 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[(55 * 106.82) - \sqrt{(55 * 106.82)^2 - \frac{248,463.31 * 55}{0.003825 * (281)}} \right] * \frac{0.85(281)}{4,200}$$

$$A_s = 68.57 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$A_{s_{min}} = 19.72 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.5 * 0.020 * 55 * 106.82$$

$$A_{s_{max}} = 73.44 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{min}} < A_s < A_{s_{max}}$, el acero a tensión a colocar es de 68.57 cm²

- Acero a tensión (cama inferior)

Utilizando 8 varillas número 10 ($A_v = 7.92 \text{ cm}^2$) y 3 varillas número 5 ($A_v = 1.98 \text{ cm}^2$) se cubre un área de acero de 69.28 cm^2 , lo cual cumple con el requerido y es menor al máximo permitido.

- Acero de refuerzo a compresión

$$A_{s_{comp}} = \frac{1}{3} * 69.28$$

$$A_{s_{comp}} = 23.09 \text{ cm}^2$$

Utilizando 3 varillas número 10 ($A_v = 7.92 \text{ cm}^2$) y 2 varillas número 5 ($A_v = 1.98 \text{ cm}^2$), cubriendo así un área de acero de 27.71 cm^2 mayor al requerido a compresión y al mínimo designado por la sección.

- Refuerzo adicional por altura

Según AASHTO sección 5.10.6, el acero que se recomienda colocar adicional por la altura del elemento corresponde al acero por temperatura en cada cara lateral, mismo que no debe ser menor a $2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$ ni ser mayor a $1.70 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$A_{s_{temp}} = \frac{0.18 * 0.55 * 1.15}{2 * (0.55 + 1.15)} = 3.35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * 1.15\text{m}$$

$$A_{s_{temp}} = 3.85\text{cm}^2$$

Utilizando 2 varillas número 5 ($A_v = 1.98 \text{ cm}^2$), en cada cara de la viga, se obtiene un área de acero de 3.96 cm^2 lo cual cumple con el área de refuerzo adicional por altura obtenido, cabe recordar que ese armado se replica en la otra cara de la viga.

4.6.5.6. Cálculo de cortante

- Cortante por carga muerta

$$\sum \mathcal{U} + \sum M_{Rb} = 0$$

$$2,662.15 * \frac{15^2}{2} + 548.10 * \frac{15}{2} + 208.80 * 15 - R_a(15.00) = 0$$

$$R_a = V_{CM} = 20,448.98 \text{ kg}$$

- Cortante por carga viva
 - Camión de diseño

$$\sum \mathcal{U} + \sum M_{Rb} = 0$$

$$14,520 * 15 + 14,520 * (15 - 4.27) + 3,630 * (15 - 4.27 - 4.27) + R_a * (15) = 0$$

$$R_a = V_{CD} = 26,469.96 \text{ kg}$$

- Tandem de diseño

$$\sum \mathcal{U} + \sum M_{Rb} = 0$$

$$11,200 * 15 + 11,200 * (15 - 1.20) - R_a * (15) = 0$$

$$R_a = V_{CD} = 21,504.00 \text{ kg}$$

- Carril de carga

$$\sum \mathcal{U} + \sum M_{Rb} = 0$$

$$(15m * R_a) - \frac{952 \text{ kg/m} * (15m)^2}{2} = 0$$

$$R_a = V_{CC} = 7,140.00 \text{ kg}$$

Realizando la combinación más crítica a partir de los análisis previos, se procede a utilizar el cortante producido por la combinación de camión de diseño y carril de carga.

$$V_{CV+IM} = 26,469.96 \text{ kg} * 1.33 + 7,140.00 \text{ kg} = 42,345.05 \text{ kg}$$

- Factor de distribución por corte en vigas externas

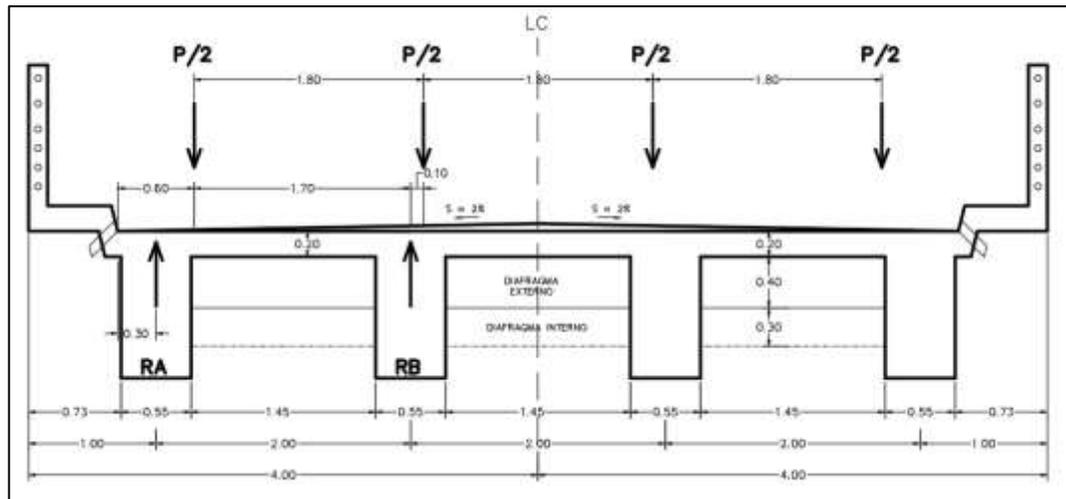
Según la Tabla 4.6.2.2.3b-1 de AASHTO LRFD, sobre el factor de distribución de carga viva para corte en vigas externas indica que debe de calcularse por medio de las siguientes expresiones y tomarse el más crítico.

- Caso de un carril cargado

Regla de la palanca

Figura 61.

Esquema de factor de distribución para cortante de un carril



Nota. Dibujo de cargas vivas actuantes visto en sección del puente para determinar cortante de un carril. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

$$Ra = \left(\frac{P}{2}\right) * \left(\frac{1.70}{2} - \frac{0.1}{2}\right) = 0.40 P$$

Para factor de presencia múltiple, $m = 1.20$

$$g = 0.40 * 1.20 = 0.48$$

○ Caso de dos carriles cargados

$$g = 0.6 + \frac{S}{3,000} = 0.60 + \frac{300}{3,000} = 0.70$$

Para factor de presencia múltiple, $m = 1.00$

$$g = 0.70 * 1.00 = 0.70$$

Utilizando el valor más crítico obtenido ante los dos casos evaluados previamente, $g = 0.70$.

- Cortante último

$$V_u = (1.25 * V_{CM}) + (1.75 * (V_{CV+IM+FD}))$$

$$V_u = (1.25 * 20,448.98) + (1.75 * (42,345.05 * 0.70))$$

$$V_u = 77,433.91 \text{ kg}$$

4.6.5.7. Cálculo de refuerzo a corte

- Cortante resistente del concreto

$$V_{CR} = 44,367.32 \text{ kg}$$

Como el cortante último es mayor al cortante que resiste el concreto se debe reforzar a corte.

- Cortante nominal

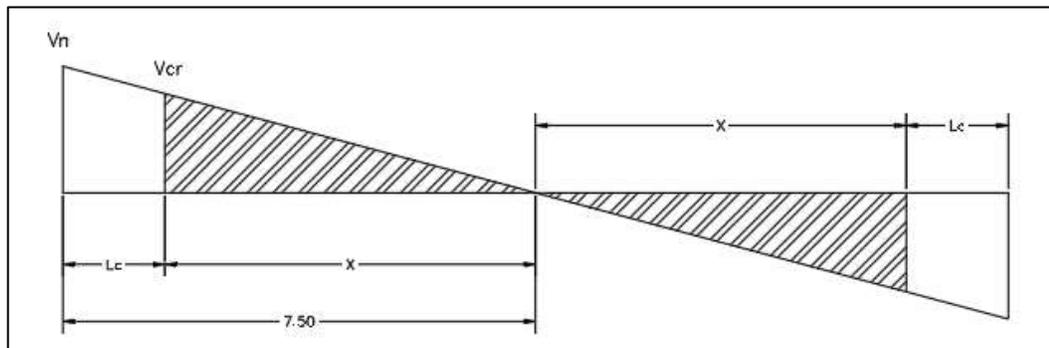
$$V_n = \frac{77,433.91 \text{ kg}}{0.75}$$

$$V_n = 103,245.21 \text{ kg}$$

- Longitud de confinamiento

Figura 62.

Diagrama de corte que resiste el concreto



Nota. Diagrama de corte que resiste el concreto. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

$$\frac{Vn}{7.5} = \frac{V_{CR}}{X}$$

$$X = \frac{44,367.32 \text{ kg} * 7.5 \text{ m}}{103,245.21 \text{ kg}} = 3.22 \text{ m}$$

$$Lc = \frac{15 \text{ m}}{2} - 3.22 \text{ m} = 4.28 \text{ m} \approx 4.40 \text{ m}$$

- Espaciamiento

Se utilizará estribos de varilla número 4 ($A_v = 1.27 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{2 * 1.27 * 4,200 * 106.82}{103,245.21 - 44,367.32} = 19.36 \text{ cm}$$

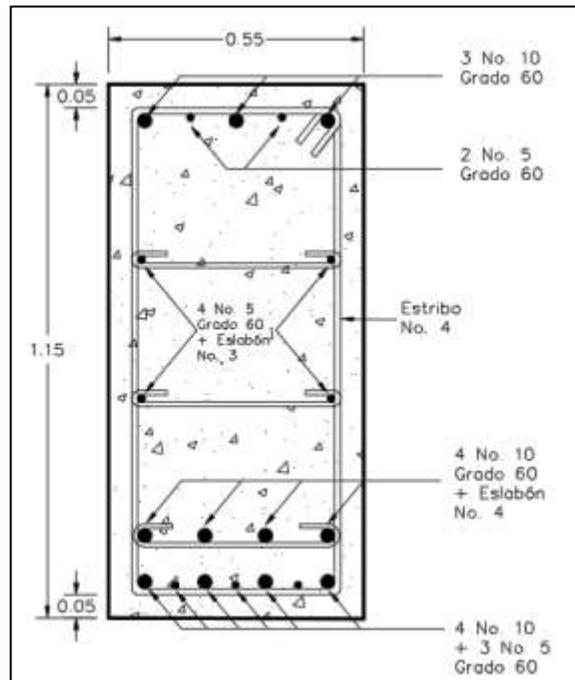
$$S \approx 15 \text{ cm}$$

Y el espaciamiento en la zona no confinada, denominada X, según AASHTO 5.7.2.6-2 debe ser de 30 cm o a $d/2$. $S_{max} = 25 \text{ cm}$.

En la longitud de confinamiento se colocará el primer estribo a 5 cm y el resto a 15 cm, y en la zona de no confinamiento el estribo se colocará a 25 cm.

Figura 63.

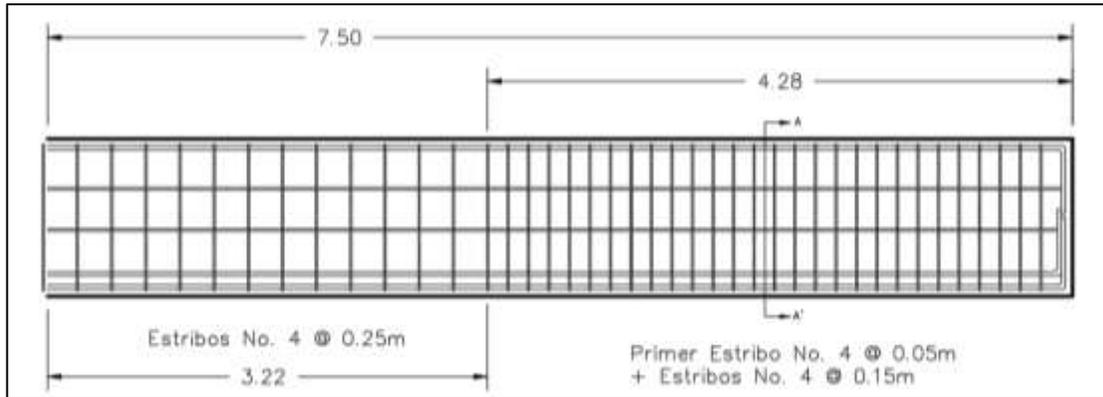
Detalle armado longitudinal de viga interior



Nota. Dibujo de armado de visto en sección de la viga interior. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Figura 64.

Detalle armado transversal de viga interior



Nota. Dibujo de armado de viga interior. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.6.6. Diseño de diafragma interno

En el puente se tiene un diafragma interno a la mitad de la luz y dos diafragmas externos ubicados en cada extremo del mismo. El ancho mínimo usual es de 30 cm y el alto de los diafragmas interiores es de $\frac{3}{4} h$, de las vigas, los diafragmas externos pueden ser $\frac{1}{2} h$, de las vigas.

Los diafragmas deben diseñarse para soportar su propio peso, por lo que se debe reforzar en la cama superior e inferior el acero mínimo.

$$H_{d \text{ int}} = \frac{3 * H_{viga}}{4} = \frac{3 * 115 \text{ cm}}{4} = 86.25 \text{ cm}$$

$$H_{d \text{ int}} \approx 90 \text{ cm}$$

$$B = 45 \text{ cm}$$

4.6.6.1. Cálculo de peralte

Para varillas número 8 ($\phi = 2.54$ cm y $A_v = 5.07$ cm²)

$$d = 90 - 5 - \frac{2.54}{2} = 83.73 \text{ cm}$$

4.6.6.2. Cálculo de refuerzo

- Acero mínimo

$$A_{S_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} * b * d = \frac{0.8\sqrt{281}}{4,200} * (45 * 83.73) = 12.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min B}} = \frac{14.1}{fy} * b * d = \frac{14.1}{4,200} * (45 * 83.73) = 12.65 \text{ cm}^2$$

Utilizando el valor numérico mayor de los dos resultados obtenidos previamente, se tiene el acero mínimo siguiente

$$A_{S_{\min}} = 12.65 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo longitudinal

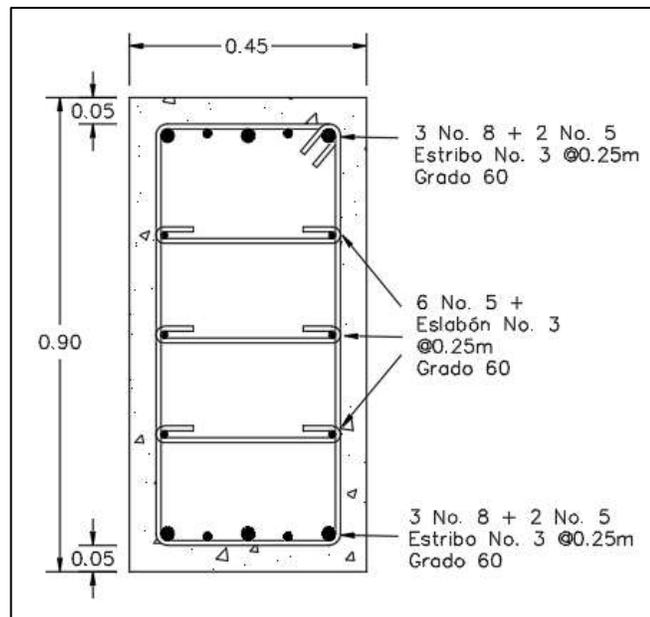
Se colocarán 2 varillas número 8 ($A_v = 5.07$ cm²) y 2 varillas número 5 ($A_v = 1.98$ cm²) en cada cama, superior e inferior, del diafragma; y 6 varillas número 4 ($A_v = 1.27$ cm²), en el centro de la sección como refuerzo adicional por altura.

- Refuerzo a corte

Se colocarán estribos de varillas número 3, el primero a 5 centímetros y el resto a 25 centímetros.

Figura 65.

Detalle de armado de diafragma interior



Nota. Dibujo de armado visto en sección de diafragma interior. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.6.7. Diseño de diafragma externo

En el puente se tiene un diafragma interno a la mitad de la luz y dos diafragmas externos ubicados en cada extremo del mismo. El ancho mínimo usual es de 30 cm y el alto de los diafragmas interiores es de $\frac{3}{4} h$, de las vigas, los diafragmas externos pueden ser $\frac{1}{2} h$, de las vigas.

Los diafragmas deben diseñarse para soportar su propio peso, por lo que se debe reforzar en la cama superior e inferior el acero mínimo.

$$H_{d \text{ ext}} = \frac{H_{\text{viga}}}{2} = \frac{115 \text{ cm}}{2} = 57.50 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

$$B = 30 \text{ cm}$$

4.6.7.1. Cálculo de peralte

Para varillas número 5 ($\phi = 1.59 \text{ cm}$ y $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$d = 60 - 5 - \frac{1.59}{2} = 54.21 \text{ cm}$$

4.6.7.2. Cálculo de refuerzo

- Acero mínimo

$$A_{S_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d = \frac{0.8\sqrt{281}}{4,200} * (30 * 54.21) = 5.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min B}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4,200} * (30 * 54.21) = 5.46 \text{ cm}^2$$

Utilizando el valor numérico mayor de los dos resultados obtenidos previamente, se tiene el acero mínimo siguiente

$$A_{S_{\min}} = 5.46 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo longitudinal

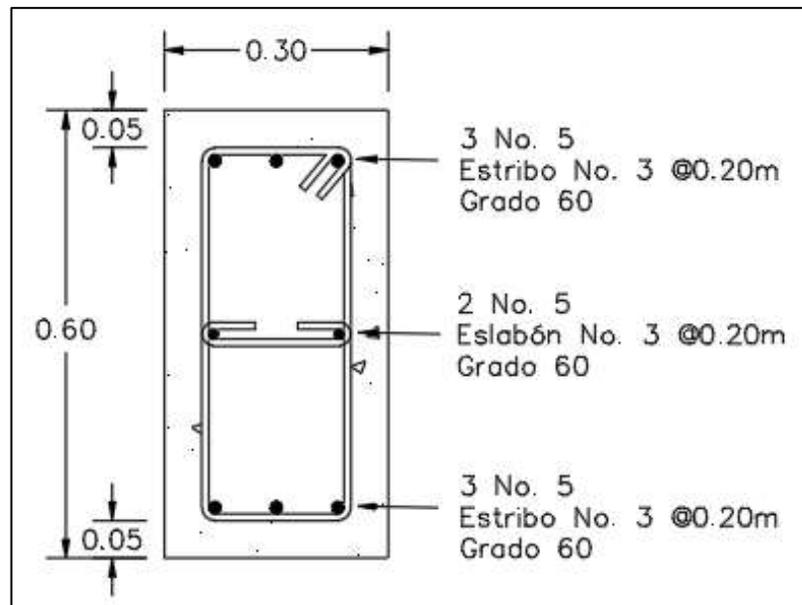
Se colocarán 3 varillas número 5 ($A_v = 1.98 \text{ cm}^2$) en cada cama, superior e inferior, del diafragma; y 2 varillas número 4 ($A_v = 1.27 \text{ cm}^2$) en el centro de la sección, como refuerzo adicional por altura.

- Refuerzo a corte

Se colocarán estribos de varillas número 3, el primero a 5 centímetros y el resto a 20 centímetros.

Figura 66.

Detalle de armado de diafragma exterior



Nota. Dibujo de armado visto en sección de diafragma exterior. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.6.8. Diseño de barandal

El diseño del barandal parte del mismo procedimiento demostrado en el capítulo 2 del presente trabajo, utilizando la sección AASHTO 13.8. La baranda consta longitudinalmente de 6 tubos galvanizados de 2 pulgadas de diámetro, conectados a postes de concreto que tienen una altura de 1.10 metros y sección de 0.15 m X 0.15 m, la separación entre los postes será de 2 metros a ejes.

4.6.8.1. Diseño de riel

Momento del tubo en condiciones críticas

$$M = \frac{91 * 2}{8} + \frac{75 * 2^2}{10} = 52.75 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Resistencia del tubo propuesto

$$M_r = \frac{2 * 0.66 * 20,000}{2,375} = 11,171.92 \text{ lb} \cdot \text{pulg} \approx 128.98 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Como $M_r > M$, el tubo galvanizado propuesto, de 2 pulgadas de diámetro si soporta el momento actuante cédula 40.

4.6.8.2. Diseño de poste

- Momento de diseño

Valor de la carga concentrada

$$P_{LL} = 91 + 75 \text{kg/m} * 2\text{m} = 241.00 \text{ kg}$$

La evaluación se hace en forma crítica

$$M = \sum P * L$$

$$M_u = (241 * 1.00) + (150 * 1.00) + (150 * 0.80) + (150 * 0.60) + (150 * 0.45) \\ + (150 * 0.30) + (150 * 0.15)$$

$$M_u = 736.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Acero de refuerzo
 - Acero mínimo y máximo

$$A_{s_{min}} = 1 \% * 15 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 8 \% * 15 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 18.00 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido

$$A_s = \left[(15 * 12) - \sqrt{(15 * 12)^2 - \frac{736 * 15}{0.003825 * 281}} \right] * \frac{0.85 * 281}{2,810}$$

$$A_s = 2.67 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{min}} < A_s < A_{s_{max}}$, se utilizarán 4 varillas número 3 = 2.85 cm² para satisfacer dicho acero.

- Refuerzo a corte

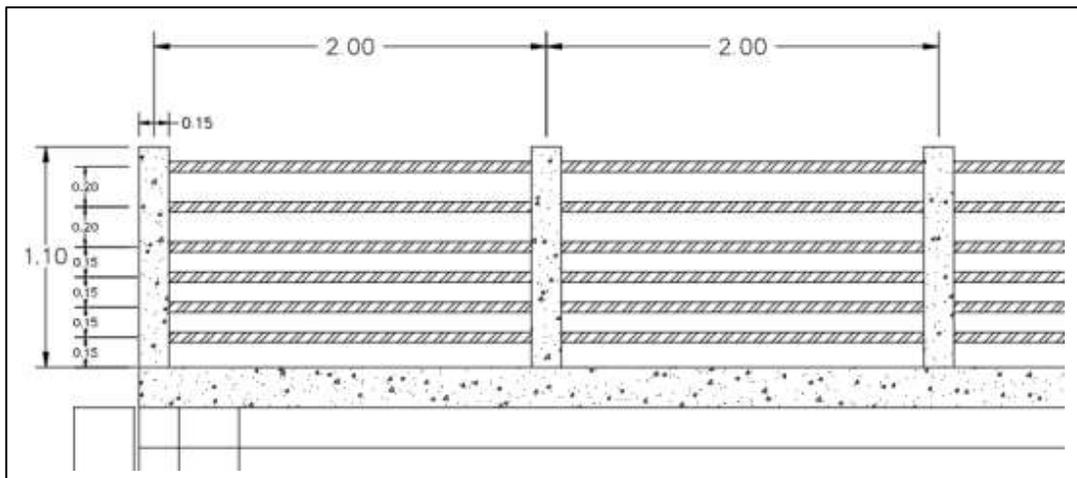
$$V_{actuando} = 241 \text{ kg} + (150 \text{ kg} * 6) = 1,141.00 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.53 * \phi * b * d * \sqrt{f'c} = 0.53 * 0.85 * 15 * 12 * \sqrt{281} = 1,359.32 \text{ kg}$$

Como $V_{act} < V_{CR}$, se colocará el mínimo refuerzo a corte aceptable. Se utilizará estribos número 3 a cada 15 centímetros.

Figura 67.

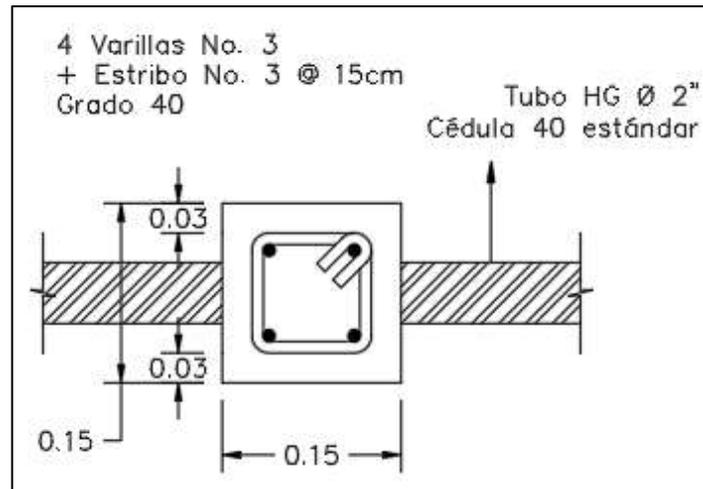
Detalle de barandal conjunto



Nota. Dibujo de detalle conjunto de postes y rieles que forman el barandal del puente vehicular. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Figura 68.

Sección de armado de poste



Nota. Dibujo de armado de poste de barandal visto en sección. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.7. Diseño de subestructura

La subestructura del puente consta de estribos de concreto ciclópeo, apoyos de almohadillas de neopreno, cortinas y vigas de apoyo de concreto armado.

4.7.1. Diseño de cortina

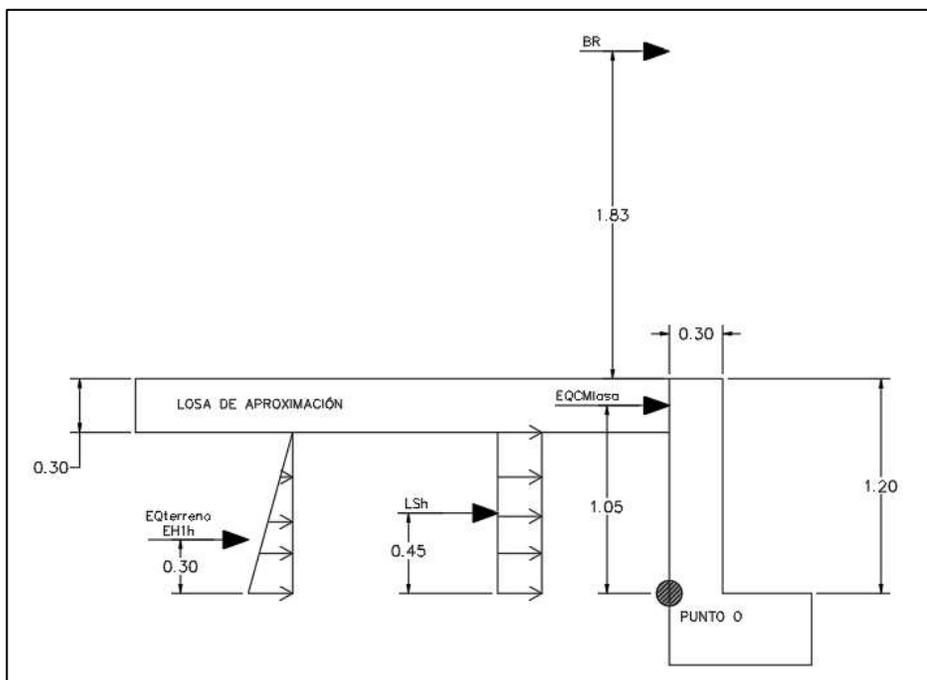
De la altura de las vigas y tomando en cuenta la altura de la almohadilla de neopreno, la cortina será de 120 centímetros de altura y un ancho de 30 centímetros.

4.7.1.1. Cálculo de momento por empuje de suelo

Es el momento producido por el empuje del suelo a la cortina.

Figura 69.

Diagrama de cuerpo libre de cortina



Nota. Dibujo de cargas actuantes en cortina. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

- Coeficiente de empuje lateral activo

Utilizando un material de relleno de mezclas de grava y arena, el ángulo de fricción entre el concreto y el relleno es de 30° según la Tabla 5 mostrada en el capítulo 2 del presente trabajo, y asumiendo un peso específico del material de $1,500 \text{ kg/m}^3$.

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(21 + 30) * \sin(21 - 0)}{\sin(90 - 30) * \sin(90 + 0)}} \right]^2 = 2.46$$

$$K_a = \frac{\sin^2(90 + 21)}{2.46 * [\sin^2(90) * \sin(90 - 30)]} = 0.41$$

- Empuje lateral activo del suelo

$$EH = \frac{1}{2} * 0.41 * 1,500 \frac{kg}{m^3} * (1.20 - 0.30 m)^2 = 249.08 kg/m$$

- Carga vertical producida por EH

$$EH_v = EH * \sin(\delta) = 249.08 kg/m * \sin(30) = 124.54 kg/m$$

- Carga horizontal producida por EH

$$EH_h = EH * \cos(\delta) = 249.08 kg/m * \cos(30) = 215.71 kg/m$$

- Momentos por empuje de suelo

- Momento por empuje lateral horizontal

$$M_{EH_h} = 215.71 kg/m * \frac{1.20 - 0.30 m}{3} = 64.71 kg \cdot m/m$$

4.7.1.2. Cálculo de momento por sobrecarga viva

Según la Tabla 6 mostrada en el capítulo 2, la altura equivalente de suelo para carga vehicular será 0,90m.

$$\Delta_p = 0.41 * 1,500 \text{ kg/m}^3 * 0.90\text{m} = 553.50 \text{ kg/m}^2$$

$$LS = 553.50 \text{ kg/m}^2 * (1.20 - 0.30 \text{ m}) = 498.15 \text{ kg/m}$$

- Carga vertical producida por LS

$$LSv = LS * \sin(\delta) = 498.15 \text{ kg/m} * \sin(30) = 249.08 \text{ kg/m}$$

- Carga horizontal producida por LS

$$LS_h = LS * \cos(\delta) = 498.15 \text{ kg/m} * \cos(30) = 431.41 \text{ kg/m}$$

- Momentos por sobrecarga viva

- Momento horizontal por sobrecarga viva

$$M_{LS_h} = 431.41 \text{ kg/m} * \frac{(1.20 - 0.30 \text{ m})}{2} = 194.13 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

4.7.1.3. Cálculo de momento de fuerza de frenado

- Fuerza de frenado

- 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.

$$BR_1 = 0.25 * 14,520 \text{ kg} = 3,630.00 \text{ kg}$$

- 5 % del camión de diseño + carril de carga, o 5 % del tándem de diseño + carril de carga.

$$BR_2 = 0.05 * (32,670 \text{ kg} + (952 \text{ kg/m} * 15 \text{ m})) = 2,347.50 \text{ kg}$$

El valor mayor utilizado para fuerza de frenado es 3,630.00 kg.

- Carga distribuida a lo largo de cortina por fuerza de frenado

$$BR = \frac{3,630.00 \text{ kg}}{8.00 \text{ m}} = 453.75 \text{ kg/m}$$

- Momento por fuerza de frenado

$$MBR = BR * d = 453.75 \text{ kg/m} * (1.20 \text{ m} + 1.83 \text{ m}) = 1,374.86 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

4.7.1.4. Cálculo de momento por sismo

- Coeficiente de aceleración máxima del suelo

Los valores procedentes del análisis y cálculo del capítulo 2 pueden utilizarse para este proyecto ya que se encuentra en el mismo municipio.

$$AMS_d = 0.40 * 1.27 = 0.508$$

- Coeficiente de aceleración horizontal

$$K_h = AMS_d * 0.50 = 0.508 * 0.50 = 0.25$$

- Coeficiente de aceleración vertical

$$K_v = 0$$

- Coeficiente de presión activa sísmica

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{0.25}{1 - 0} \right] = 14.04^\circ$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(21^\circ + 30^\circ) * \sin(21^\circ - 14.04^\circ - 0^\circ)}{\cos(30^\circ + 0^\circ + 14.04^\circ) * \cos(0^\circ + 0^\circ)}} \right]^2 = 1.85$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(21^\circ - 14.04^\circ - 0^\circ)}{1.85[\cos(21^\circ) * \cos^2(0^\circ) * \cos(30^\circ + 0^\circ + 14.04^\circ)]} = 0.76$$

- Fuerza de presión dinámica del terreno

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * 0.76 * (1.20 - 0.30 \text{ m})^2 * 1,500 \text{ kg/m}^3 = 461.70 \text{ kg/m}$$

- Fuerza de acción sísmica

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH = 461.70 \text{ kg/m} - 249.08 \text{ kg/m} = 212.62 \text{ kg/m}$$

- Momento por fuerza de sismo por terreno

$$M_{EQ_{terr}} = 212.62 \text{ kg/m} * \frac{1.20 - 0.30 \text{ m}}{2} = 95.68 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

- Fuerza de sismo producido por losa de aproximación

$$EQ_{CM \text{ losa}} = 0.30 \text{ m} * 6.60 \text{ m} * 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.25 = 1,188.00 \text{ kg/m}$$

- Momento de fuerza de sismo producido por losa de aproximación

$$M_{EQCMlosa} = \frac{1,188.00kg}{m} * \left(1.20m - \frac{0.30m}{2}\right) = 1,247.40 \text{ kg} \cdot m/m$$

4.7.1.5. Cálculo de momento último en cortina

Para el momento último que soportan las cortinas se utilizará el mayor valor numérico obtenido de las combinaciones de carga para Resistencia I y Evento Extremo I, para cargas de sismo, empleando las ecuaciones por factores de carga indicadas en el artículo 3.4.1 AASHTO.

$$M_{R1} = 1.50 M_{EH} + 1.75M_{LSh} + 1.75M_{BR}$$

$$M_{R1} = \left(1.50 * 64.71 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m}\right) + \left(1.75 * 194.13 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m}\right) + \left(1.75 * 1,374.86 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m}\right)$$

$$M_{R1} = 2,842.80 \text{ kg} \cdot m/m$$

$$M_{E1} = 1.50M_{EH} + 0.50M_{LSh} + 0.5M_{BR} + 1.00M_{(EQterr+EQlosa)}$$

$$M_{E1} = \left(1.50 * 64.71 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m}\right) + \left(0.50 * 194.13 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m}\right) + \left(0.50 * 1,374.86 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m}\right) + \left(1.00 * 95.68 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m}\right) + \left(1.00 * 1,247.40 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m}\right)$$

$$M_{E1} = 2,224.64 \text{ kg} \cdot m/m$$

Por lo tanto, el momento último se define como $M_u = 2,842.80 \text{ kg} \cdot m/m$

4.7.1.6. Cálculo del refuerzo longitudinal

- Acero requerido

Para varillas número 5 ($\phi = 1.59 \text{ cm}$ y $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$d = 30 - 5 - \frac{1.59}{2} = 24.21 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[(120 * 24.21) - \sqrt{(120 * 24.21)^2 - \frac{2,842.80 * 100}{0.003825 (281)}} \right] * \frac{0.85(281)}{4,200}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$A_{s_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} * b * d = \frac{0.8\sqrt{281}}{4,200} * (120 * 24.21) = 9.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min B}} = \frac{14.1}{fy} * b * d = \frac{14.1}{4,200} * (120 * 24.21) = 9.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 9.75 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0.5 * 0.020 * 120 * 24.21 = 29.05 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s_{min}} < A_{s_{max}}$ entonces el acero a utilizar para reforzar la cortina es el acero mínimo el cual corresponde a 9.75 cm^2 .

Utilizando varillas número 5 ($A_s = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$\# \text{ varillas} = \frac{6.91 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 4.92 \approx 6 \text{ varillas no. 5}$$

Se utilizarán 6 varillas número 5 grado 60 en cama superior e inferior del elemento.

4.7.1.7. Cálculo cortante

Se utilizará el mayor valor numérico obtenido de las combinaciones de carga para Resistencia I y Evento Extremo I, para cargas de sismo, empleando las ecuaciones por factores de carga indicadas en el artículo 3.4.1 AASHTO.

$$V_{R1} = 1.50 V_{EH} + 1.75 V_{LSh} + 1.75 V_{BR}$$

$$V_{R1} = \left(1.50 * 215.71 \frac{kg}{m}\right) + \left(1.5 * 431.41 \frac{kg}{m}\right) + \left(1.75 * 453.75 \frac{kg}{m}\right)$$

$$V_{R1} = 1,872.60 \text{ kg/m}$$

$$V_{E1} = 1.50 V_{EH} + 0.50 V_{LSh} + 0.50 V_{BR} + 1.0 V_{(EQterr+EQlosa)}$$

$$V_{E1} = \left(1.50 * 215.71 \frac{kg}{m}\right) + \left(0.50 * 431.41 \frac{kg}{m}\right) + \left(0.5 * 453.75 \frac{kg}{m}\right) + \left(1.00 * 212.62 \frac{kg}{m}\right) + \left(1.00 * 1,188.00 \frac{kg}{m}\right)$$

$$V_{E1} = 2,166.77 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto, el cortante último se define como $V_u = 2,166.77 \text{ kg/m}$

4.7.1.8. Cálculo del refuerzo a corte

- Cortante resistente del concreto

$$V_{CR} = 0.53 * \phi * b * d * \sqrt{f'c} = 0.53 * 0.85 * 120 * 24.21 * \sqrt{281}$$

$$V_{CR} = 21,939.36 \text{ kg}$$

Como $V_{CR} > V_u$, para una franja unitaria de un metro, no se requiere de refuerzo a corte, por lo que se coloca el mínimo refuerzo a corte aceptable.

$$S = \frac{d}{2} = \frac{24.21}{2} = 12.11 \text{ cm}$$

$$S \approx 10 \text{ cm}$$

Se utilizará estribos de varilla número 3 con espaciamiento entre varillas de 10.00 cm.

4.7.2. Diseño de viga de apoyo

$$b_{va} = 0.80 \text{ m}$$

$$h_{va} = 0.40 \text{ m}$$

4.7.2.1. Cálculo de refuerzo longitudinal

- Peralte

Para varillas número 5 ($\phi = 1.59 \text{ cm}$ y $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$d = 40 - 5 - \frac{1.59}{2} = 34.21 \text{ cm}$$

- Acero mínimo

$$A_{S_{\min A}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} * b * d = \frac{0.8\sqrt{281}}{4,200} * (80 * 34.37) = 8.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min B}} = \frac{14.1}{fy} * b * d = \frac{14.1}{4,200} * (80 * 34.37) = 9.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = 9.19 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo longitudinal

Se utilizará como acero mínimo el mayor del resultado anterior, para reforzar la cortina el cual corresponde a 9.19 cm^2 .

Utilizando varillas número 5 ($A_s = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$\# \text{ varillas} = \frac{9.19 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 4.64 \approx 5 \text{ varillas no. 5}$$

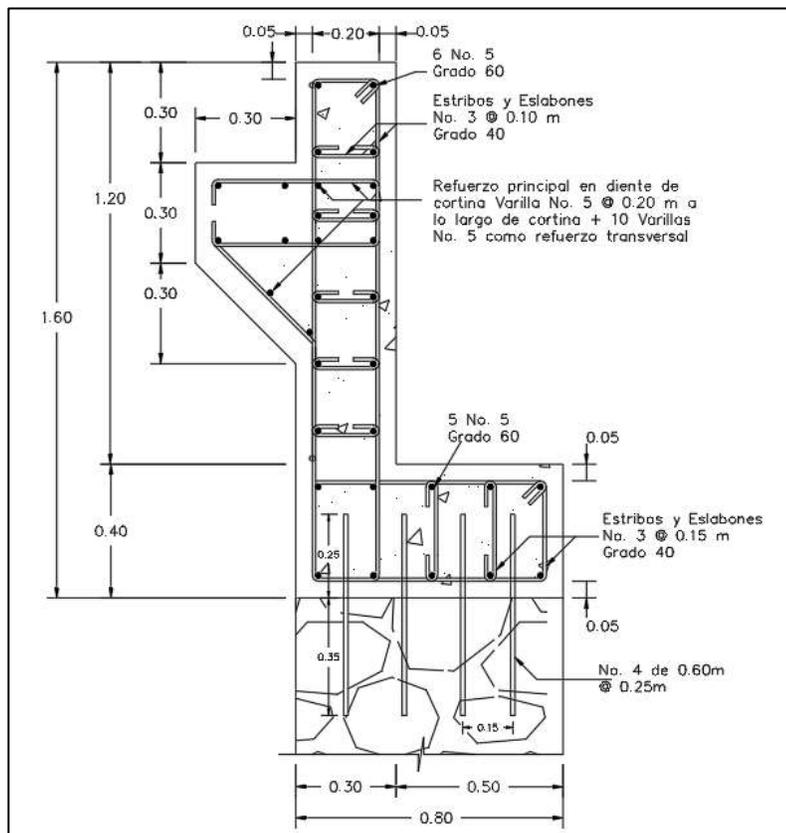
Se utilizarán 5 varillas número 5 grado 60 en cama superior e inferior del elemento.

4.7.2.2. Cálculo de refuerzo a corte

Se colocarán estribos de varillas número 3 a cada 15 centímetros.

Figura 70.

Sección de armado de cortina y viga de apoyo



Nota. Dibujo de armado de viga de apoyo y cortina, con ménsula o diente y anclaje a estribo.
Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.7.3. Diseño de almohadilla

La metodología utilizada para el diseño de apoyos elastómeros reforzados con acero será el método A de la AASHTO 14.7.5.1; mismo procedimiento mostrado en el capítulo 2.

4.7.3.1. Cálculo de cortante en apoyo

$$V_u = V_{CM} + V_{CV+FD}$$

$$V_u = 20,448.98 \text{ kg} + (42,345.05 * 0.70) = 50,090.52 \text{ kg}$$

4.7.3.2. Cálculo de dimensiones

$$A_s = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{50,090.52 \text{ kg}}{87.87 \text{ kg/cm}^2} = 570.05 \text{ cm}^2$$

Se adopta una almohadilla de neopreno de 40.00 cm de ancho y un largo de 20.00 cm.

4.7.3.3. Composición del apoyo

- Factor de forma mínimo

$$S_{i \text{ min}} \geq \frac{\sigma_s}{1.25 * G} = \frac{P}{A_s * 1.25 * G}$$

$$S_{i \text{ min}} \geq \frac{50,090.52 \text{ kg}}{20\text{cm} * 40\text{cm} * 1.25 * 9.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$S_{i \min} \geq 5.48$$

- Espesor para capas internas

$$h_{ri} \leq \frac{20\text{cm} * 40\text{cm}}{2 * 5.48 * (20\text{cm} + 40\text{cm})} = 1.22 \text{ cm}$$

El espesor de una capa interna será de 1.00 cm = 10.00 mm, y se procede a comprobar el cumplimiento del factor de forma con este valor de la capa interna del apoyo.

$$S_i = \frac{20\text{cm} * 40\text{cm}}{2 * 1\text{cm} * (20\text{cm} + 40\text{cm})} = 6.67$$

Como $S_i > S_{i \min}$ el espesor de capa interna propuesto es correcto.

- Espesor para capas externas

$$h_{re} \leq 70 \% * 1.00 \text{ cm} = 0.70 \text{ cm}$$

El espesor de una capa externa será de 0.50 cm = 5.00 mm, para que el espesor total de la almohadilla sea de 5.00 cm.

- Número de capas internas

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

$$n > \frac{6.67^2}{22} = 2.02 \approx 3$$

Se tendrá 3 capa internas en la composición de la almohadilla de neopreno, y se procede a comprobar la expresión utilizada.

$$\frac{S_i^2}{n} < 22 \quad \frac{6.67^2}{1} = 14.83 < 22$$

Como $14.83 < 22$, el número de capas propuesto para el espesor interno de la almohadilla es correcto.

- Espesor de placas de refuerzo

El espesor mínimo para la placa de refuerzo es calculado así

$$h_{s \min} = \frac{1}{16} \text{ pulg} \approx 0.16 \text{ cm}$$

Y el espesor de la placa de refuerzo es calculado con la siguiente expresión.

$$h_s \geq \frac{3 * 1\text{cm} * 50,090.52 \text{ kg}}{40\text{cm} * 20\text{cm} * 2,530.62 \text{ kg/cm}^2} = 0.07 \text{ cm} \approx 0.7 \text{ mm}$$

$$h_s = 0.25 \text{ cm} = 2.50 \text{ mm}$$

Como $0.16\text{cm} < 0.25\text{cm} > 0.07\text{cm}$, el espesor del refuerzo propuesto de 2.50 mm es correcto y se utilizarán 4 capas de refuerzo.

- Altura total del elastómero

$$H = 3 * 1.00 \text{ cm} + 2 * 0.50\text{cm} + (1 + 3) * 0.25 \text{ cm} = 5 \text{ cm} = 50.00 \text{ mm}$$

4.7.3.4. Chequeos del apoyo

- Estabilidad en el apoyo

$$H \leq L/3 \quad \text{y} \quad H \leq W/3$$

$$50 \text{ mm} \leq 200\text{mm} /3$$

$$50 \text{ mm} \leq 400\text{mm} /3$$

$$50 \text{ mm} \leq 66.67 \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} \leq 133.33 \text{ mm}$$

Las dimensiones propuestas cumplen con los esfuerzos a compresión.

- Esfuerzo a compresión por carga aplicada

$$\sigma_s \leq 87.87 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\frac{50,090.52 \text{ kg}}{40\text{cm} * 20\text{cm}} \leq 87.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{50,090.52 \text{ kg}}{40\text{cm} * 20\text{cm}} \leq 1.25 * 9.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 6.67$$

$$62.61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 87.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$62.61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 76.20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Las dimensiones propuestas cumplen con los esfuerzos a compresión.

- Altura mínima en función de desplazamiento horizontal

- Máximo desplazamiento horizontal

$$\Delta_{temp} = 15 \text{ m} * (30^\circ\text{C} - 15^\circ\text{C}) * 1.08 \times 10^{-5} \text{ mm/m/}^\circ\text{C} = 2.43 \text{ mm}$$

$$\Delta_s = 1.20 * (2.43 \text{ mm} + 7.50 \text{ mm}) = 11.92 \text{ mm} = 1.19 \text{ cm}$$

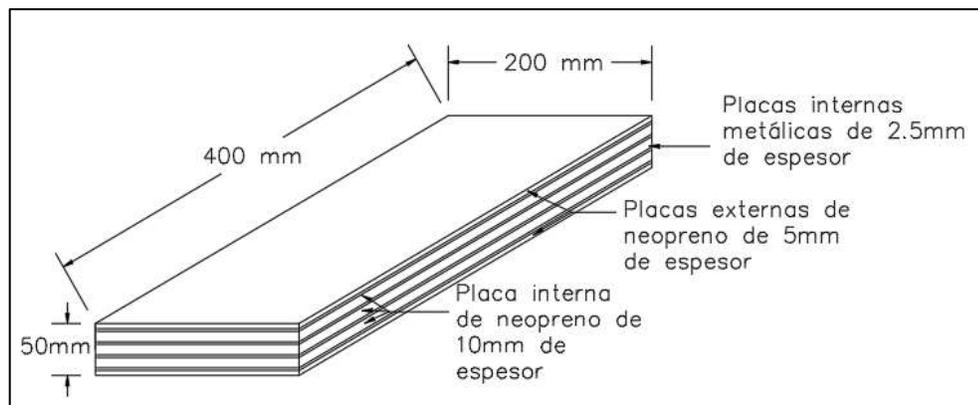
- Altura mínima del apoyo de neopreno reforzado

$$h_{rt} \geq 2 * 11.92 \text{ mm} = 23.83 \text{ mm}$$

Como la altura total del neopreno son 50.00 mm y la altura mínima requerida por desplazamiento horizontal es de 23.83 mm, la almohadilla de neopreno propuesta cumple con los requerimientos.

Figura 71.

Detalle de almohadilla de neopreno reforzado



Nota. Dibujo de neopreno reforzado. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.7.4. Diseño de junta de dilatación

La junta de dilatación se diseñará como se mostró en el capítulo 2 del presente trabajo de graduación, mediante las expresiones del *Manual de ingeniería de puentes*, del autor Ralph Dornsife del Departamento de Transportes de Washington, en su capítulo 25 de juntas de expansión.

$$\Delta_{contracción} = 0.0002 * 0.8 * 8m * 1,000 \text{ mm/m} * \cos(0^\circ) = 2.40 \text{ mm}$$

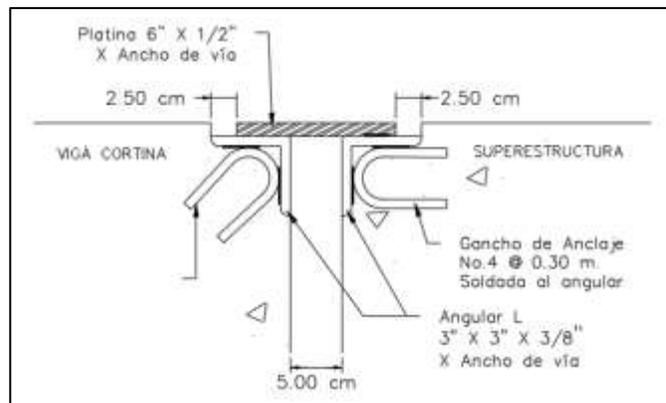
$$\Delta_{temperatura} = 0.000011 \text{ m/m/}^\circ\text{C} * 8m * 1,000 \text{ mm/m} * \cos(0^\circ) = 0.17 \text{ mm}$$

$$\Delta = 2.40 + 0.17 = 2.57 \text{ mm} \approx 0.10 \text{ pulgadas}$$

Como el movimiento total horizontal ha sido de 0.10 pulgadas el tipo de junta de dilatación a utilizar será de placa deslizante, la junta estándar de la Dirección General de Caminos.

Figura 72.

Detalle de junta de dilatación



Nota. Dibujo de junta de dilatación estándar. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

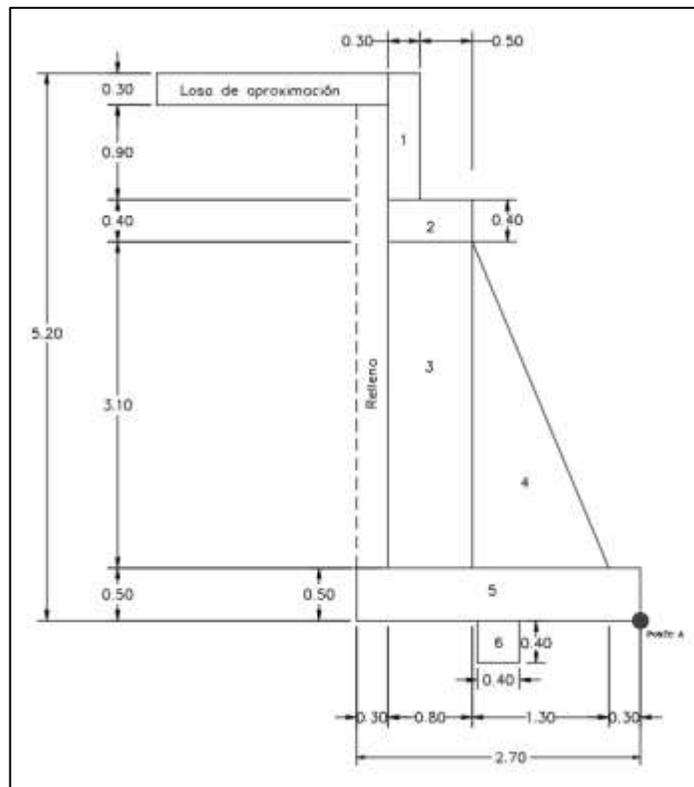
4.7.5. Diseño de estribo

El estribo será de muro de gravedad de concreto ciclópeo con un peso específico de 2,400.00 kg/m³, comprendido de un 67 % mortero y 33 % piedra, se propone 3.60 metros de altura.

Para su diseño se deberá realizar una serie de chequeos al estribo, la cual deberá cumplir los parámetros de seguridad para que el estribo no pueda fallar por volteo, deslizamiento y presiones.

Figura 73.

Sección de estribo



Nota. Dibujo de sección de estribo. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

Datos:

γ_c = peso específico del concreto de $2,400 \text{ kg/m}^3$

γ_t = peso específico del terreno de $1,260 \text{ kg/m}^3$

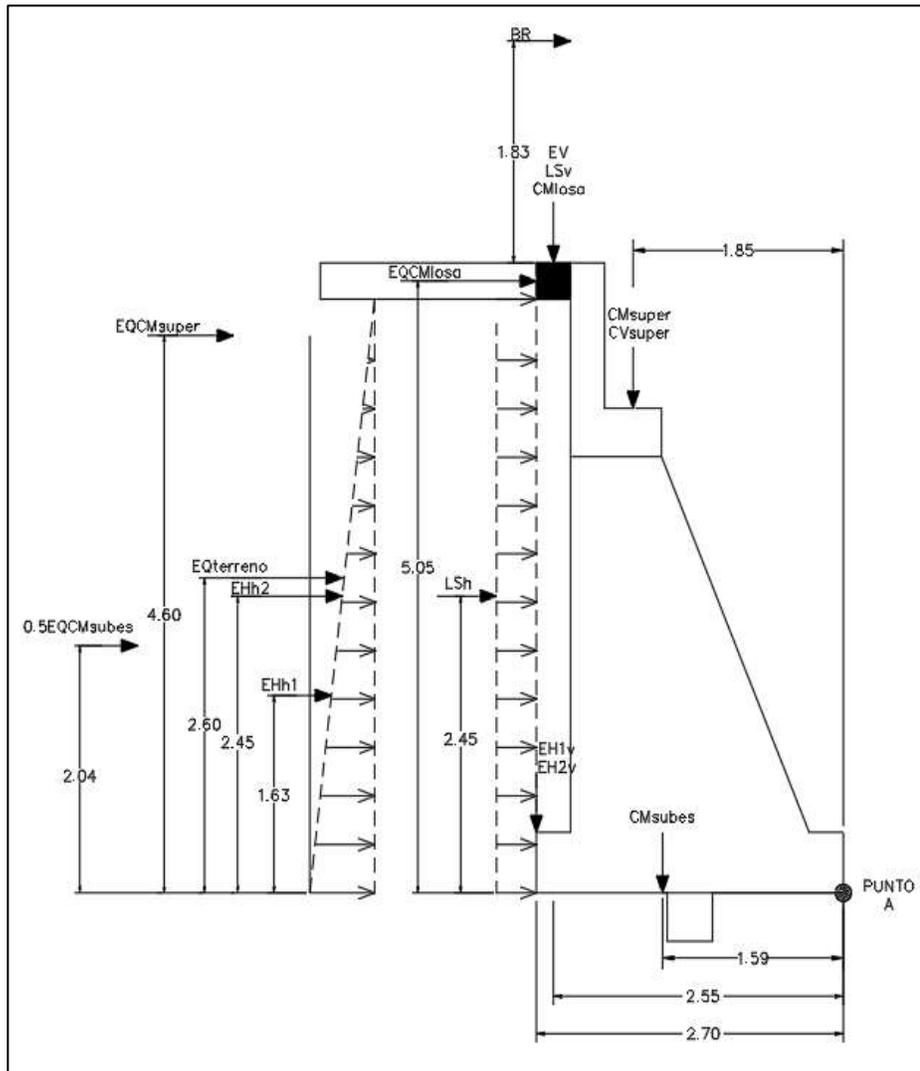
γ_s = peso específico del relleno de $1,500 \text{ kg/m}^3$

γ_{cc} = peso específico del concreto ciclópeo de 2,400 kg/m³

V_s = valor soporte del suelo de 32.38 ton/m²

Figura 74.

Diagrama de cuerpo libre de estribo



Nota. Dibujo de cargas actuantes en estribo. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2019.

4.7.5.1. Integración de cargas

Los estribos soportarán las cargas provenientes de la superestructura y parte de la subestructura, su propio peso, cargas vivas actuantes en la superestructura, carga de frenado, carga por sismo, sobrecarga y empujes de suelo.

4.7.5.1.1. Carga viva de superestructura

- Carril de carga

$$P_{CC} = 7,140.00 \text{ kg}$$

- Camión de diseño

$$P_{CD} = 26,469.96 \text{ kg}$$

- Carga viva total de superestructura

$$P_{CV} = \frac{4 * (P_{CC} + P_{CD+IM})}{L_{Estribo}} = \frac{4 * (7,140.00 \text{ kg} + (1.33 * 26,469.96 \text{ kg}))}{8.00 \text{ m}}$$

$$P_{CV} = 21,172.52 \text{ kg/m}$$

4.7.5.1.2. Carga muerta por losa de aproximación

$$P_{CM} = 0.30\text{m} * 0.30\text{m} * 2,400.00 \text{ kg/m} = 216.00 \text{ kg/m}$$

4.7.5.1.3. Carga muerta de superestructura

$$P_{CM} = \frac{2 * P_{CM \text{ Viga Ext}} + 2 * P_{CM \text{ Viga Int}}}{L_{\text{Estribo}}} = \frac{2 * 19,258.20 \text{ kg} + 2 * 20,448.98 \text{ kg}}{8.00 \text{ m}}$$

$$P_{CM} = 9,926.80 \text{ kg/m}$$

4.7.5.1.4. Carga de frenado

$$BR = 453.75 \text{ kg/m}$$

4.7.5.1.5. Sobrecarga por carga viva

$$LS = 553.50 \text{ kg/m}^2 * (5.20 - 0.30) \text{ m} = 2,712.15 \text{ kg/m}$$

- Carga vertical producida por LS
 - Componente vertical de la sobrecarga por carga viva

$$LS_{1v} = LS * \sin(\delta) = 2,712.15 \text{ kg/m} * \sin(30) = 1,356.08 \text{ kg/m}$$

- Carga producida por el terreno extendido en los 30 cm del talón del estribo (LS_{2v}).

$$LS_{2v} = b * heq * \gamma_s = 0.30 \text{ m} * 0.90 \text{ m} * 1,500 \text{ kg/m}^3 = 405.00 \text{ kg/m}$$

$$LS_v = LS_{1v} + LS_{2v} = 1,356.08 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 405.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1,761.08 \text{ kg/m}$$

- Carga horizontal producida por LS

$$LS_h = LS * \cos(\delta) = 2,712.15 \text{ kg/m} * \cos(30) = 2,348.79 \text{ kg/m}$$

4.7.5.1.6. Empuje lateral activo de suelo

- Empuje lateral activo del suelo
 - Empuje producido por terreno

$$EH_1 = \frac{1}{2} * Ka * \gamma_s * h^2 = \frac{1}{2} * 0.41 * 1,500 \text{ kg/m}^3 * (5.2 - 0.3 \text{ m})^2 = 7,383.08 \text{ kg/m}$$

- Empuje producido por losa de aproximación

$$EH_2 = Ka * \gamma_s * h * b = 0.41 * 1,500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (5.2 - 0.3) \text{ m} * 0.30 \text{ m} = 1,446.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Carga vertical producida por EH₁

$$EH_{1v} = EH_1 * \sin(\delta) = 7,383.08 \text{ kg/m} * \sin(30^\circ) = 3,691.54 \text{ kg/m}$$

- Carga vertical producida por EH₂

$$EH_{2v} = EH_2 * \sin(\delta) = 1,446.48 \text{ kg/m} * \sin(30^\circ) = 723.24 \text{ kg/m}$$

- Carga horizontal producida por EH₁

$$EH_{1h} = EH_1 * \cos(\delta) = 7,383.08 \text{ kg/m} * \cos(30^\circ) = 6,393.93 \text{ kg/m}$$

- Carga vertical producida por EH_1

$$EH_{2h} = EH_2 * \cos(\delta) = 7,383.08 \text{ kg/m} * \cos(30^\circ) = 1,252.69 \text{ kg/m}$$

4.7.5.1.7. Carga muerta de estribo

La carga muerta del estribo también se le conoce como peso propio, el cual depende de su geometría y del material que está hecha la estructura.

Tabla 55.

Carga muerta y centroide del estribo

Sección	Peso específico (Kg/m ³)	Área (m ²)	Peso (kg/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*Peso (Kg·m/m)	Ya*Peso (Kg·m/m)
1	2,400.00	0.36	864.00	2.25	4.60	1,994.00	3,974.40
2	2,400.00	0.32	768.00	1.90	3.80	1,459.20	2,918.40
3	2,400.00	3.10	7,440.00	1.90	1.53	14,136.00	11,383.20
4	2,400.00	1.71	4,104.00	1.03	2.05	4,227.12	8,413.20
5	2,400.00	1.35	3,240.00	1.35	1.53	4,374.00	4,957.20
			$P_{CM \text{ estribo}} =$		$\Sigma =$	26,140.32	31,646.40
Centro de gravedad X y Y respecto al punto A						1.59	1.93

Nota. Tabla resumen de peso propio y cálculo de centroide de estribo. Elaboración propia, realizado con Excel.

4.7.5.1.8. Empuje vertical del suelo

Es el fuerza o empuje vertical que produce el suelo al estribo.

Tabla 56.

Empuje vertical del suelo sobre estribo

Sección	Peso específico (Kg/m ³)	Área (m ²)	Peso (kg/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*Peso (Kg·m/m)	Ya*Peso (Kg·m/m)
6	1,500.00	1.47	2,205.00	2.55	2.85	5,622.75	6,284.25
		EV =	2,205.00		Σ =	5,622.75	6,284.25
Centro de gravedad X y Y respecto al punto A						2.55	2.85

Nota. Tabla resumen de cargas verticales actuantes en estribo producido por suelo. Elaboración propia, realizado con Excel.

4.7.5.1.9. Carga de sismo

- Fuerza de presión dinámica del terreno

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * K_{AE} * H^2 * \gamma_s = \frac{1}{2} * 0.76 * (5.20 - 0.30 \text{ m})^2 * 1,500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$P_{AE} = 13,685.70 \text{ kg/m}$$

- Fuerza de acción sísmica

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH_1 = 13,685.70 \frac{\text{kg}}{\text{m}} - 7,383.08 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$EQ_{terr} = 6,302.62 \text{ kg/m}$$

- Carga sísmica por superestructura

$$EQ_{CM \text{ Superestructura}} = P_{CM \text{ Superestructura}} * AMS_d$$

$$EQ_{CM \text{ Superestructura}} = 9,926.80 \frac{kg}{m} * 0.508$$

$$EQ_{CM \text{ Superestructura}} = 5,042.81 \text{ kg/m}$$

- Carga sísmica por losa de aproximación

$$EQ_{CM \text{ Losa}} = 0.25 * 723.24 \text{ kg/m} = 180.81 \text{ kg/m}$$

- Fuerza inercial del estribo

$$EQ_{CM \text{ Subestructura}} = P_{IR} = (P_{CM \text{ estribo}} + EV) * K_h$$

$$P_{IR} = (16,416.00 \text{ kg/m} + 2,205.00 \text{ kg/m}) * 0.25 = 4,655.25 \text{ kg/m}$$

- Efecto combinado de P_{AE} y P_{IR}

- $P_{AE} + 0.50P_{IR}$

$$13,685.70 \frac{kg}{m} + \left(0.50 * 4,655.25 \frac{kg}{m}\right) = 16,013.33 \frac{kg}{m}$$

- $0.50P_{AE} \text{ o } EH > +P_{IR}$

$$\left(0.50 * 13,685.70 \frac{kg}{m} = 6,842.85 \frac{kg}{m}\right) < 7,383.08 \frac{kg}{m} + 4,655.25 \frac{kg}{m}$$

$$7,383.08 \frac{kg}{m} + 4,655.25 \frac{kg}{m} = 12,038.33 \frac{kg}{m}$$

Utilizando la expresión más crítica, para determinar la carga sísmica total aplicada al estribo debido al sismo y presión del suelo, se considera el efecto de acción sísmica P_{AE} descontándole la presión estática del terreno (EH) y la fuerza horizontal inercial P_{IR} . Utilizando la combinación de 100 % P_{AE} (presión sísmica del empuje de suelo) + 50 % P_{IR} (fuerza inercial del estribo).

4.7.5.2. Momentos y cargas actuantes en estribo

Se muestran las tablas resumen de los momentos y cargas actuantes en estribo.

Tabla 57.

Resumen de cargas y momentos de volteo

Carga	F (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg·m/m)
BR	453.75	7.03	3,189.86
LS _h	2,348.79	2.45	5,754.54
EH _{1h}	6,393.93	1.63	10,422.11
EH _{2h}	1,252.69	2.45	3,069.09
EQ _{terreno}	6,302.62	2.60	16,386.81
EQ _{CM losa}	180.81	5.05	913.09
EQ _{CM superestructura}	5,042.81	4.60	23,196.93
0.50EQ _{CM subestructura}	2,327.63	2.04	4,748.36
	24,303.03		67,680.79

Nota. Tabla resumen de cargas y momentos de volteo producidos al estribo. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 58.*Resumen de cargas y momentos de estabilizadores*

Carga	F (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg·m/m)
CM _{subestructura}	16,416.00	1.59	26,101.44
CM _{losa}	216.00	2.55	550.80
CM _{superestructura}	9,926.80	1.85	18,364.58
EV	2,205.00	2.55	5,622.75
EH _{1v}	3,691.54	2.70	9,967.16
EH _{2v}	723.24	2.70	1,952.75
CV _{superestructura}	21,172.52	1.85	39,169.16
LS _v	1,761.08	2.55	4,490.75
	56,112.18		106,219.39

Nota. Tabla resumen de cargas y momentos estabilizadores producidos al estribo. Elaboración propia, realizado con Excel.

4.7.5.3. Factores de carga aplicados por estado límite de análisis

Con las cargas definidas para analizar la estabilización y volteo del estribo es necesario determinar las combinaciones de carga a utilizar para el análisis. Utilizando los estados límites de Resistencia I y Evento Extremo I.

Para el chequeo por deslizamiento y volteo se utilizará factores máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras) y factores mínimos para las cargas verticales (estabilizadoras), para este caso se denominada Ia. Y para el chequeo de presiones en la base se utilizará factores máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar la presión sobre el terreno, a dicho caso se denomina Ib.

Los factores máximos y mínimos utilizados fueron recopilados de AASHTO, Tabla 3.4.1-1 de combinación y factores de cargas, y Tabla 3.4.1-2 de factores de carga para cargas permanentes. Y Los factores de carga utilizados son los que se encuentran en la Tabla 17 del capítulo 2 del presente trabajo.

4.7.5.4. Revisión de estribo sin superestructura

Únicamente se consideran las cargas que afectan al estribo y su peso propio, sin tomar en cuenta carga viva y muerta de superestructura. A continuación, se muestran las cargas que sirven para el análisis de esta revisión.

Tabla 59.

Resumen de factores y combinaciones cargas verticales

Tipo de carga	CM		EV	EH		LS	Carga Total (kg/m)
	CM _{subestructura}	CM _{losa}		EH _{1v}	EH _{2v}	LS _v	
Carga (kg/m)	16,416.00	216.00	2,205.00	3,691.54	723.24	1,761.08	25,012.86
Resistencia la	14,774.40	194.40	2,205.00	5,537.31	1,084.86	3,081.89	26,877.86
Resistencia lb	20,520.00	270.00	2,976.75	5,537.31	1,084.86	3,081.89	33,470.81
Ev. extremo la	16,416.00	216.00	2,205.00	3,691.54	723.24	880.54	24,132.32
Ev. extremo lb	20,520.00	270.00	2,976.75	5,537.31	1,084.86	880.54	31,269.46

Nota. Tabla resumen de factores y combinaciones de cargas verticales, para análisis de estribo sin superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 60.*Resumen de factores y combinaciones momentos estabilizadores*

Tipo de momento	CM		EV	EH		LS	Momento Total (kg·m/m)
	CM _{subest}	CM _{losa}		EH _{1v}	EH _{2v}	LS _v	
Momento (kg·m/m)	26,101.44	550.80	5,622.75	9,967.16	1,952.75	4,490.75	48,685.65
Resistencia la	23,491.30	495.72	5,622.75	14,950.74	2,929.13	7,858.81	55,348.45
Resistencia lb	32,626.80	688.50	7,590.71	14,950.74	2,929.13	7,858.81	66,644.69
Ev. extremo la	26,101.44	550.80	5,622.75	9,967.16	1,952.75	2,245.38	46,440.28
Ev. extremo lb	32,626.80	688.50	7,590.71	14,950.74	2,929.13	2,245.38	61,031.26

Nota. Tabla resumen de factores y combinaciones de momentos estabilizadores producidos al estribo, para análisis de estribo sin superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 61.*Resumen de factores y combinaciones cargas horizontales*

Tipo de carga	LS	EH		EQ			Carga Total (kg/m)
	LS _h	Eh _{1h}	Eh _{2h}	EQ _{terreno}	0,50EQ _{CM subestructura}	EQ _{CM losa}	
Carga (kg/m)	2,348.79	6,393.93	1,252.69	6,302.62	2,327.63	180.81	18,806.47
Resistencia la	4,110.38	9,590.90	1,879.04	0.00	0.00	0.00	15,580.32
Resistencia lb	4,110.38	9,590.90	1,879.04	0.00	0.00	0.00	15,580.32
Ev. extremo la	1,174.40	6,393.93	1,252.69	6,302.62	2,327.63	180.81	17,451.27
Ev. extremo lb	1,174.40	9,590.90	1,879.04	6,302.62	2,327.63	180.81	21,274.59

Nota. Tabla resumen factores y combinaciones de cargas horizontales producidos al estribo, para análisis de estribo sin superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 62.*Resumen de factores y combinaciones momentos de volteo*

Tipo de momento	LS	EH		EQ			Momento Total (kg·m/m)
	LS _h	Eh _{1h}	Eh _{2h}	EQ _{terreno}	0,50EQ _{CM subestructura}	EQ _{CM losa}	
Momento (kg·m/m)	5,754.54	10,422.11	3,069.09	16,386.81	4,748.36	913.09	41,294.00
Resistencia la	10,070.45	15,633.17	4,603.64	0.00	0.00	0.00	30,307.26
Resistencia lb	10,070.45	15,633.17	4,603.64	0.00	0.00	0.00	30,307.26
Ev. extremo la	2,877.27	10,422.11	3,069.09	16,386.81	4,748.36	913.09	37,503.64
Ev. extremo lb	2,877.27	15,633.17	4,603.64	16,386.81	4,748.36	913.09	44,249.25

Nota. Tabla resumen de factores y combinaciones de momentos de volteo producidos al estribo, para análisis de estribo sin superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

Con la información presentada en las tablas anteriores, se procede a realizar el análisis del estribo con cargas únicamente de la subestructura sin tomar en cuenta cargas de superestructura, el análisis es por volteo, deslizamiento y presiones.

- Chequeo por volteo

Para el cumplimiento del análisis por volteo cada estado límite utilizado no debe excederse de una excentricidad máxima específica según la normativa.

- Estado límite de resistencia

$$e_{max} = \frac{B}{3} = \frac{2.70 \text{ m}}{3}$$

$$e_{max} = 0.90 \text{ m}$$

- Estado límite de evento extremo

$$e_{max} = \frac{11B}{30} = \frac{11 * 2,70 \text{ m}}{30} = 0,99 \text{ m}$$

Tabla 63.

Revisión por volteo

Estado límite	V (kg/m)	M _v (kg·m/m)	M _h (kg·m/m)	X _A (m)	e (m)	e _{max} (m)	Cumple
Resistencia la	26,877.86	55,348.45	30,307.26	0.93	0.42	0.90	SI
Resistencia lb	33,470.81	66,644.69	30,307.26	1.09	0.26	0.90	SI
Ev. extremo la	24,132.32	46,440.28	37,503.64	0.37	0.98	0.99	SI
Ev. extremo lb	31,269.46	61,031.26	44,249.25	0.54	0.81	0.99	SI

Nota. Tabla de chequeo por volteo de estribo, para análisis de estribo sin superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Chequeo por deslizamiento

En la base del cimiento se coloca un diente de 0.40m X 0.40m el cual contrarresta el deslizamiento, por lo que para determinar su resistencia al deslizamiento se calcula el coeficiente de empuje pasivo (Kp) en el sector que afecta el diente con las siguientes ecuaciones.

$$\Gamma = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) * \sin(\phi_f + \beta)}{\sin(\theta + \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(21 + 30) * \sin(21 + 0)}{\sin(90 + 30) * \sin(90 + 0)}} \right]^2$$

$$\Gamma = 0.19$$

$$Kp = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\Gamma[\sin^2(\theta) * \sin(\theta + \delta)]} = \frac{\sin^2(90 + 21)}{0.19 * [\sin^2(90) * \sin(90 + 30)]}$$

$$Kp = 5.30$$

La presión pasiva en la parte baja del estribo es:

$$Pp_B = \left(1,500 \frac{kg}{m^3} * 5.30 * 0.5 m\right) + \left(2 * 5,930 \frac{kg}{m^3} * \sqrt{5.30}\right)$$

$$Pp_B = 30,910.42 \frac{kg}{m^2}$$

La presión pasiva en la parte baja del diente es:

$$Pp_C = \left(1,500 \frac{kg}{m^3} * 5.30 * (0.5m + 0.30m)\right) + \left(2 * 5,930 \frac{kg}{m^3} * \sqrt{5.30}\right)$$

$$Pp_C = 34,090.42 \frac{kg}{m^2}$$

La resistencia pasiva es:

$$R_{ep} = \frac{1}{2} * \left(30,614.25 \frac{kg}{m^2} + 32,724.75 \frac{kg}{m^2}\right) * 0.30m$$

$$R_{ep} = 9,500.85 \frac{kg}{m}$$

Tabla 64.*Revisión por deslizamiento*

Estado límite	$\phi_T R_T$ (kg/m)	$\phi_{ep} R_{ep}$ (kg/m)	R_R (kg/m)	H (Kg/m)	Cumple
Resistencia Ia	13,609.35	6,500.08	20,109.43	15,580.32	SI
Resistencia Ib	13,609.35	6,500.08	20,109.43	15,580.32	SI
Ev. extremo Ia	16,011.00	13,000.17	29,011.17	17,451.27	SI
Ev. extremo Ib	16,011.00	13,000.17	29,011.17	21,274.59	SI

Nota. Tabla de chequeo por deslizamiento de estribo, para análisis de estribo sin superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Chequeo por presiones

Para cada estado límite utilizado se tiene un factor de resistencia (ϕ_b) específico según la normativa.

- Estado límite de Resistencia, según Tabla 10.5.5.2.2-1 de AASHTO, el factor de resistencia de apoyo para método semi-empírico de Meyerhof será $\phi_b = 0.45$.
- Estado límite Evento Extremo, según AASHTO 11.5.8, los factores de resistencia para dicho estado límite serán uno, $\phi_b = 1.00$.

Tabla 65.*Revisión por presiones*

Estado límite	V (kg/m)	e (m)	q (Kg/m ²)	q _R (Kg/m ²)	Cumple
Resistencia Ia	26,877.86	0.42	14,450.46	43,713.00	SI
Resistencia Ib	33,470.81	0.26	15,353.58	43,713.00	SI

Continuación de la Tabla 65.

Estado límite	V (kg/m)	e (m)	q (Kg/m ²)	q _R (Kg/m ²)	Cumple
Ev. extremo la	24,132.32	0.98	32,611.24	97,140.00	SI
Ev. extremo lb	31,269.46	0.81	28,953.20	97,140.00	SI

Nota. Tabla de chequeo por presiones de estribo, para análisis de estribo sin superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

4.7.5.5. Revisión estribo con superestructura y carga viva

Se realiza el mismo procedimiento que el análisis anterior del estribo, pero considerando las cargas que afectan al estribo con carga muerta y viva de superestructura. A continuación, se muestran las cargas que sirven para el análisis de esta revisión.

Tabla 66.

Resumen de factores y combinaciones cargas verticales

Tipo de carga	CM			EV	EH		CV	LS	Carga Total (kg/m)
	CM _{subestr}	CM _{superest}	CM _{losa}		EH _{1v}	EH _{2v}	CV _{superest}	LS _v	
Carga (kg/m)	16,416.00	9,926.80	216.00	2,205.00	3,691.54	723.24	21,172.52	1,761.08	56,112.18
Resistencia la	14,774.40	8,934.12	194.40	2,205.00	5,537.31	1,084.86	37,051.91	3,081.89	72,863.89
Resistencia lb	20,520.00	12,408.50	270.00	2,976.75	5,537.31	1,084.86	37,051.91	3,081.89	82,931.22
Ev. extremo la	16,416.00	9,926.80	216.00	2,205.00	3,691.54	723.24	10,586.26	880.54	44,645.38
Ev. extremo lb	20,520.00	12,408.50	270.00	2,976.75	5,537.31	1,084.86	10,586.26	880.54	54,264.22

Nota. Tabla resumen de factores y combinaciones de carga verticales, para análisis de estribo con cargas vivas y muertas de superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 67.*Resumen de factores y combinaciones momentos estabilizadores*

Tipo de momento	CM			EV	EH		CV _{superest}	LS _v	Momento Total (kg·m/m)
	CM _{subestr}	CM _{superest}	CM _{losa}		EH _{1v}	EH _{2v}			
Momento (kg·m/m)	26,101.44	18,364.58	550.80	5,622.75	9,967.16	1,952.75	39,169.16	4,490.75	106,219.39
Resistencia la	23,491.30	16,528.12	495.72	5,622.75	14,950.74	2,929.13	68,546.03	7,858.81	140,422.60
Resistencia lb	32,626.80	22,955.73	688.50	7,590.71	14,950.74	2,929.13	68,546.03	7,858.81	158,146.45
Ev. extremo la	26,101.44	18,364.58	550.80	5,622.75	9,967.16	1,952.75	19,584.58	2,245.38	84,389.44
Ev. extremo lb	32,626.80	22,955.73	688.50	7,590.71	14,950.74	2,929.13	19,584.58	2,245.38	103,571.57

Nota. Tabla resumen de factores y combinaciones de momentos estabilizadores, para análisis de estribo con cargas vivas y muertas de superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 68.*Resumen de factores y combinaciones cargas horizontales*

Tipo de carga	BR	LS	EH		EQ				Carga Total (kg/m)
		LS _h	EH _{1h}	EH _{2h}	EQ _{terreno}	EQ _{CM sup}	EQ _{CM sub}	EQ _{CM losa}	
Carga (kg/m)	453.75	2,348.79	6,393.93	1,252.69	6,302.62	5,042.81	2,327.63	180.81	24,303.03
Resistencia la	794.06	4,110.38	9,590.90	1,879.04	0.00	0.00	0.00	0.00	16,374.38
Resistencia lb	794.06	4,110.38	9,590.90	1,879.04	0.00	0.00	0.00	0.00	16,374.38
Ev. extremo la	226.88	1,174.40	6,393.93	1,252.69	6,302.62	5,042.81	2,327.63	180.81	22,901.77
Ev. extremo lb	226.88	1,174.40	9,590.90	1,879.04	6,302.62	5,042.81	2,327.63	180.81	26,725.09

Nota. Tabla resumen de factores y combinaciones de carga horizontales, para análisis de estribo con cargas vivas y muertas de superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 69.*Resumen de factores y combinaciones momentos de volteo*

Tipo de carga	BR	LS	EH		EQ				Momento Total (kg·m/m)
		LS _h	EH _{1h}	EH _{2h}	EQ _{terreno}	EQ _{CM sup}	EQ _{CM sub}	EQ _{CM losa}	
Momento (kg·m/m)	3,189.86	5,754.54	10,422.11	3,069.09	16,386.81	23,196.93	4,748.36	913.09	67,680.79
Resistencia la	5,582.26	10,070.45	15,633.17	4,603.64	0.00	0.00	0.00	0.00	35,889.52
Resistencia lb	5,582.26	10,070.45	15,633.17	4,603.64	0.00	0.00	0.00	0.00	35,889.52
Ev. extremo la	1,594.93	2,877.27	10,422.11	3,069.09	16,386.81	23,196.93	4,748.36	913.09	63,208.59
Ev. extremo lb	1,594.93	2,877.27	15,633.17	4,603.64	16,386.81	23,196.93	4,748.36	913.09	69,954.20

Nota. Tabla resumen de factores y combinaciones de momentos de volteo, para análisis de estribo con cargas vivas y muertas de superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Chequeo por volteo

Tabla 70.*Revisión por volteo*

Estado límite	V (kg/m)	M _v (kg·m/m)	M _h (kg·m/m)	X _A (m)	e (m)	e _{max} (m)	Cumple
Resistencia la	72,863.89	140,422.60	35,889.52	1.43	0.08	0.90	SI
Resistencia lb	82,931.22	158,146.45	35,889.52	1.47	0.12	0.90	SI
Ev. extremo la	44,645.38	84,389.44	63,208.59	0.47	0.88	0.99	SI
Ev. extremo lb	54,264.22	103,571.57	69,954.20	0.62	0.73	0.99	SI

Nota. Tabla resumen de chequeo de análisis por volteo a estribo, para análisis de estribo con cargas vivas y muertas de superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Chequeo por deslizamiento

Tabla 71.

Revisión por deslizamiento

Estado límite	$\emptyset_T R_T$ (kg/m)	$\emptyset_{ep} R_{ep}$ (kg/m)	R_R (kg/m)	H (Kg/m)	Cumple
Resistencia la	13,425.75	6,500.08	19,925.83	16,374.38	SI
Resistencia lb	13,425.75	6,500.08	19,925.83	16,374.38	SI
Ev. extremo la	15,795.00	13,000.17	28,795.17	22,901.77	SI
Ev. extremo lb	15,795.00	13,000.17	28,795.17	26,725.09	SI

Nota. Tabla resumen de chequeo de análisis por deslizamiento a estribo, para análisis de estribo con cargas vivas y muertas de superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Chequeo por presiones

Tabla 72.

Revisión por presiones

Estado límite	V (kg/m)	e (m)	q (Kg/m²)	q_R (Kg/m²)	Cumple
Resistencia la	72,863.89	0.08	28,686.57	43,713.00	SI
Resistencia lb	82,931.22	0.12	33,711.88	43,713.00	SI
Ev. extremo la	44,645.38	0.88	47,495.09	97,140.00	SI
Ev. extremo lb	54,264.22	0.73	43,761.47	97,140.00	SI

Nota. Tabla resumen de chequeo de análisis por presiones a estribo, para análisis de estribo con cargas vivas y muertas de superestructura. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Planta y perfil del puente
- Planta topográfica
- Detalles de armado de los elementos estructurales.
- Detalles de anclajes y neopreno
- Composición de barandal

4.9. Presupuesto

Es la integración de precios unitarios que detallan los renglones de trabajo que conforma el proyecto. La cuantificación de materiales se realizó según los planos finales; y los precios de materiales, maquinaria, equipo y salarios son representativos de la región. Se incluyen costos directos e indirectos, considerando un factor de indirectos del 40.00 %.

4.9.1. Integración de precios unitarios

La integración de precios unitarios es el desglose de los renglones de trabajo que conforman las actividades a realizar para construir el proyecto, con los materiales, herramientas, mano de obra requerida, equipo y maquinaria necesaria, en una unidad de trabajo.

4.9.2. Resumen del presupuesto

Se presenta un cuadro resumen de los renglones de trabajo necesarios para la construcción del proyecto, con sus debidos precios unitarios.

Tabla 73.*Presupuesto del puente vehicular en tramo carretero*

RESUMEN DE PRESUPUESTO						
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR EN COLONIA EL MANANTIAL Y SAN FRANCISCO, COLOMBA COSTA CUCA						
Ubicación:		Colonia El Manantial y Colonia San Francisco				
Municipio:		Colomba Costa Cuca				
Departamento:		Quetzaltenango				
Dimensión:		15,00 metros				
NO.	REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO REGLÓN	
1	Preliminares					
1.1	Limpieza y chapeo	210.00	M2	Q 9.26	Q	1,944.60
1.2	Trazo y replanteo topográfico	210.00	M2	Q 64.70	Q	13,587.00
1.3	Bodega	1.00	Global	Q 8,336.67	Q	8,336.67
1.4	Rótulo de identificación del proyecto	1.00	Unidad	Q 4,359.84	Q	4,359.84
2	Movimiento de tierras					
2.1	Corte y excavación	547.27	M3	Q 156.65	Q	85,729.85
2.2	Relleno y compactación	227.77	M3	Q 407.09	Q	92,722.89
3	Subestructura					
3.1	Estribos + aletones	293.60	M3	Q 1,562.14	Q	458,644.30
3.2	Cortina + viga de apoyo	16.00	ML	Q 4,350.49	Q	69,607.84
3.3	Apoyos de almohadilla de neopreno	8.00	Unidad	Q 3,539.97	Q	28,319.76
4	Superestructura					
4.1	Losa de rodadura + banquetas	120.00	M2	Q 1,422.97	Q	170,756.40
4.2	Viga principal	60.00	ML	Q 3,573.16	Q	214,389.60
4.3	Diafragma externo	8.70	ML	Q 2,342.92	Q	20,383.40
4.4	Diafragma interno	4.35	ML	Q 3,663.70	Q	15,937.10
4.5	Barandal	30.00	ML	Q 781.28	Q	23,438.40
4.6	Junta de dilatación	2.00	Unidad	Q 6,809.90	Q	13,619.80
4.7	Losa de aproximación	39.60	M2	Q 1,086.01	Q	43,006.00
5	Limpieza final					
5.1	Limpieza y señalización final	1.00	Unidad	Q 6,414.91	Q	6,414.91
MONTO ESTIMADO						Q1,271,198.36

Nota. Tabla resumen de presupuesto con renglones de trabajo para construcción de puente vehicular. Elaboración propia, realizado con Excel.

4.10. Cronograma de ejecución física y financiera

Herramienta en la que se establece el programa de trabajo, en donde se define el calendario de ejecución de las actividades previstas. Normalmente se utiliza el diagrama de Gantt y el presupuesto para estructurarlo; sin embargo, su elaboración dependerá del sistema constructivo y la complejidad del proyecto.

Figura 76.

Cronograma físico/financiero del puente vehicular en tramo carretero

NO.	REGLÓN	MONTO	PORCENTAJE	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5
1.1	Limpieza y chapeo	Q 1,944.60	0.15%	■				
1.2	Trazo y replanteo topográfico	Q 13,587.00	1.07%	■				
1.3	Bodega	Q 8,336.67	0.66%	■				
1.4	Rótulo de identificación del proyecto	Q 4,359.84	0.34%	■				
2.1	Corte y excavación	Q 85,729.85	6.74%	■	■			
2.2	Relleno y compactación	Q 92,722.89	7.29%			■		
3.1	Estribos + aletones	Q 458,644.30	36.08%		■	■		
3.2	Cortina + viga de apoyo	Q 69,607.84	5.48%		■	■		
3.3	Apoyos de almohadilla de neopreno	Q 28,319.76	2.23%			■		
4.1	Losa de rodadura + banquetas	Q 170,756.40	13.43%				■	
4.2	Viga principal	Q 214,389.60	16.87%			■	■	
4.3	Diafragma externo	Q 20,383.40	1.60%			■		
4.4	Diafragma interno	Q 15,937.10	1.25%			■		
4.5	Barandal	Q 23,438.40	1.84%					■
4.6	Junta de dilatación	Q 13,619.80	1.07%					■
4.7	Losa de aproximación	Q 43,006.00	3.38%					■
5.1	Limpieza y señalización final	Q 6,414.91	0.50%					■
TOTAL		Q 1,271,198.36	100.00%					
TOTAL PARCIAL (Q)				Q 184,254.36	Q 423,151.82	Q 281,201.62	Q 239,192.65	Q 143,397.91
TOTAL PARCIAL (%)				14.49%	33.29%	22.12%	18.82%	11.28%
TOTAL ACUMULADO (Q)				Q 184,254.36	Q 607,406.18	Q 888,607.80	Q 1,127,800.45	Q 1,271,198.36
TOTAL ACUMULADO (%)				14.49%	47.78%	69.90%	88.72%	100.00%

Nota. Cronograma físico/financiero de actividades para construcción de puente vehicular. Elaboración propia, realizado con Excel.

4.11. Evaluación ambiental

Impacto ambiental es la modificación en el ambiente, que se origina por los efectos de acción por la actividad humana, el impacto generado puede ser negativo o positivo.

Este proyecto se encuentra dentro del listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), en la sección "F", división 42, grupo 420, categoría 599 y clase 4 210 como: *Diseño, construcción y operación de puentes vehiculares de una vía*, dicho listado ubica al proyecto con potencial de moderado a bajo impacto ambiental, o conocida como categoría B2.

La resolución administrativa No. 011-2020 establece que dentro de los requisitos de evaluación de impacto ambiental B2, se deberá incluir el formato de instrumento ambiental de evaluación ambiental inicial, que deberá ser elaborado por un consultor ambiental acreditado en el MARN.

CONCLUSIONES

1. La investigación monográfica recopilada en el municipio de Colomba Costa Cuca, respalda la necesidad de brindar a la comunidad Santa Anita un acceso fácil y seguro de sus habitantes productores a las actividades laborales o comerciales mediante un puente vehicular que reanude el desarrollo productivo de sus tierras de cultivo. Y en las colonias San Francisco, 15 de Septiembre y el sector El Manantial se pretende incentivar el desarrollo socioeconómico de los pobladores implementando calles de pavimento rígido y la conexión de un puente en estas calles que den acceso directo, fácil y seguro a los pobladores con las redes principales del casco urbano.
2. El puente vehicular de la comunidad Santa Anita, diseñado para soportar una carga viva vehicular HL-93, tiene una longitud de 8 metros, es de un solo carril de 3.50 metros de ancho y con bordillos laterales de 0.70 metros de ancho cada uno, para paso peatonal con su respectivo barandal.

El tramo carretero de las Colonias 15 de Septiembre, San Francisco y Sector El Manantial de pavimento rígido, diseñado con el método PCA, consta aproximadamente 1.92 kilómetros, con un ancho de 6,00 metros de dos carriles de 3.00 metros cada uno, con cuneta y bordillos laterales, el diseño del mismo cuenta con capas de concreto hidráulico sin dovelas de 0.15 metros de espesor, base granular de 0,15 metros de espesor y reacondicionamiento de subrasante de una capa de 0.20 metros de espesor.

Y el puente vehicular diseñado para soportar una carga viva HL-93, que se encuentra en el tramo carretero de las colonias San Francisco y Sector El Manantial tiene una longitud de 15 metros, es de dos carriles de 3.30 metros de ancho cada uno y con bordillos laterales de 0,70 metros de ancho cada uno, para paso peatonal con su respectivo barandal.

3. Se respalda cada uno de los proyectos por medio de memoria de cálculos, con la representación gráfica de estos resultados mediante sus respectivos planos constructivos, presupuestos y cronogramas de ejecución.
4. La rehabilitación de la infraestructura vial en las comunidades y colonias aledañas del casco urbano del municipio de Colomba Costa Cuca, facilita la comunicación terrestre de los habitantes para realizar sus actividades laborales y comerciales, y así como acceder a los servicios básicos que aún se concentran en el centro del municipio.

RECOMENDACIONES

1. Construir con base en el diseño y especificaciones técnicas contenidas en los planos constructivos. Ante cualquier modificación, sin alterar el correcto funcionamiento de las estructuras deberá ser autorizado por el ente representante de la supervisión y mediante un fundamento profesional.
2. Supervisar la ejecución de los proyectos de manera continua y eficiente por medio de un profesional en la materia, así como llevar control de calidad de los materiales utilizados para garantizar un adecuado método constructivo de la inversión.
3. Realizar obras de protección aguas arriba del puente vehicular, para mitigar problemas de socavación en la estructura del puente ante crecidas máximas que hubiere.
4. Elaborar un plan de mantenimiento preventivo que involucre a las comunidades e identifiquen el buen uso de la infraestructura, con la finalidad de mantener en buen estado las tuberías, cunetas, carpeta de rodadura.
5. Implementar sistemas de protección en los trabajos de excavación y en los trabajos realizados en el cauce del río como la elaboración de obra falsa y construcción de aletones y estribos, cuando el ente representante de la supervisión lo considere, para evitar accidentes o pérdidas humanas.

REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. AASHTO.
- American Concrete Institute. (2002). *Práctica estándar para seleccionar proporciones para concreto normal, pesado y en masa (ACI 211.1-91)*. ACI.
- American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-19)*. ACI.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2020). *Normas para el diseño y construcción de puentes*. AGIES.
- Bowles, J. (1981). *Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería Civil*. McGraw Hill, S.A. de C.V.
- Chow, V. (2004). *Hidrología de canales abiertos*. Colombia: Mc Graw Hill Interamericana, S.A.
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología aplicada*. Mc Graw Hill Interamericana, S.A.
- Das, B. (2012). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Cengage Learning Editores.

Dirección General de Caminos. (2000). *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda de la República de Guatemala. Guatemala: Ingenieros Consultores de Centro América, S.A.

Kraemer, C. (2004). *Ingeniería de Carreteras. Volumen II*. Mc Graw Hill/Interamericana de España, S.A.U.

Municipalidad de Colomba Cosca Cuca, Quetzaltenango. (2019). *Plan de Desarrollo Municipal y Ordenamiento Territorial*. Dirección Municipal de Planificación.

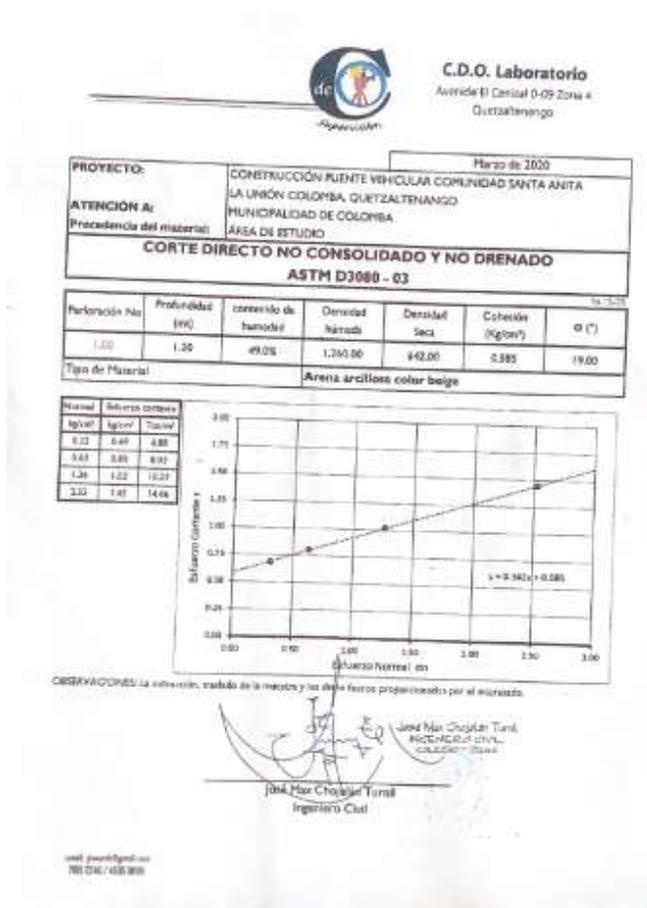
Rodríguez, A. (2020). *Puentes Con AASHTO LRFD 2017*. Prometeo Desencadenado.

Salazar, A. (2015). *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

ANEXOS

Anexo 1.

Resultados del estudio de suelos



Nota. Resultados del estudio de suelos realizado para el proyecto de puente vehicular. Obtenido de la Dirección Municipal de Planificación de la Municipalidad de Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango.

